NORMATIVIDAD Y CULTURA
IMPRENTA NACIONAL DE COLOMBIA
www.imprenta.gov.co

República de Colombia

DIARIO OFICIAL

Fundado el 30 de abril de 1864

Libertad y Orden

Año CXLIV No. 47.663 Edición de 444 páginas • Bogotá, D. C., viernes 26 de marzo de 2010 • I S S N 0122-2112

INCLUYE DIARIO UNICO DE CONTRATACIÓN PÚBLICA NÚMERO 1.160

PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA

DIRECTIVAS PRESIDENCIALES

DIRECTIVA PRESIDENCIAL NÚMERO 01 DE 2010

(marzo 26)

PARA: **VICEPRESIDENTE DE LA REPÚBLICA, MINISTROS DEL DESPACHO, DIRECTORES DE LOS DEPARTAMENTOS ADMINISTRATIVOS, SUPERINTENDENTES, DIRECTORES, GERENTES Y ORGANISMOS DEL SECTOR CENTRAL Y DESCENTRALIZADO DEL ORDEN NACIONAL**

DE: **PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA**

ASUNTO: **GARANTÍA DEL DERECHO FUNDAMENTAL A LA CONSULTA PREVIA DE LOS GRUPOS ÉTNICOS NACIONALES.**

FECHA: 26 de marzo de 2010 Con el propósito de dar cumplimiento a la Constitución Política, los compromisos internacionales adquiridos por Colombia en esta materia y la ley, la presente directiva reseña los mecanismos para la aplicación de la Ley 21 de 1991, señala las acciones que requieren la garantía del derecho a la Consulta Previa y establece los mecanismos mediante los cuales procede el proceso de Consulta Previa.

Los elementos aquí consignados se deben cumplir por parte de las entidades y organismos del sector central y descentralizado del orden nacional.

La Consulta Previa es un derecho fundamental consagrado en la Ley 21 de 1991 *"Por medio de la cual se aprueba el Convenio número 169 sobre pueblos indígenas y tribales en países independientes, adoptado por la 76ª reunión de la Conferencia General de la O.I.T.*[1]*, Ginebra 1989"*. El Convenio 169 de la OIT entra en vigor para Colombia el 4 de marzo de 1991. Por tratarse de un Convenio Internacional sobre Derechos Humanos, otorga a estos derechos carácter Constitucional, en virtud de lo señalado en el artículo 93 de la Carta Política.

En virtud del principio *Pacta Sunt Servanda* el Estado colombiano debe darle cumplimiento al Convenio número 169 de la OIT, el cual en su artículo 2° dispone: "1. *Los gobiernos deberán asumir la responsabilidad de desarrollar, con la participación de los pueblos interesados, una acción coordinada y sistemática con miras a proteger los derechos de esos pueblos y a garantizar el respeto de su integridad"*. En numerosas ocasiones la Honorable Corte Constitucional se ha pronunciado frente a la forma en que la Ley 21 de 1991 y el Convenio 169 de la OIT se deben aplicar en el contexto de la protección y garantía de la integridad de los pueblos denominados tribales en países independientes.

La consulta a los pueblos tribales en países independientes ha sido reglamentada bajo parámetros puntuales, particularmente lo señalado en el artículo 6° (sobre el objeto de la consulta), en el artículo 15 (sobre la consulta respecto de la prospección o explotación de los recursos), en el artículo 17 (sobre la propiedad, la posesión o el uso de las tierras), en el artículo 22 (sobre programas de formación profesional de aplicación general), en el artículo 28 (sobre la enseñanza de la lengua propia). Igualmente, respecto al fundamento de la realización de consultas a los pueblos denominados tribales en países independientes, pueden revisarse los artículos 3°, 4° y 5° del Convenio 169 de la OIT.

En el marco del ordenamiento jurídico nacional se encuentra la Ley 21 de 1991, que tiene aplicación a pueblos indígenas, comunidades negras, afrodescendientes, raizales, palenqueras, y al Pueblo Rom, que en adelante se denominarán *Grupos Étnicos Nacionales,* y el Decreto 1320 de 1998, que reglamentó la consulta previa con las comunidades indígenas y negras para la explotación de los recursos naturales dentro de su territorio.

Con la finalidad de garantizar el derecho fundamental a la Consulta Previa, se deben atender las siguientes instrucciones:

1. **Mecanismos para la aplicación de la Ley 21 de 1991**

Hasta tanto se determine la competencia de los entes territoriales respecto a la garantía del derecho a la Consulta Previa, será el Ministerio del Interior y de Justicia el único organismo competente para coordinar la realización de los procesos de Consulta Previa, conforme a lo establecido en su Resolución número 3598 de diciembre de 2008.

La responsabilidad para llevar a cabo procesos de Consulta Previa es compartida entre los representantes de los proyectos y el Ministerio del Interior y de Justicia. El Ministerio es responsable de la forma en que se desarrolla el proceso en cada caso particular y los representantes de cada uno de los proyectos son responsables de participar activamente durante el proceso de consulta previa y de proporcionar los recursos necesarios para cada proceso en particular. El desarrollo responsable de los procesos de Consulta Previa, no sólo permite garantizar el derecho, sino que incrementa la viabilidad de los proyectos.

La participación del Ministerio Público, dentro del marco de sus competencias, siempre se considerará oportuna en cualquier momento y/o permanentemente en los procesos de Consulta Previa.

Las actividades que se planifiquen desde el Gobierno Nacional, centralizado o descentralizado, que requieran la garantía del derecho a la Consulta Previa en los términos establecidos en la presente Directiva, deberán surtir proceso de Consulta Previa de acuerdo con las indicaciones del Ministerio del Interior y de Justicia.

Es responsabilidad del Vicepresidente, los Ministros, Directores de Departamentos Administrativos, Superintendentes, Directores de Unidades Administrativas y Directores, Gerentes y Presidentes de Entidades centralizadas y descentralizadas del orden nacional, solicitar al Grupo de Consulta Previa del Ministerio del Interior y de Justicia, el desarrollo de procesos de Consulta Previa, así como proporcionar información sobre los planes, programas o proyectos que puedan requerir la garantía del derecho a la Consulta Previa.

2. **Acciones que requieren la garantía del derecho a la Consulta Previa**

La consulta procede antes de la ejecución o puesta en marcha de cualquier proyecto que pueda afectar a los Grupos Étnicos Nacionales, o los derechos de los que son titulares de acuerdo con la Declaración Universal de Derechos Humanos, el Pacto Internacional de Derechos Económicos, Sociales y Culturales, el Pacto Internacional de Derechos Civiles y Políticos, o los instrumentos internacionales sobre la prevención de la discriminación. En este sentido se relacionan las siguientes acciones que deben consultarse con los mencionados Grupos:

a) Cuando se expidan medidas legislativas o administrativas susceptibles de afectar directa y específicamente a los Grupos Étnicos Nacionales, y que requieran en el ámbito de su aplicación la formulación de enfoque diferencial.

b) Programas de prospección o explotación de los recursos naturales en sus territorios.

c) Decisiones sobre enajenación de tierras o de transferencia de sus derechos sobre las tierras, en el evento que las disposiciones de aplicación nacional puedan dificultar de alguna manera los procesos de titulación colectiva, ampliación o saneamiento de tierras.

d) Organización y funcionamiento de programas de formación profesional de aplicación general.

e) Enseñanza a los niños de los pueblos interesados a leer y a escribir en su propia lengua indígena o en la lengua que más comúnmente se hable en el grupo al que pertenezcan.

f) Cuando se pretenda desarrollar, incrementar o transformar la malla vial en territorios étnicos.

g) Formulación, diseño o ejecución de proyectos de investigación adelantados por Entidades Públicas que estén relacionados con los recursos naturales, bióticos, económicos, culturales, religiosos, etc., de los grupos étnicos y puedan generar una afectación por la ejecución o la publicación de los mismos.

h) Cuando se planeen acciones de erradicación de cultivos ilícitos que puedan afectar a los grupos étnicos.

i) Cuando se estime tomar medidas sobre la salud y la enfermedad de los Grupos Étnicos Nacionales. Excepto en situaciones de emergencia que comprometan el derecho a la vida.

j) Cuando se pretenda tomar alguna medida prioritaria respecto al proceso de desarrollo de algún Grupo Étnico Nacional.

[1] Organización Internacional del Trabajo (OIT) de la Organización de las Naciones Unidas (ONU).

LICITACIONES

El DIARIO OFICIAL

Informa a las Entidades Oficiales, que se reciben sus órdenes de publicación con dos (2) días hábiles de anticipación.

Vea Indice de Licitaciones en la última página

DIARIO OFICIAL
Fundado el 30 de abril de 1864
Por el Presidente **Manuel Murillo Toro**
Tarifa postal reducida No. 56

DIRECTORA: **MARÍA ISABEL RESTREPO CORREA**

MINISTERIO DEL INTERIOR Y DE JUSTICIA
IMPRENTA NACIONAL DE COLOMBIA
MARÍA ISABEL RESTREPO CORREA
Gerente General

Carrera 66 Nº 24-09 (Av. Esperanza-Av. 68) Bogotá, D. C. Colombia
Conmutador: PBX 4578000.

e-mail: **correspondencia@imprenta.gov.co**

k) Cuando en el ámbito de aplicación de alguna medida legislativa general se requiera incorporar particularidades según las costumbres o el derecho consuetudinario de los Grupos Étnicos Nacionales, en el ámbito de aplicación de alguna medida legislativa general.

l) Demás casos en que la legislación así lo disponga expresamente.

3. **Acciones que no requieren la garantía del derecho a la Consulta Previa**

NO requieren la garantía del derecho a la Consulta Previa a Grupos Étnicos:

a) Medidas legislativas o administrativas que no afecten a los Grupos Étnicos Nacionales. Tal es el caso de medidas fiscales que no los cobije; penales, procesales y civiles de la jurisdicción ordinaria; medidas comerciales, industriales y de servicios de carácter urbano; laborales; y medidas sobre seguridad social, siempre y cuando no reduzcan la calidad de vida de los grupos étnicos.

b) Actividades para el mantenimiento de la malla vial existente, siempre y cuando se surta concertación de los planes de manejo para mitigar los impactos de los trabajos específicos en los tramos que puedan afectar a tos grupos étnicos. En todo caso, se deberá hacer solicitud de certificación ante la oficina de Consulta Previa, quien determinará las actividades, que en el marco del desarrollo del proyecto vial, requieren la garantía del derecho de Consulta Previa.

c) Cuando se deban tomar medidas urgentes en materia de salud, epidemias, índices preocupantes de enfermedad y/o morbilidad, desastres naturales y garantía o violación de Derechos Humanos.

d) Cuando el proceso de consulta previa no sea obligatorio de conformidad con ley expresa.

4. **Mecanismos para el desarrollo del proceso de Consulta Previa**

Garantizar el derecho fundamental a la Consulta Previa es de carácter obligatorio en los casos señalados y contribuye a las funciones del Ministerio del Interior y de Justicia, en relación con el apoyo al diseño y ejecución de políticas referentes a los asuntos y derechos de los grupos étnicos.

Si bien es cierto que la realización del proceso de Consulta Previa en los casos previstos en los acuerdos internacionales es obligatoria, los Grupos Étnicos Nacionales, en ejercicio de este derecho fundamental, no pueden vetar el desarrollo de proyectos.

En todo caso, el proceso de Consulta Previa procurará un acuerdo entre las partes sobre las características del proyecto y el manejo de sus impactos.

Los siguientes mecanismos deben ser utilizados en los procesos de Consulta Previa:

a) El proceso de Consulta Previa siempre deberá cumplir las siguientes fases:

a) Preconsulta[2],

b) Apertura del proceso,

c) Talleres de identificación de impactos y definición de medidas de manejo,

d) Pre-Acuerdos,

e) Reunión de Protocolización,

f) Sistematización y seguimiento al cumplimiento de acuerdos,

g) Cierre del proceso de Consulta Previa. Estas fases se entenderán como un protocolo sugerido por el Grupo de Consulta Previa, y su aplicación estará supeditada a los acuerdos establecidos por la comunidad en consulta y el interesado.

b) El Grupo de Consulta Previa del Ministerio del Interior y de Justicia, con el apoyo de la Dirección de Acceso a la Justicia del mismo, velará por el cumplimiento de las fases señaladas bajo la prerrogativa de la protección de los derechos fundamentales.

c) En los eventos que sea necesario, se expedirán resoluciones o actos administrativos, con el objeto de conminar el cumplimiento de todos los acuerdos previstos en los procesos de Consulta Previa.

d) El Ministerio del Interior y de Justicia determinará las características técnicas que deberán tener los documentos de proyectos para establecer el diálogo intercultural que permita su cabal comprensión.

e) Participación directa, con apropiación de recursos, de las entidades que requieran regularmente adelantar procesos de Consulta Previa. Con el objeto de establecer convenios o contratación de personal para adelantar los mencionados procesos y apoyar las funciones del Grupo de Consulta Previa del Ministerio del Interior y de Justicia.

[2] Fase de Preconsulta definida por la Honorable Corte Constitucional en Sentencia 461 de 2008.

f) Las entidades, organismos, empresas o titulares de proyectos deberán contar con las apropiaciones presupuestales necesarias para financiar los proyectos o acciones que requieren la garantía del derecho a la Consulta Previa.

g) Los promotores de las iniciativas podrán identificar grupos de proyectos susceptibles de participar en procesos de Consulta Previa en una agenda común y presentar solicitudes consolidadas al Ministerio del Interior y de Justicia. Dicho Ministerio determinará los Grupos Étnicos Nacionales, las comunidades, los representantes, el área de influencia y los actores participantes en el proceso de Consulta Previa, así como los roles que desempeñará cada uno de ellos. Para ello se hará convocatoria abierta a la preconsulta y se determinará, de acuerdo con la naturaleza del proyecto, los organismos invitados que podrán ser convocados, y definirá las metas del proceso de Consulta Previa, de acuerdo con las condiciones de cada Grupo Étnico Nacional en particular y con la envergadura del proyecto o los proyectos objeto de consulta.

h) Los responsables de los proyectos deberán hacer las aclaraciones necesarias para el efectivo conocimiento y entendimiento de los mismos por parte de los Grupos Étnicos Nacionales, así como establecer claramente las actividades en el corto, mediano y largo plazo que se prevean desarrollar en la ejecución.

5. **Manejo de los impactos**

Con el fin de acelerar las acciones gubernamentales, se señalan las siguientes reglas para el manejo de los impactos, las cuales deberán ser cumplidas por todos los actores involucrados en procesos de Consulta Previa.

a) Cuando haya lugar a disponer una contratación de personal para trabajar en el diseño, ejecución o participación en cualquier momento del proyecto objeto de Consulta Previa, se dará cumplimiento al artículo 20 del Convenio 169 de la OIT.

b) Deben acordarse procedimientos especiales para que los recursos económicos apoyen el fortalecimiento de los Grupos Étnicos, sus territorios y las formas de vida que les son propias. En el evento de presentarse indemnizaciones, pagos en efectivo, entrega de medios electrónicos o cualquier otra modalidad que implique la entrega de recursos económicos, deberán tomarse medidas para el goce colectivo del mismo.

c) Los acuerdos a que se llegue en procesos de Consulta Previa apoyarán procesos colectivos para la adquisición de bienes o servicios y sólo en casos justificados se distribuirá o aceptará la entrega individual de recursos directamente.

d) En todos los procesos de Consulta Previa se deberán tomar medidas a corto, a mediano y a largo plazo que serán objeto de seguimiento.

Las responsabilidades aquí descritas, así como los procedimientos señalados, serán de obligatorio cumplimiento para los destinatarios de la presente Directiva.

ÁLVARO URIBE VÉLEZ.

MINISTERIO DEL INTERIOR Y DE JUSTICIA

DECRETOS

DECRETO NÚMERO 1030 DE 2010

(marzo 26)

por el cual se modifica el Decreto 2816 del 22 de agosto de 2006, modificado por el Decreto 4785 del 19 de diciembre de 2008 y prorrogado por el Decreto 4864 de 2009.

El Presidente de la República de Colombia, en uso de sus facultades constitucionales y legales, en especial las conferidas en el numeral 11 del artículo 189 de la Constitución Política, en concordancia con el artículo 81 de la Ley 418 de 1997, modificada y prorrogada por las Leyes 548 de 1999, 782 de 2002, 1106 de 2006, y con el numeral 2 del artículo 16 del Decreto 4530 de 2008,

DECRETA:

Artículo 1°. Modifícase el parágrafo 2° del artículo 3° del Decreto 2816 del 22 de agosto de 2006, modificado por el Decreto 4785 del 19 de diciembre de 2008 y prorrogado por el Decreto 4864 de 2009, el cual quedará así:

"Parágrafo 2°. *Las responsabilidades frente al Programa de Protección a cargo del Departamento Administrativo de Seguridad, DAS, se irán reduciendo gradualmente, en la medida en que se vayan cumpliendo las distintas etapas del proceso de traslado de los respectivos esquemas móviles de protección, hasta su finalización, el 30 de junio de 2010.*

Igualmente, se irá disminuyendo en forma gradual el cupo de escoltas contratados por el Departamento Administrativo de Seguridad hasta la finalización de dicho proceso".

Artículo 2°. *Vigencia* El presente decreto rige a partir de la fecha de su publicación y deroga las disposiciones que le sean contrarias.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 26 de marzo de 2010.

ÁLVARO URIBE VÉLEZ

El Ministro del Interior y de Justicia,

Fabio Valencia Cossio.

El Ministro de Defensa Nacional,

Gabriel Silva Luján.

La Directora (E.) del Departamento Administrativo de Seguridad,

Claudia Isabel González Sánchez.

Ministerio de Hacienda y Crédito Público

Decretos

DECRETO NÚMERO 1000 DE 2010

(marzo 25)

por el cual se modifica el Decreto 919 de 2008.

El Presidente de la República de Colombia, en ejercicio de sus facultades constitucionales y legales, en especial las conferidas por los numerales 11 y 25 del artículo 189 de la Constitución Política y el literal l) del artículo 48 del Estatuto Orgánico del Sistema Financiero,

DECRETA:

Artículo 1°. **Modificación del artículo 4° del Decreto 919 de 2008:** Modifícase el artículo 4° del Decreto 919 de 2008, modificado a su vez por el artículo 1° del Decreto 3819 de 2008, el artículo 1° del Decreto 1098 de 2009 y el artículo 1° del Decreto 3750 de 2009, el cual quedará así:

"**Artículo 4°.** *Régimen de Transición.* La Superintendencia Financiera de Colombia certificará el interés bancario corriente aplicable a la modalidad de microcrédito bajo la nueva definición contemplada en el numeral 1 del artículo 2° del Decreto 519 de 2007, modificado por el artículo 2° del presente decreto, a partir del 1° de octubre de 2010. Hasta esa fecha, el interés bancario corriente de dicha modalidad de crédito continuará siendo el establecido en la certificación vigente al momento de la publicación del presente decreto".

Artículo 2°. *Vigencia*. El presente decreto rige a partir de la fecha de su publicación y modifica el artículo 4° del Decreto 919 de 2008, modificado a su vez por el artículo 1° del Decreto 3819 de 2008, el artículo 1° del Decreto 1098 de 2009 y el artículo 1° del Decreto 3750 de 2009.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 25 de marzo de 2010.

ÁLVARO URIBE VÉLEZ

El Ministro de Hacienda y Crédito Público,

Óscar Iván Zuluaga Escobar.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y de Desarrollo Territorial

Decretos

DECRETO NÚMERO 926 DE 2010

(marzo 19)

por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-10.

El Presidente de la República de Colombia, en ejercicio de las facultades constitucionales y legales, en especial las que le confieren el artículo 189, numeral 11, de la Constitución Política, la Ley 400 de 1997, y

CONSIDERANDO:

Que el *artículo* 49 de la *Ley 400 de 1997,* dispone: *"Facúltase al Gobierno Nacional para que, previo el visto favorable de la Comisión Permanente creada a través de la presente ley, y por medio de Decretos Reglamentarios, proceda a efectuar las actualizaciones en los aspectos técnicos y científicos que demande el desarrollo de la presente ley y sus reglamentos, y que resulten pertinentes para los propósitos en ella indicados y al alcance de la misma".*

Que la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial en su reunión del día 15 de diciembre de 2009, según consta en el *Acta número 81* de esta Comisión, recomendó al señor Presidente de la República como favorable la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR- 10* anexo al presente decreto.

Que la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes basó la recomendación de favorable de la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10,* anexo al presente decreto, en las siguientes consideraciones incorporadas en la citada acta:

1. "Que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente es un documento tecnológico que amerita actualizaciones periódicas consecuentes con los avances en las ciencias de la ingeniería y la arquitectura y en especial de la ingeniería sísmica y además con las experiencias que se adquieren con los sismos fuertes que ocurren periódicamente en el territorio nacional y en otros países del mundo y sobre las formas de mitigar sus daños.

2. Que la última versión del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98* se expidió, dentro de las autorizaciones dadas por la *Ley 400 de 1997,* por medio del *Decreto 33 de 1998.*

3. Que con posterioridad a la expedición del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98* han ocurrido en el país sismos importantes que han causado víctimas y daños a las edificaciones dentro de los cuales se destacan: el sismo del Quindío de enero 25 de 1999 que afectó la zona cafetera y especialmente las ciudades de Armenia y Pereira, el sismo de Pizarro del 15 de noviembre de 2004 que afectó la ciudad de Cali y el sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008 que causó daños en la ciudad de Bogotá.

4. Que estos sismos fuertes que han ocurrido en el territorio nacional recientemente han indicado aspectos que deben actualizarse y mejorarse dentro del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* para hacerlo más efectivo en la defensa de la vida de los ciudadanos y del patrimonio del Estado y los particulares ante su ocurrencia.

5. Que la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* incluye unos nuevos mapas de Amenaza Sísmica elaborados por el Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química - Ingeominas y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, los cuales tienen en cuenta los estudios de neotectónica que se han realizado en el país en la última década por diferentes instituciones y entidades y la distribución espacial y en el tiempo de más de 17.000 sismos registrados por la Red Sismológica Nacional y la Red Nacional de Acelerógrafos adscritas al Ingeominas durante este mismo lapso en el territorio nacional, de los cuales más de 100 tuvieron magnitud de Richter mayor de 5.0.

6. Que el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* consulta los más modernos documentos mundiales de diseño sismo resistente los cuales han tenido varias actualizaciones durante el lapso trascurrido desde la expedición de la reglamentación de 1998 las cuales se incluyen en la presente versión.

7. Que la redacción de la propuesta de actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10,* al igual que la de 1984 y la de 1998, estuvo a cargo del *Comité AIS-100* de la *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS,* por encargo de la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes,* creada por medio de la *Ley 400 de 1997* y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Comisión que vigiló y revisó que los trabajos de actualización se hicieran siguiendo los lineamientos propios de trabajos científicos de esta naturaleza y cumpliera con lo prescrito por la Ley 400 de 1997.

8. Que el *Reglamento NSR-10* actualiza todos los temas incluidos en el *Reglamento NSR-98* y además adiciona algunos temas nuevos dentro de los cuales se destacan las prescripciones para el diseño y construcción de estructuras de *guadua o bambú* las cuales consultan los avances e investigaciones que se han realizado en el país sobre este tema de especial importancia en muchas regiones de él.

9. Que el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* se llevó a discusión pública en la cual participaron más de mil ingenieros, instituciones y universidades nacionales y que las observaciones recibidas fueron discutidas y adoptadas, cuando eran acertadas, por la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.*

10. Que la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes* compuesta según lo indica el artículo 40 de la Ley 400 de 1997, a saber por el representante de la Presidencia de la República, el representante del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, el representante del Ministerio de Transporte, el delegado del Representante Legal del Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química - Ingeominas, el Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, quien actuó como Secretario de la Comisión, el delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Ingenieros - SCI, el delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Arquitectos - SCA, el delegado del Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural - ACIES y el delegado del Presidente de la Cámara Colombiana de la Construcción - Camacol; consideró unánimemente que el documento que se estudió para dar el visto favorable al señor *Presidente de la República,* según lo requiere la *Ley 400 de 1997,* representa un avance importante en la mitigación de los daños de los sismos a las edificaciones en el territorio nacional, y por lo tanto recomienda su adopción".

Que de acuerdo con lo anterior,

DECRETA:

Artículo 1°. Adóptase el **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10,** anexo al presente decreto, el cual tendrá vigencia en todo el territorio de la República.

Artículo 2°. *Vigencia.* El presente decreto rige a partir del día quince (15) julio del año 2010.

Parágrafo. Quienes soliciten licencias de construcción durante el periodo comprendido entre la fecha de Publicación y la fecha de entrada en vigencia del presente decreto, podrán acogerse a sus requisitos.

Artículo 3°. *Derogatorias.* El presente decreto deroga en su totalidad las disposiciones contenidas en los Decretos 33 de 1998, 34 de 1999, 2809 de 2000 y 52 de 2002.

Publíquese y cúmplase.

Dado en Bogotá D. C., a 19 de marzo de 2010.

ÁLVARO URIBE VÉLEZ

El Ministro del Interior y de Justicia,

Fabio Valencia Cossio.

El Ministro de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial,

Carlos Costa Posada.

Ministro de Transporte,

Andrés Uriel Gallego Henao.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN
DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

Bogotá D.C., Colombia
Enero de 2010

CONTENIDO

MODIFICACIONES TÉCNICAS Y CIENTÍFICAS EN LA ACTUALIZACIÓN DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE — NSR-10 1

TÍTULO A — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE A-1

TÍTULO B — CARGAS B-1

TÍTULO C — CONCRETO ESTRUCTURAL C-1

TÍTULO D — MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL D-1

TÍTULO E — CASAS DE UNO Y DOS PISOS E-1

TITULO F — ESTRUCTURAS METÁLICAS F-1

TÍTULO G — ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA G-1

TÍTULO H — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS H-1

TÍTULO I — SUPERVISIÓN TÉCNICA I-1

TITULO J — REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES J-1

TITULO K — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS K-1

ACTUALIZACIÓN REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE — NSR-10

MODIFICACIONES TÉCNICAS Y CIENTÍFICAS

Introducción

El 7 de junio de 1984 se expidió por medio del Decreto 1400 de 1984 la primera normativa colombiana de construcciones sismo resistentes[45]*. Este documento fue una respuesta a la tragedia en víctimas y daños materiales que constituyó el sismo de Popayán del 31 de marzo de 1983. Dado que se trataba de un decreto de facultades extraordinarias autorizado por la Ley 11 de 1983, su actualización tecnológica no era posible sin una nueva ley que la autorizara.

A mediados de la década de 1990 se emprendieron las gestiones ante el Legislativo para crear una Ley marco que regulara los temas afines con las construcciones sismo resistentes y permitiera realizar actualizaciones periódicas sin tener que recurrir al Congreso cada vez que hubiese necesidad de actualizar la reglamentación. En el año 1997 se expidió por parte del Congreso de la República la Ley 400[31] por medio de la cual se reguló el tema de sismo resistencia de las edificaciones colombianas.

La Ley 400 de 1997 reglamentó los siguientes aspectos fundamentales para que el país disponga de una reglamentación de construcción sismo resistente moderna y actualizada en todo momento:

- Fija el objeto, alcance, excepciones, definiciones, responsabilidades profesionales y otros temas afines. (*Título I a V – Artículos 1 a 22*).
- Define los profesionales que pueden realizar las labores de diseño, revisión de los diseños, construcción y supervisión técnica, sus cualidades y calidades. (*Título VI – Artículos 23 a 38*).
- Crea la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, define su conformación y funciones. (*Título VII – Artículos 39 a 44*).
- Define en detalle el temario técnico y científico del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente y autoriza al Presidente a expedir por medio de decretos actualizaciones periódicas previo visto favorable de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (*Título VIII – Artículos 45 a 49*).
- Define las responsabilidades y sanciones, fija unos plazos para realizar los análisis de vulnerabilidad sísmica y la actualización de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad. (*Títulos IX y X – Artículos 50 a 56*).

Con base en la potestad reglamentaria que da la Ley 400 de 1997, se expidió el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98 por medio de Decreto 33 del 9 de enero de 1998[44]. Posteriormente se expidieron tres decretos adicionales comprendidos dentro del Reglamento NSR-98, a saber: Decreto 34 de 1999, Decreto 2809 de 2000 y Decreto 52 de 2002; los cuales trataron de aspectos importantes para la correcta aplicación del Reglamento NSR-98 y que afectaron solo algunas partes de él.

A continuación se relacionan las principales modificaciones técnicas y científicas que se realizaron para producir la actualización del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Título A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité A del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — SEAOC 1974[46], ATC-3[23] y Normas AIS 100-81[24] y AIS 100-83[25].
Documentos base (Reglamento NSR-98) — SEAOC 1996[47], UBC-97[39], NEHRP 1994[35], y Norma AIS 100-97[27].
Documentos base (Reglamento NSR-10) — SEAOC 1999[48], NEHRP 2006[36], IBC-2009[40], Eurocódigo-8[33] y Norma AIS 100-09[28].

Para la actualización fueron consultadas las últimas versiones de las mismas normas base que fueron utilizadas en la redacción del Reglamento de 1984 y en la actualización del Reglamento NSR-98. En especial se consultaron los requisitos de 2006 del *NEHRP* (FEMA 450–2006[36]) el cual corresponde en línea directa al documento base que se ha empleado para diseño sismo resistente en Colombia desde 1984. Además se tuvieron en cuenta los requisitos del *International Building Code* (IBC-2009[40]). Las modificaciones más importantes son:

Capítulo A.1 — Introducción

- Se incluyó dentro de las normas de construcción sismo resistente colombianas (*A.1.1*) la Ley 1229 de 2008, la cual modificó la Ley 400 de 1997.
- En el temario del Reglamento (*A.1.2.1 — Temario*) se incluyeron como tema nuevo en el Título G las *Estructuras de Guadua* por solicitud del Presidente de la República y del Ministro de AVDT.
- Se modificó la sección *A.1.3.4 — Diseño estructural* de tal manera que quede claro que incluye tanto las edificaciones nuevas como las edificaciones existentes. Los pasos indicados en esta sección se ajustaron y aclararon.
- En *A.1.3.10 — Edificaciones indispensables*, se incluyeron algunas edificaciones del Grupo de Uso **III** dentro de las edificaciones, además de las del Grupo de Uso **IV**, que deben cumplir con los requisitos de verificación para el umbral de daño del *Capítulo A.12*.
- Los requisitos de la sección *A.1.3.12 — Aspectos fundamentales de diseño*, fueron actualizados, aclarados y coordinados con las otras secciones del Reglamento.
- Se incluyó una nueva sección *A.1.3.13 — Construcción responsable ambientalmente*, tal como lo solicitó el Sr. Ministro de AVDT en la reunión que tuvo con la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

* Indica el numeral de la referencia bibliográfica al final del documento

- En *A.1.3.6.5* se aclara la responsabilidad del constructor que firma la solicitud de licencia de construcción en cumplir los diseños y calidades de los materiales a utilizar en los elementos no estructurales.
- En *A.1.7 — Sistema de unidades*, se quitó la referencia a los Títulos que permanecían en sistema métrico mks, pues la totalidad del *Reglamento NSR-10* está en sistema internacional de medidas SI como exige la legislación colombiana (Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967).

Capítulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

- Los movimientos sísmicos de diseño definidos en *A.2.2 — Movimientos sísmicos de diseño*, se mantienen en el mismo nivel de probabilidad de excedencia (una probabilidad de excedencia de 10% en un lapso de cincuenta años) pero ahora se definen por medio de dos parámetros, $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, a diferencia del Reglamento NSR-98 donde solo se definían por medio del parámetro $\mathbf{A_a}$. La razón para este cambio es una mejor descripción de los efectos de atenuación de las ondas sísmicas en el territorio nacional tal como se ha establecido del estudio de los registros acelerográficos obtenidos en sismos fuertes con posterioridad a la última actualización de la NSR en 1998. El parámetro $\mathbf{A_a}$ caracteriza los movimientos sísmicos del terreno causados por sismo relativamente cercanos en el rango de períodos de vibración de las edificaciones comprendido entre 0.1 y 0.5 s lo cual corresponde en general a edificaciones entre uno y cinco pisos de altura. El parámetro $\mathbf{A_v}$ caracteriza los movimientos sísmicos de sismos fuertes ocurridos a distancia moderadas a través de períodos de vibración de aproximadamente 1 s, lo cual corresponde a edificaciones de 10 pisos o más.
- La definición de las zonas de amenaza sísmica se mantiene igual a la definición contenida en el Reglamento NSR-98, solo que en la versión NSR-10 se utiliza para caracterizarlas el mayor valor de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, a diferencia del NSR-98 donde se caracterizaba únicamente con $\mathbf{A_a}$.
- El catálogo colombiano de eventos sísmicos contiene sismos históricos (el primero que se tiene registro escrito ocurrido en 1541) e instrumentales y cuenta (a mayo de 2009) con 33 100 eventos con magnitud de Richter que va desde valores bajos hasta magnitudes de Richter cercanas a 9. En 1995, cuando se inició el estudio general de amenaza sísmica de Colombia[26] que condujo a los mapas utilizados en el Reglamento NSR-98 el catálogo contenía 11 088 eventos. Esto quiere decir que gracias a la Red Sismológica Nacional adscrita al Ingeominas, la cual entró en operación en 1995, se registraron durante el lapso entre 1995 y 2009 cerca de 22 000 eventos adicionales lo cual permite realizar un mejor estimativo de la amenaza sísmica nacional que en cualquier otra época en el pasado.
- Por otro lado, durante el mismo lapso se han realizado investigaciones serias e importantes por parte de varias instituciones y universidades en el país acerca de la tectónica nacional, lo que han llevado a un mejor entendimiento de las causas y fuentes de los sismos en el país.
- Para la nueva versión del Reglamento NSR-10 la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes emprendió una serie de labores conducentes a determinar los mapas de amenaza sísmica que se incluyen en él, las cuales se resumen así:
  - Una subcomisión del seno de la misma Comisión evaluó la amenaza sísmica nacional empleando la misma metodología de los estudios que condujeron a los mapas incluidos en las versiones de 1984 y 1998 del Reglamento. El fin de este trabajo consistía en determinar el impacto de la nueva información sismológica y tectónica en la amenaza sísmica nacional, pero utilizando la misma metodología que en 1996. El resultado de esta parte de la investigación permitió concluir que las variaciones en los valores de

aceleración horizontal esperados en las ciudades capitales de departamento se mantenía dentro del mismo orden de magnitud.
  - Esta subcomisión estudio, además, detalladamente los registros acelerográficos obtenidos en el país de sismos que hubiesen causado daños en ciudades colombianas con el fin de establecer si se ameritaba un cambio de las formas espectrales a utilizar en el Reglamento NSR-10. De este trabajo provino la decisión de utilizar formas espectrales basadas en dos parámetros ($\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$) a diferencia del Reglamento NSR-98 donde se utilizó un solo parámetro $\mathbf{A_a}$.
  - La subcomisión realizó, como una tercera labor, un análisis de la máxima aceleración horizontal en cada una de las capitales de departamento inferida de la localización y magnitud de los sismos en el catálogo de eventos empleando diferentes ecuaciones de atenuación. El resultado de este ejercicio fue el establecimiento de unas aceleraciones máximas esperadas para el período de retorno promedio que fija el Reglamento NSR-10 definidas por métodos determinísticos. Estos valores fueron utilizados posteriormente como parte de la información utilizada en la producción de los mapas definitivos que se incluyen en el Reglamento NSR-10.
  - El Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química - Ingeominas adelanto con sus funcionarios una evaluación de la amenaza sísmica nacional utilizando el modelo matemático Crisis y la información sismológica y neo tectónica actualizadas. Determinó relaciones de recurrencia de aceleración en las capitales de departamento y para una cuadrícula geográficamente densa y presentó estos resultados a la Comisión.
  - El Comité AIS 300 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, el cual cuenta entre sus miembros profesores e investigadores de las principales universidades del país e ingenieros y consultores de las principales empresas de consultoría nacionales, adelantó, igual a como lo había hecho para el Reglamento NSR-98 una evaluación de la amenaza sísmica nacional con la nueva información de sismología y tectónica disponible utilizando también el modelo matemático Crisis. De igual forma esta investigación produjo relaciones de recurrencia de aceleración en las capitales de departamento y para una cuadrícula densa y también presentó estos resultados a la Comisión.
  - Por último la Comisión realizó un convenio, a través del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica con el profesor Mario Ordaz del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para que realizara un control de calidad de los trabajos mencionados. Como resultado de esta parte de la investigación, el Dr. Ordaz entregó varios informes en los cuales consignó sus observaciones acerca de los trabajo presentados por el Ingeominas y el Comité AIS 300, las cuales fueron atendidas por ambas partes en la producción de resultados definitivos. Posteriormente asesoró a la Comisión en la formulación de los mapas definitivos, los cuales están basados en las porciones apropiadas de las investigaciones resumidas aquí y cuyos informes finales están siendo elaborados independientemente por el Ingeominas y el Comité AIS 300 y serán remitidos oportunamente a la Comisión.
- Como resultados de estas investigaciones sobre la amenaza sísmica se incluye en el Reglamento NSR-10 lo siguiente:
  - *Tabla A.2.3-2* — Valor de $\mathbf{A_a}$ y de $\mathbf{A_v}$ para las ciudades capitales de departamento.

  - *Figura A.2.3-1* — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$.
  - *Figura A.2.3-2* — Mapa de valores de $\mathbf{A_a}$
  - *Figura A.2.3-3* — Mapa de valores de $\mathbf{A_v}$
  - *Tabla A.10.3-2* — Valor de $\mathbf{A_e}$ para las ciudades capitales de departamento.
  - *Figura A.10.3-1* — Mapa de valores de $\mathbf{A_e}$
  - *Tabla A.12.2-2* — Valores de $\mathbf{A_d}$ para las ciudades capitales de departamento
  - *Figura A.12.2-1* — Mapa de valores de $\mathbf{A_d}$
  - *Apéndice A-4* — Valores de $\mathbf{A_a}$, $\mathbf{A_v}$, $\mathbf{A_e}$ y $\mathbf{A_d}$ y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos
- La sección *A.2.4 — Efectos locales*, que trata sobre la amplificación de las ondas sísmica debida al suelo subyacente de la edificación fue actualizada y modernizada para el Reglamento NSR-10. Los efectos de sitio se definen ahora por medio de coeficientes, $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, que afectan la zona de períodos cortos (0.1 s) y períodos medios del espectro (1 s) respectivamente.
- En la sección *A.2.5 — Coeficiente de importancia*, donde se prescribe un mayor grado de conservatismo en el diseño sismo resistente de aquellas edificaciones que son indispensables para la atención de la emergencia y la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo fuerte se actualizaron y modernizaron los grupos de uso (**I**, **II**, **III** y **IV**), incluyéndose ahora las edificaciones escolares dentro del Grupo de Uso **III** de edificaciones de atención a la comunidad siguiendo las tendencias mundiales al respecto. Los valores del coeficiente de importancia, **I**, fueron actualizados también (*Tabla A.2.5-1*).
- La definición del espectro de diseño (*A.2.6 — Espectro de diseño*) se ajustó para tener en cuenta los parámetros $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ tal como se definen ahora. A diferencia del Reglamento NSR-98, ahora se presentan también, además del espectro de aceleraciones, los espectros de velocidades y de desplazamientos.
- Los requisitos para el uso de familias de acelerogramas como alternativa de diseño sismo resistente a los espectros, *A.2.7 — Familias de acelerogramas*, se actualizó y modernizó para que sea compatible con la definición de la amenaza sísmica que se prescribe en el Reglamento NSR-10.
- Se actualizaron y ajustaron los requisitos de *A.2.9 — Estudios de microzonificación sísmica* de acuerdo con las experiencias nacionales en la realización de estos estudios y los registros acelerográficos registrados en suelo blando en ciudades colombianas. En *A.2.9.3.7(e)* se trascribe lo requerido en el Artículo 2° del Decreto 2809 de 2000 respecto a la necesidad de recurrir a un concepto por parte de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes de los estudios de microzonificación cuando en su elaboración se han utilizado fondos de entidades de la Nación y en *A.2.9.5* se sugiere armonizar los estudios de microzonificación existentes al nuevo Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *A.2.10 — Estudios sísmicos particulares de sitio* que regula la elaboración de estudios de sitio particulares para determinar los efectos de amplificación en edificaciones cuya importancia o tamaño así lo ameriten.

Capítulo A.3 — Requisitos generales de diseño sismo resistente

- La filosofía general de este capítulo se ha mantenido igual a la del Reglamento NSR-98. Se hicieron ajustes y actualizaciones en los siguientes aspectos:
- En *A.3.3 — Configuración estructural de la edificación*, se hizo una actualización de los sistemas estructurales permitidos y del manejo de las irregularidades con más casos de los contemplados anteriormente. Ahora se incluye un factor de castigo por falta de redundancia del sistema estructural para evitar el diseño de estructuras vulnerables sísmicamente debido a ausencia de redundancia estructural (*A.3.3.8 — Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica*).
- En *A.3.3.9 — Uso del coeficiente de sobrerresistencia* $\mathbf{\Omega_0}$, se introduce un nuevo parámetro para tratar adecuadamente elementos estructurales que no están en capacidad de disipar energía en el rango de respuesta inelástico como vienen haciéndolo las normas base desde hace algunos años.
- Se modernizan los requisitos de análisis, tanto estático como dinámico, incluyendo procedimientos no-lineales (*A.3.4 — Métodos de análisis*), teniendo en cuenta de esta manera los enormes avances que han ocurrido en las ciencias de la computación en la última década.
- En *A.3.6.8 — Diafragmas*, se modernizó la forma como se calculan las fuerzas inerciales que actúan en los diafragmas.
- Se permite el uso de aisladores en la base (*A.3.8 — Estructuras aisladas sísmicamente en su base*) y disipadores de energía (*A.3.9 — Uso de elementos disipadores de energía*) y se fijan los parámetros y requisitos para su uso, abriendo de esta manera la posibilidad de utilizar en el país estas técnicas muy modernas, pero haciendo referencia a los documentos apropiados para que su empleo se realice con todas las garantías del caso.
- Las *Tablas A.3-1 a A.3-4* donde se regulan los sistemas estructurales permitidos, las alturas según la zona de amenaza sísmica y los grupos de uso donde pueden utilizarse, fueron actualizadas teniendo en cuenta la amplia experiencia nacional al respecto y buscando, en varios casos, la forma de reducir costos en los sistemas estructurales que se utilizan primordialmente en vivienda de interés social. Además en todas estas tablas se incluyó el nuevo coeficiente de sobrerresistencia $\mathbf{\Omega_0}$.
- En la *Tabla A.3-5 — Mezcla de sistemas estructurales en la altura*, se impone una prohibición a los sistemas de estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez los cuales han tenido muy mal comportamiento en numerosos sismos en todo el mundo y en Colombia.

Capítulo A.4 — Método de la fuerza horizontal equivalente

- Los requisitos para este método fueron revisados y actualizados.
- En A.4.2.1 se modifica el límite máximo del período fundamental de vibración en función del período aproximado para los diferentes sistemas estructurales de resistencia sísmica, a diferencia del Reglamento NSR-98 que prescribía un valor único.

Capítulo A.5 — Método del análisis dinámico

- Los requisitos para este método de alto contenido matemático fueron revisados y actualizados especialmente teniendo en cuenta los avances recientes en las ciencias de la computación.

- La sección *A.5.4.5 — Ajuste de los resultados*, fue modificada para tener en cuenta las prácticas actuales en las oficinas de diseño estructural nacionales.

Capítulo A.6 — Requisitos de la deriva

- Se realizó una actualización de los requisitos de deriva con algunas simplificaciones para estructuras regulares.
- En el Reglamento NSR-10, en *A.6.2.1.2*, para el cálculo de los desplazamiento en el centro de masa del piso, se permite en las edificaciones de todos los grupos de usos utilizar un coeficiente de importancia $\mathbf{I}$ = 1.0 pero en el cálculo de las fuerzas de diseño si hay que emplear el valor de $\mathbf{I}$ prescrito en el Capítulo A.2.
- Ahora para edificaciones con diafragma rígido que no tengan irregularidades torsionales en planta se permite evaluar la deriva solamente en el centro de masa del diafragma (*A.6.3.1.1*). Cuando la estructura tiene irregularidades torsionales, la deriva debe evaluarse en todos los ejes verticales de columna y en los bordes verticales de los muros estructurales (*A.6.3.1.2*).
- Se introdujo en *A.6.3.1.3* un procedimiento nuevo para edificaciones con base en muros estructurales por medio del cual se permite evaluar la deriva máxima en los pisos superiores utilizando la deriva tangente. Esto produce un alivio en este tipo de edificaciones que anteriormente se obligaba a rigidizarlas exageradamente cuando el sistema estructural consistía en muros únicamente.
- Los límites permisibles para la deriva, *A.6.4 — Límites de la deriva*, permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98.
- La sección *A.6.5 — Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas*, se modificó de acuerdo con unas recomendaciones expedidas por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes en el año 2007. Ahora se dan requisitos explícitos acerca de la separación entre edificaciones colindantes más acordes con la reglamentación urbana de las ciudades colombianas y para evitar la interacción nociva entre edificaciones colindantes durante un sismo.

Capítulo A.7 — Interacción suelo-estructura

- Los requisitos de este Capítulo permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98.

Capítulo A.8 — Efectos sísmicos sobre elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica

- Los requisitos de este Capítulo permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98 excepto en la forma como se evalúan las fuerzas sísmicas sobre los elementos en *A.8.2.1.1*.

Capítulo A.9 — Elementos no estructurales

- Los requisitos de este Capítulo se actualizaron con respecto a los del Reglamento NSR-98 teniendo en cuenta la aplicación de ellos a partir de 1998.
- En *A.9.3.1* se insiste en las responsabilidades del constructor y el supervisor técnico asociadas con la construcción adecuada de estos elementos no estructurales de fundamental importancia en la defensa de la vida ante la ocurrencia de un sismo fuerte.
- Se modificó *A.9.4.2.1 — Aceleración en el punto de soporte del elemento*, utilizando un procedimiento más preciso para estimar estas aceleraciones causadas por el sismo.

Capítulo A.10 — Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento

- Este Capítulo fue actualizado con respecto al del Reglamento NSR-98. Las principales modificaciones son las siguientes:
- Ahora contempla los siguientes casos:
  - *A.10.1.3.1 — Reparaciones y cambios menores*,
  - *A.10.1.3.2 — Cambio de uso*,
  - *A.10.1.3.3 — Vulnerabilidad sísmica*,
  - *A.10.1.3.4 — Modificaciones*,
  - *A.10.1.3.5 — Reforzamiento estructural*, y
  - *A.10.1.3.6 — Reparación de edificaciones dañadas por sismos*.
- Dentro de la sección *A.10.2 — Estudios e investigaciones requeridas*, se modifica la forma como se califica la estructura existente en *A.10.2.2 — Estado del sistema estructural*, con una variación importante en la asignación de los factores ϕ_s y ϕ_c (véase la *Tabla A.10.4-1*). Este cambio permite asignar comparativamente una mayor resistencia efectiva a las edificaciones más modernas y en mejor estado de mantenimiento.
- Se introduce una sección nueva *A.10.3 — Movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada*, donde se definen unos movimientos sísmicos de diseño con un período promedio de retorno más corto correspondiente a una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años (a diferencia de un 10% en 50 años para todas las otras edificaciones como se definen en el *Capítulo A.2*). Estos movimientos sísmicos de diseño alternos pueden emplearse en edificaciones existentes declaradas como patrimonio histórico donde pueda haber gran dificultad en poder cumplir las fuerzas sísmicas de diseño de estructuras convencionales. En esta nueva sección se define un espectro de diseño de seguridad limitada en función del parámetro de amenaza sísmica A_s obtenido también en el estudio de amenaza sísmica. La sección incluye el mapa correspondiente y los valores de A_s para las ciudades capitales de departamento y se incluyen dentro del listado para todos los municipios colombianos del Apéndice A-4
- En *A.10.4 — Criterios de evaluación de la estructura existente*, se hace una actualización y coordinación con los requisitos del Reglamento NSR-10 para edificaciones existentes, aunque el enfoque y filosofía es igual al del Reglamento NSR-98.
- La sección *A.10.9 — Rehabilitación sísmica*, se actualiza. Prescribe los requisitos a cumplir en:
  - *A.10.9.2.1 — Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad*
  - *A.10.9.2.2 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR-98 de la Ley 400 de 1997,*
  - *A.10.9.2.3 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984,*
  - *A.10.9.2.4 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984*, y
  - *A.10.9.2.5 — Edificaciones declaradas como patrimonio histórico*
- La sección *A.10.10 — Reparación de edificaciones dañadas por sismos*, había sido introducida al Reglamento NSR-98 por medio del Decreto 2809 del año 2000. Para el Reglamento NSR-10 se ha actualizado y modificado con las experiencia reales obtenidas durante la atención de

los daños ocurridos con el sismo del Quindío de enero 25 de 1999 que afectó la zona cafetera y especialmente las ciudades de Armenia y Pereira, el sismo de Pizarro del 15 de noviembre de 2004 que afectó la ciudad de Cali y el sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008 que causó daños en la ciudad de Bogotá.

Capítulo A.11 — Instrumentación sísmica

- Este Capítulo no sufrió mayores modificaciones para el Reglamento NSR-10. No obstante se discutió en el seno de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes la forma por medio de la cual se hiciese más efectivo dado que se ha presentado incumplimiento sistemático de sus exigencias por parte de los constructores. Por esta razón, se introdujo la nueva sección *A.11.1.3.2*, donde se indica que es un requisito indispensable para la obtención de la licencia de construcción y el permiso de ocupación que define el Decreto 564 de 2006.

*Capítulo A.12 — Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los Grupos de Uso **III** y **IV***

- En el Reglamento NSR-10, los requisitos de este Capítulo deben aplicarse también a las edificaciones del Grupo de Uso **III**.
- Además se actualizó en los aspectos asociados con los movimientos sísmicos del umbral de daño (*A.12.2*) cuyo período de retorno promedio fue modificado para incrementar su efectividad.
- En *A.12.2 — Movimientos sísmicos del umbral de daño*, los valores del parámetro de amenaza sísmica para el umbral de daño, A_d, fueron parte de la actualización de la amenaza sísmica en el país y se encuentra presentados en un mapa y una tabla para las capitales de departamento y se incluyen dentro del listado para todos los municipios colombianos del Apéndice A-4.
- Los requisitos de *A.12.5.3 — Límites de la deriva para el umbral de daño*, se ajustaron al nuevo período de retorno promedio.

Capítulo A.13 — Definiciones y nomenclatura del Título A

- Se actualizó y se incluyeron nuevas definiciones de términos introducidos en el Reglamento NSR-10.

Apéndice A-1 — Recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance del reglamento

- Este Apéndice que es de carácter informativo y no obligatorio se mantiene esencialmente igual en el Reglamento NSR-10.
- En *A-1.1.1 — Propósito*, se hace referencia a la nueva norma de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica: "*Norma AIS-180 — Requisitos de diseño sismo resistente para algunas estructuras diferentes a edificaciones*" la cual contiene guías más amplias que lo contenido en este Apéndice para estructuras que se salen del alcance del Reglamento NSR-10.

Apéndice A-2 — Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura

- Este Apéndice se mantiene esencialmente igual en el Reglamento NSR-10.

Apéndice A-3 — Procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva "Push-over"

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10, no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente para poderlo adoptar en ediciones futuras del Reglamento, si se considera conveniente.
- Los requisitos alternos sugeridos en él provienen del documento NEHRP 2006[36].

Apéndice A-4 — Valores de A_a, A_v, A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

- Los valores contenidos en este Apéndice fueron actualizados según los resultados de la nueva evaluación de amenaza sísmica del país.

Título B — Cargas

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité B del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — ANSI A.58-82[20] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ANSI/ASCE 7-95[21] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ASCE/SEI 7-05[22] , IBC-2009[40], ACI-IPS-1[7] y Norma AIS 100-09[28]

Se han hecho los requisitos más acordes con el documento ASCE 7-05[22], sobre cuya versión de 1995[21] estaba basado este Título en el Reglamento NSR-98, lo cual ha incluido los siguientes aspectos. Para el Reglamento NSR-10 se tuvo en cuenta además del documento ASCE 7-05, el documento ACI IPS-1[7], el cual fue desarrollado en Colombia a través de un convenio suscrito por el American Concrete Institute — ACI con Icontec y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS. Las actualizaciones más importantes son:

Capítulo B.1 — Requisitos generales

- Se incluyó una nueva sección *B.1.4 — Trayectorias de cargas* para insistir sobre la importancia de una integridad estructural.

Capítulo B.2 — Combinaciones de carga

- En *B.2.3 — Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio*, las combinaciones de carga dadas allí se actualizaron a las contenidas en el documento ASCE 7-05[22].
- En *B.2.4 — Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia*, las combinaciones de carga dadas allí se actualizaron a las contenidas en el documento ASCE 7-05[22] las cuales son las mismas para todos los materiales estructurales que se diseñan por el método de resistencia (concreto estructural, mampostería estructural y estructuras

metálicas). Así mismo son las utilizadas en el documento ACI 318-08[11] sobre el cual está basado el Titulo C del Reglamento NSR-10.

Capítulo B.3 — Cargas muertas

- En la sección *B.3.2 — Masas y pesos de los materiales*, se revisaron todos los valores consignados en la *Tabla B.3.2-1*.
- En la sección *B.3.4 — Elementos no estructurales*, se adoptó una división novedosa para los elementos no estructurales la cual permite calcular las cargas producidas por estos elementos de una forma más simple y segura:
  - *B.3.4.1 — Elementos no estructurales horizontales*, y
  - *B.3.4.2 — Elementos no estructurales verticales*.
- Se introdujo una nueva sección *B.3.4.3 — Valores mínimos alternativos para cargas muertas de elementos no estructurales*, la cual cubre los casos más comunes para estas cargas.
- Se incluyó la sección *B.3.6 — Consideraciones especiales*, para insistir en la responsabilidad del constructor y el supervisor técnico acerca de que los valores de estas cargas correspondan a las utilizadas en el diseño.
- En todo el Capítulo se colocaron referencias a las cargas utilizando el sistema métrico mks.

Capítulo B.4 — Cargas vivas

- En la sección *B.4.2.1 — Cargas vivas requeridas* se revisaron todos los valores para las cargas vivas, según el uso de la edificación, consignados en la *Tabla B.4.2.1-1 — Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas*. Así mismo se revisaron los valores de la *Tabla B.4.2.1-2 — Cargas vivas mínimas en cubiertas*.
- Igualmente se revisaron los valores dados en la sección *B.4.2.2 — Empuje en pasamanos y antepechos,* haciéndolos más seguros y de acuerdo con reglamentaciones internacionales.
- Los requisitos de las secciones *B.4.3 — Carga parcial*, *B.4.4 — Impacto*, *B.4.5 — Reducción de la carga viva*, *B.4.6 — Puente grúas*, y *B.4.7 — Efectos dinámicos*, se mantuvieron iguales a los del Reglamento NSR-98.
- Se incluyó una nueva sección *B.4.8 — Cargas empozamiento de agua y de granizo*, para evitar el colapso en estructuras de cubierta livianas causadas ya sea por agua lluvia o por granizo, y se asignaron las responsabilidades correspondientes entre los diferentes profesionales que intervienen en el diseño de estas estructuras. La carga de granizo debe tenerse en cuenta en todos los sitios del país con altura mayor de 2000 m sobre el nivel del mar, o donde las autoridades municipales así lo exijan.

Capítulo B.5 — Empuje de tierra y presión hidrostática

- Este Capítulo se mantiene sin modificación del Reglamento NSR-98.

Capítulo B.6 — Fuerzas de viento

- Este Capítulo fue actualizado.
- En *B.6.1.1 — Procedimientos permitidos*, se indican como tales:
  - Método 1 — Procedimiento Simplificado, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección *B.6.4*,

  - Método 2 — Procedimiento Analítico, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección *B.6.5* y
  - Método 3 — Procedimiento de Túnel de Viento como se especifica en la sección *B.6.6*.
- El resto del Capítulo contiene los requisitos detallados para la evaluación de las fuerzas producidas por el viento en todo el país.
- En la *Figura B.6.4-1* se incluye el mapa de amenaza eólica, el cual corresponde al mismo contenido en el Reglamento NSR-98, con pequeños ajustes.
- En las figuras siguientes se presentan guías y ayudas gráficas para determinar las fuerzas del viento en numerosos casos.

Título C — Concreto estructural

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité C del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — Blume, et al [29], ACI 318-77[7], ACI 318-83[2], Norma Icontec 2000[41] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACI 318-89[3], ACI 318-95[4] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ACI 318-99[6], ACI 318-02[8], ACI 318-05[9], ACI 318-08[11] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado y preesforzado se ha realizado en el país, aún antes de la expedición de la primera normativa de construcción sismo resistente en 1984, utilizando el documento ACI 318 del Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute — ACI) el cual tuvo su primera versión en el año 1908. En el año 1977 el Instituto Colombiano de Productores de Cemento — ICPC, pagó al ACI por los derechos de traducción de este documento y se realizó una traducción oficial de él, la cual fue utilizada por el Icontec para expedir la norma Icontec 2000[41] la cual a su vez se empleó como base, con las modificaciones introducidas en el ACI 318-83[2], para el Título C del Decreto 1400 de 1984. Para el Reglamento NSR-98 se utilizaron las versiones ACI 318-89[3] y ACI 318-95[4]. Con posterioridad a la expedición del Reglamento NSR-98 el ACI ha publicado nuevas versiones del ACI 318 en 1999[6], 2002[8], 2005[9] y 2008[11]. Por lo tanto el Reglamento NSR-98 está atrasado cuatro versiones con respecto al documento base ACI 318. Para el Reglamento NSR-10 se subsana esta situación, incorporando todos los cambios a que se hace referencia en ellas. Para su utilización en el Reglamento NSR-10 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica pagó y obtuvo los derechos de reproducción del documento ACI 318S-08[11] (en español) del American Concrete Institute — ACI.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras de concreto reforzado, este se inicia con el tratado de Blume, Newmark y Corning[29], el cual publica con base en amplias investigaciones experimentales por primera vez los principios del diseño sismo resistente de estructuras de concreto reforzado. Estos principios son llevados al documento ACI 318 por primera vez como un apéndice en la

versión de 1971. Lo contenido actualmente en el ACI 318-08[11] corresponde a los requisitos más modernos y efectivos en el tema a nivel mundial.

La actualización del Título C del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo C.1 — Requisitos generales

- En *C.1.1.8* se indica que se permite utilizar el documento IPS-1[7] (o ACI 314) para el diseño simplificado de estructuras de concreto de menos de cinco pisos o menos de 3 000 m^2 de área.
- En *C.1.1.10 — Disposiciones para resistencia sísmica*, se indica cómo se coordina el Título C del Reglamento NSR-10 con el Título A de diseño sismo resistente.

Capítulo C.2 — Notación y definiciones

- En *C.2.1 — Notación del Título C del Reglamento NSR-10,* se actualizan todos los términos técnicos empleados en el Título C. Toda la nomenclatura y definición de las variables se actualizó y racionalizó.
- En *C.2.2 — Definiciones,* se incluye el término de inglés que se está definiendo entre paréntesis para facilitar la aplicación de este título del Reglamento NSR-10.

Capítulo C.3 — Materiales

- En *C.3.1 — Ensayos de materiales,* se indican las responsabilidades del constructor y del supervisor técnico respecto a la calidad de los materiales utilizados en construcción en concreto reforzado y como coordina el Título C con el Título I del Reglamento NSR-10.
- En *C.3.2 — Materiales cementantes*, se definen los cementos de acuerdo con los cementos que se producen en Colombia.
- En *C.3.5 — Acero de refuerzo*, se ajusta el documento ACI 318 a la práctica nacional de la siguiente forma:
  - Las barras corrugadas de acero deben cumplir la norma técnica colombiana NTC 2289 en todo el territorio nacional.
  - No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado.
  - El refuerzo liso solo se permite en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas.
  - Se permiten barras de refuerzo galvanizadas que cumplan con NTC 4013.
  - Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con ASTM A884M.
  - Se permite utilizar pernos con cabeza y sus ensamblajes, los cuales deben cumplir con ASTM A1044M
- Se incluye la sección *C.3.5.10 — Evaluación y aceptación del acero de refuerzo*, la cual no existe en el ACI 318, para exigir dentro del país control de calidad del acero de refuerzo.
- En *C.3.8 — Normas citadas*, se relacionan todas las normas NTC expedidas por el Icontec y en su defecto la norma correspondiente de la ASTM.

Capítulo C.4 — Requisitos de durabilidad

- Este Capítulo fue reorganizado haciéndolo más claro y fácil de usar.
- En *C.4.2 — Categorías y clases de exposición,* se definen las características de los ambientes que puedan producir problemas al concreto y en *C.4.3 — Requisitos para mezclas de concreto* como ajustar la dosificación del concreto para prevenir su deterioro por aspectos ambientales.

Capítulo C.5 — Calidad del concreto, mezclado y colocación

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- En *C.5.3.2 — Resistencia promedio requerida*, se introducen dos nuevas ecuaciones para determinar la resistencia del concreto cuando esta es mayor de 35 MPa.
- En *C.5.6.2.4* se permite ahora el uso de probetas (cilindros) de formato estándar (300 mm de alto y 150 mm de diámetro) y de formato más pequeño (200 mm de alto y 100 mm de diámetro) lo cual facilita el control de calidad de los concretos.
- Ahora se permite en *C.5.6.6 — Concreto reforzado con fibra de acero* este tipo de refuerzo para cortante.

Capítulo C.6 — Cimbras y encofrados, embebidos y juntas de construcción

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.7 — Detalles del refuerzo

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.8 — Análisis y diseño — Consideraciones generales

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- En *C.8.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión*, ahora se permite aumentar o disminuir tanto los momentos positivos como los momentos negativos, mientras que en el Reglamento NSR-98 solo se permitía para estos últimos.
- Ahora se permite el uso de agregados livianos como se definen en *C.8.6 — Concreto liviano*.
- Se introduce una nueva sección *C.8.8 — Rigidez efectiva para determinar las deflexiones laterales,* que fija los parámetros a utilizar en el cálculo de las derivas (*Capítulo A.6*) causadas por fuerzas sísmicas en estructuras de concreto reforzado.
- La sección *C.8.13 — Viguetas en losas nervadas*, se ajustó a la práctica nacional, la cual es diferente de la práctica norteamericana para este tipo de elementos.

Capítulo C.9 — Requisitos de resistencia y funcionamiento

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. La actualizaciones más importantes son las siguientes:
- En *C.9.2 — Resistencia requerida*, se actualizan todas las ecuaciones de combinación y mayoración de cargas. Estas ecuaciones están coordinadas con las prescritas en el Título B. Dado que estás ecuaciones conducen a valores menores de la resistencia requerida, lo cual se compensa con valores más bajos del coeficiente de reducción de resistencia ϕ, se incluye una advertencia al respecto en *B.2.4.1*.

- En *C.9.3 — Resistencia de diseño*, se presentan los nuevos valores del coeficiente de reducción de resistencia ϕ.

Capítulo C.10 — Flexión y cargas axiales

- En este Capítulo se presenta una de las mayores variaciones en el documento ACI 318 consistente en cambiar el uso de la cuantía balanceada para determinar el comportamiento de los elementos a flexión por el uso de la deformación unitaria en el acero de refuerzo localizado en la zona de tracción del elemento, lo cual se conoce mundialmente como la teoría unificada dado que es utilizable tanto en concreto reforzado como en concreto preesforzado. Este cambio se presenta en la sección *C.10.3 — Principios y requisitos generales*.
- En *C.10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección*, se modifican los requisitos de distribución del refuerzo en zonas de tracción, lo cual disminuye la fisuración en este tipo de elementos.
- En *C.10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión (columnas)*, se retiran las secciones mínimas para columnas, las cuales se habían quitado desde la versión de 1971 del ACI 318. Para las estructuras permitidas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta se mantienen unas secciones mínimas. Este cambio permite menores costos en las estructuras de concreto reforzado localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.
- En *C.10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas)*, se reduce la cuantía máxima permisible en columnas al 4% del área de la sección para evitar excesiva congestión del acero de refuerzo longitudinal en las columnas.
- Los requisitos de esbeltez para columnas, *C.10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión*, fueron modernizados permitiendo ahora un mayor y mejor uso de programas de computador modernos.
- En *C.10.12 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso*, se incluyen los resultados de una investigación reciente realizada por un ingeniero colombiano en la Universidad de Alberta, Canadá.

Capítulo C.11 — Cortante y torsión

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. La actualizaciones más importantes son las siguientes:
- Todas las ecuaciones del Capítulo se pasan de esfuerzos a fuerzas, lo cual permite identificar más fácilmente el área sobre la cual aplica el esfuerzo a que hace referencia la ecuación.
- El uso del refuerzo mínimo a cortante se aclara en *C.11.4.6 — Refuerzo mínimo a cortante*.

Capítulo C.12 — Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.13 — Sistemas de losa en una y dos direcciones

- Este Capítulo en el ACI 318 hace referencia únicamente a losas en dos direcciones. Tradicionalmente desde la versión del Reglamento colombiano de 1984 este Capítulo ha cubierto las losas en una y dos direcciones como se emplean en el país debido a que difieren notablemente de la forma como se construyen en Norteamérica.

- Adicionalmente el Reglamento NSR en sus versiones de 1998 y esta nueva versión 2010, restringen el uso de sistemas losa-columna, incluyendo el reticular celulado, donde la losa reemplaza la viga debido al muy mal comportamiento sísmico de estos sistemas en el país y en el exterior.
- La sección *C.13.8 — Métodos plásticos de análisis y diseño*, permite el uso de metodologías más modernas que las tradicionales en el diseño de sistemas de losa.
- La sección *C.13.9 — Losas en dos direcciones apoyadas sobre muros o vigas rígidas*, incluyendo las *Tablas C.13.9-1* a *C.13.9-4*, no existe en el documento ACI 318-08[11], es de gran utilidad para los sistemas nacionales de losa y proviene de la misma fuente, pero de la versión de 1963.

Capítulo C.14 — Muros

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.15 — Cimentaciones

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- La sección *C.15.11 — Pilotes y cajones de cimentación*, se ajustó a la práctica nacional y se coordinó con los requisitos al respecto del Título A del Reglamento.
- Igualmente la sección *C.15.13 — Vigas de amarre de la cimentación*, se ajustó a la práctica nacional y se coordinó con los requisitos al respecto del Título A del Reglamento.

Capítulo C.16 — Concreto prefabricado

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. Hace referencia a elementos de concreto que se fabrican en un lugar diferente de su posición final en la estructura.

Capítulo C.17 — Elementos compuestos concreto-concreto sometidos a flexión

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. Hace referencia a elementos de concreto que se construyen por etapas.

Capítulo C.18 — Concreto preesforzado

- Este Capítulo fue actualizado. Las modificaciones más importantes son las siguientes:
- En *C.18.3 — Suposiciones de diseño*, se introduce el concepto de Clase U, Clase T o Clase C en función de esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio.
- En *C.18.4 — Requisitos de funcionamiento — Elementos sometidos a flexión*, se hicieron ajustes y precisiones respecto a los esfuerzos admisible en condiciones de servicio para los elementos preesforzados.
- La sección *C.18.13 — Zona de anclaje de tendones postensados*, se actualizó.
- La sección *C.18.22 — Postensado externo*, es nueva y de gran utilidad en la reparación y rehabilitación de edificaciones.

Capítulo C.19 — Cáscaras y losas plegadas

- Este Capítulo fue actualizado.

Capítulo C.20 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes

- Este Capítulo fue actualizado. Es de gran utilidad para establecer la seguridad de estructuras cuando existen dudas sobre su resistencia y también para definir aspectos importantes en la intervención de edificaciones existentes.

Capítulo C.21 — Requisitos de diseño sismo resistente

- Este Capítulo fue actualizado. Las modificaciones más importantes son las siguientes:
- Todos los requisitos de este Capítulo, tal como lo trae el ACI 318-08[11], se ajustaron a las prescripciones del Título A de diseño sismo resistente del Reglamento NSR-10. El ajuste más importante al respecto consiste en la aplicación de las capacidades de disipación de energía en el rango inelástico (Disipación Mínima — *DMI*, Disipación Moderada — *DMO* y Disipación Especial — *DES*), lo cual se aclara en la sección *C.21.1.1 — Alcance*.
- Debe tenerse en cuentas que los requisitos de detallado para disipación especial, *DES*, pueden utilizarse en todas las zonas de amenaza sísmica del país, los de disipación moderada, *DMO*, solo pueden utilizarse en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja, y los de disipación mínima, *DMI*, solo se pueden utilizar en las zonas de amenaza sísmica baja.
- Es importante anotar que los requisitos que tradicionalmente ha tenido el Reglamento colombiano para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* son más estrictos que los requisitos homólogos del documento ACI 318. La razón para esto es que las dos ciudades más pobladas del país, Bogotá y Medellín, se encuentran localizadas muy cerca de la frontera que distingue las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia. Por esta causa el enfoque para dar mayor capacidad de disipación de energía en las estructuras con requisitos *DMO* se deriva de los de disipación especial *DES* a diferencia del ACI 318 donde se derivan como un aumento muy menor, a juicio de los expertos nacionales en el tema, de los requisitos de disipación mínima *DMI*. Esta posición es compartida por la Comisión Asesora para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.
- El Capítulo se reordenó y sus requisitos van ahora en orden ascendiente de disipación mínima, *DMI*, pasando por disipación moderada, *DMO*, y terminando al final del Capítulo en disipación especial, *DES*.
- En *C.21.1.4 — Concreto en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)*, se dan los requisitos para el concreto a utilizar en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada, *DMO*, y especial, *DES*. En *C.21.1.5 — Refuerzo en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)*, se dan los requisitos homólogos para el acero de refuerzo.
- *C.21.2 — Pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)*, contiene los requisitos que aplican a las estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*). Fueron reorganizado y actualizados.
- Los requisitos de *C.21.3 — Pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*, se revisaron y actualizaron pero manteniendo la misma filosofía del Reglamento NSR-98, como se explicó anteriormente.
- La sección *C.21.3.6 — Resistencia mínima a flexión de las columnas de pórticos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*, es nueva para este tipo de disipación de energía

la cual obliga a cumplir el principio de viga débil columna fuerte, de fundamental importancia en la respuesta ante solicitaciones sísmicas de la estructura.

- La sección *C.21.4 — Muros estructurales intermedios con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*, se actualizó y se coordinó con los requisitos para disipación especial, *DES*. Ahora trae una manera novedosa de definir si hay necesidad de utilizar elementos de borde en el muro por procedimientos basados en desplazamiento cuando las deformaciones unitarias en esta zona indican que el concreto puede fallar por compresión excesiva.
- Las secciones *C.21.5 — Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, y *C.21.6 — Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)* se actualizan. En *C.21.6.4.3* se introduce un procedimiento nuevo para calcular el espaciamiento e los estribos de confinamiento de las columnas.
- La sección *C.21.7 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, se actualiza.
- Se introduce la nueva sección *C.21.8 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, para pórticos prefabricados especiales.
- La sección *C.21.9 — Muros estructurales especiales y vigas de acople con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, se actualizó y ahora trae una manera novedosa de definir si hay necesidad de utilizar elementos de borde en el muro por procedimientos basados en desplazamiento cuando las deformaciones unitarias en esta zona indican que el concreto puede fallar por compresión excesiva y ahora permite el uso de refuerzo en diagonal en las vigas de acople entre muros.
- Se introduce la nueva sección *C.21.10 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, para muros prefabricados especiales.
- Las secciones *C.21.11 — Diafragmas y cerchas estructurales asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)* y *C.21.12 — Cimentaciones de estructuras asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)* se actualiza.
- Se introduce una nueva sección *C.21.13 — Elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas*, para el diseño de los elementos de concreto reforzado que no hacen parte el sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Capítulo C.22 — Concreto estructural simple

- Este Capítulo fue actualizado.

Capítulo C.23 — Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto

- En el Reglamento NSR-98 se había introducido un Capítulo para el diseño de tanques en edificaciones. Dado que era la única referencia nacional aplicable al diseño de estructuras de ingeniería ambiental, a pesar que éstas se salen del alcance del Reglamento. Para el Reglamento NSR-10 se decidió modernizar y actualizar este capítulo para incluir las estructuras propias de ingeniería ambiental. Con esto se está realizando un aporte importante

para el correcto diseño y construcción de plantas de tratamiento de agua potable y disposición de aguas residuales en el territorio nacional.
- El Capítulo C.23 del Reglamento NSR-10 está basado en el documento ACI 350M-06[10] especializado en estructuras de ingeniería ambiental de concreto.
- En el Capítulo C.23 se indican las secciones del resto del Título C que varían para su uso en estructuras ambientales.

Apéndice C-A — Modelos Puntal-Tensor
- Este Apéndice es nuevo. Corresponde a la normalización del "método de la biela" de inspiración europea y aplicable al diseño de elementos donde la teoría general de flexión no es válida. Su texto proviene del ACI 318-08[11].

Apéndice C-B — Disposiciones alternativas de diseño para elementos de concreto reforzado y preesforzado sometidos a flexión y a compresión
- Este Apéndice es nuevo y permite el uso de los requisitos de cuantía máxima basada en una fracción de la cuantía balanceada que se empleaban para elementos a flexión en el Reglamento de 1984 y en el NSR-98.

Apéndice C-C — Factores de carga y reducción de la resistencia alternativos
- Este Apéndice es nuevo y permite el uso de las ecuaciones de combinación de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ que se empleaban en el Reglamento de 1984 y en el NSR-98.

Apéndice C-D — Anclaje al concreto
- Este Apéndice es nuevo y da los requisitos de diseño para anclajes. Su texto proviene del ACI 318-08[11].
- Este apéndice se refiere tanto a los anclajes preinstalados antes de la colocación del concreto como a anclajes postinstalados.
- No se incluyen insertos especiales, tornillos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola platina de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes pegados o inyectados con mortero, ni anclajes directos como pernos o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora.

Apéndice C-E — Información acerca del acero de refuerzo
- Este Apéndice es nuevo y enumera las características del acero de refuerzo empleado en el Reglamento NSR-10.

Apéndice C-F — Equivalencia entre el sistema SI, el sistema mks, y el sistema inglés de las ecuaciones no homogéneas del Título C del Reglamento
- Este Apéndice es nuevo y da la equivalencia de las ecuaciones del Título C del Reglamento NSR-10 entre diferentes sistemas de unidades.

Apéndice C-G — Información acerca del acero de refuerzo
- Este Apéndice existía en el Reglamento NSR-98 y fue revisado y actualizado para el Reglamento NSR-10.

Título D — Mampostería estructural

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité D del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — Yamín, et al[50], UBC-79[38], y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95[5] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ACI 530-08/ASCE 5-08/TMS 402-08[12] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras de mampostería reforzada era nuevo en el país cuando se expidió el Reglamento de 1984. En el momento existían algunos documentos de cómo utilizar el ladrillo de arcilla producido en el país con fines estructurales. El Reglamento de 1984 incluyó un Título de diseño y construcción de mampostería de bloque de perforación vertical de inspiración norteamericana[38] y requisitos para el diseño y construcción de mampostería confinada inspirados por la experiencia nacional en este tipo de mampostería y con base en los resultados de ensayos experimentales nacionales[50] y extranjeros, principalmente mexicanos. Para la producción del Reglamento NSR-98 y la actualización al NSR-10, se cuenta con una amplia bibliografía nacional sobre este sistema estructural y numerosos ensayos experimentales realizados en varias universidades del país.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras de mampostería reforzada, este se reafirma con el tratado de Englekirk y Hart[32]. Estos principios son llevados al documento ACI 530. Lo contenido actualmente en el ACI 530-08[12] corresponde a los requisitos más modernos y efectivos en el tema a nivel mundial.

La actualización del Título D del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo D.1 — Requisitos generales
- Este Capítulo permanece sin modificación con respecto al del Reglamento NSR-98.

Capítulo D.2 — Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones
- En *D.2.1 — Clasificación de la mampostería estructural*, se indican los tipos de mampostería estructural que reconoce el Reglamento NSR-10:
  - *Mampostería de cavidad reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.6.
  - *Mampostería reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.7.

  - *Mampostería parcialmente reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.8.
  - *Mampostería no reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.9. Este sistema estructural está restringido a algunas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja.
  - *Mampostería de muros confinados* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.10.
  - *Mampostería de muros diafragma* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.11.
  - *Mampostería reforzada externamente* sus requisitos se encuentran en el nuevo Capítulo D.12 y se trata de un sistema que no estaba incluido dentro del Reglamento NSR-98 y es nuevo en el NSR-10.
- En el resto del Capítulo se actualizó la nomenclatura, las definiciones y las normas NTC y ASTM de fabricación de los materiales de la mampostería.

Capítulo D.3 — Calidad de los materiales en la mampostería estructural
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.3.4 — Mortero de pega*, se introduce un nuevo tipo de mortero H para aplicaciones de mayor altura donde se demande mayor resistencia del mortero.

Capítulo D.4 — Requisitos constructivos para mampostería estructural
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.4.2.5.2 — Longitud de desarrollo*, se modifica parcialmente la expresión de longitud de desarrollo por una expresión más moderna.
- En *D.4.5.11.1 — Refuerzo horizontal de junta para muros de mampostería*, se indica ahora que el refuerzo de junta puede ser parte del refuerzo que resiste esfuerzos cortantes en el plano del muro.
- Se introduce una sección nueva *D.4.10 — Curado de muros de mampostería.*

Capítulo D.5 — Requisitos generales de análisis y diseño
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- Se introduce una nueva sección *D.5.1.5.3 — Valores de ϕ para esfuerzos de aplastamiento*, la cual reemplazó la sección *D.5.1.5.3 — Valores de ϕ para el refuerzo*, la cual no es necesaria en el Reglamento NSR-10.
- La expresión para el módulo de elasticidad del mortero de relleno en *D.5.2.1.3* fue modificada por una expresión que se ajusta mejor a los resultados experimentales nacionales.
- En *D.5.5.1 — Máxima resistencia axial teórica*, el coeficiente de la expresión para la máxima carga axial fue modificado de 0.85 a 0.80 de acuerdo con el valor en el documento ACI 530-08[12].
- De igual forma y por la misma razón la expresión de la sección *D.5.5.2 — Reducción de resistencia axial por esbeltez* y las expresiones de la *Tabla D.5.8-2 — Valor del cortante nominal resistido por la mampostería,* $\mathbf{V_m}$, fueron modificadas.
- En *D.5.8.4.3*, se permite ahora dentro del refuerzo que resiste esfuerzos cortantes incluir el refuerzo de junta, pero con una eficiencia de solo el 35%.

Capítulo D.6 — Mampostería de cavidad reforzada
- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo D.7 — Mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.7.2.1.1 — Muros de mampostería reforzada con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, se incluyen requisitos adicional para poder clasificar este tipo de mampostería como de disipación especial.

Capítulo D.8 — Mampostería parcialmente reforzada construida con unidades de perforación vertical
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.8.2.1* se permite ahora en el Reglamento NSR-10 este sistema como uno de los sistemas estructurales de disipación moderada DMO.

Capítulo D.9 — Mampostería no reforzada
- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo D.10 — Mampostería de muros confinados
- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.10.7.4* se modifica el coeficiente de corrección por esbeltez del muro.
- En *D.10.7.7 — Diseño a cortante del muro en la dirección paralela a su plano* se modificó la relación de resistencia al corte del muro de mampostería confinada para esta situación.

Capítulo D.11 — Mampostería de muros diafragma
- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.
- Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

Capítulo D.12 — Mampostería reforzada externamente
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Cubre muros de mampostería reforzada externamente en donde el refuerzo consiste en mallas electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) en ambas caras laterales de los muros fijándolas a ellos mediante conectores y/o clavos de acero con las especificaciones y procedimientos descritos en este Capítulo.

Apéndice D-1 — Diseño de mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles
- Este Apéndice se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.
- En *D-1.5.2 — Esfuerzos admisibles para compresión axial*, se modifica el coeficiente de corrección por esbeltez del muro.
- La *Tabla D-1.5-1 — Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado* $\mathbf{F_t}$ *(MPa),* fue actualizada y ahora incluye el mortero tipo H.

Título E — Casas de uno y dos pisos

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité E del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — Norma AIS 100-09[28]

Este Título único a nivel mundial que permite la construcción de casas de uno y dos pisos sin la participación obligatoria de un ingeniero estructural, a través de requisitos empíricos se ha mantenido, revisando y actualizando para el Reglamento NSR-10. Sus requisitos son una simplificación del uso de la mampostería confinada del Capítulo D.10.

Por medio del Decreto 52 de 2002 se le adicionó, dentro del Reglamento NSR-98, un Capítulo de bahareque encementado que se mantiene en el Reglamento NSR-10.

La actualización del Título E del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo E.1 — Introducción
- Este Capítulo se actualizó con respecto al del Reglamento NSR-98.
- La sección *E.1.1.1 — Alcance*, se actualizó.
- Se incluye una sección nueva *E.1.2 — Definiciones*.
- La sección *E.1.3.4 — Integridad estructural*, se modernizó.

Capítulo E.2 — Cimentaciones
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.5 del Reglamento NSR-98. Ha sido movido más adelante dentro del Título E y su contenido está actualizado y modernizado.

Capítulo E.3 — Mampostería confinada
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.2 del Reglamento NSR-98. Su contenido está actualizado y modernizado.
- Se incluye la nueva sección *E.3.4 — Aberturas en los muros*.
- Se incluye la nueva sección *E.3.6.6 — Distribución simétrica de muros*.

Capítulo E.4 — Elementos de confinamiento en mampostería confinada
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.3 del Reglamento NSR-98 pero su contenido sigue siendo el mismo.

Capítulo E.5 — Losas de entrepiso, cubiertas, muros divisorios y parapetos
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.4 del Reglamento NSR-98. Su contenido está actualizado y modernizado

- Se incluyen la nuevas secciones *E.5.1.3 — Espesor mínimo de losas*, *E.5.1.4 — Losas macizas* y *E.5.1.5 — Losas aligeradas*.

Capítulo E.6 — Recomendaciones adicionales de construcción en mampostería confinada
- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo E.7 — Bahareque encementado
- Este Capítulo fue adicionado al Reglamento NSR-98 por medio del Decreto 52 de 2002. Para el Reglamento NSR-10 se mantiene igual reorganizándolo y llevando parte del contenido al Capítulo E.8 y al E.9.

Capítulo E.8 — Entrepisos y uniones en bahareque encementado
- Este Capítulo contiene parte del material que existía en el Capítulo E.7 del Reglamento NSR-98. Se reorganiza y actualiza.

Capítulo E.9 — Cubiertas para construcción en bahareque encementado
- Este Capítulo contiene parte del material que existía en el Capítulo E.7 del Reglamento NSR-98. Se reorganiza y actualiza.

Apéndice E-A — Verificación de la resistencia de muros de bahareque encementado
- Este Apéndice se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Título F — Estructuras metálicas

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité F del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — AISC-1978[13], Código Fedestructuras[37], NTC 2001[42] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — AISC-1994[14] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — AISC-2010[15], AISC-Seismic-2010[16] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras metálicas en el país, aún antes de la expedición de la primera normativa de construcción sismo resistente en 1984, se ha realizado utilizando el documento del American Institute of Steel Construction — AISC[13]. En el año 1977 la Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas — Fedestructuras, realizó una traducción y adaptación al medio nacional de él[37], la cual fue utilizada por el Icontec para expedir la norma NTC 2001[42] la cual a su vez se empleó como base para el Título F del Decreto 1400 de 1984. Para el Reglamento NSR-98 se utilizaron las versiones AISC-1994[14], AISI-1987[18] y AISI-1991[19], y para los requisitos de aluminio, la norma inglesa[30] correspondiente. En el transcurso de estos años ha habido un cambio de fondo en la filosofía de diseño de estructuras metálicas pasando del método de diseño por esfuerzos admisibles al

método de diseño por factores de carga y resistencia. La actualización al Reglamento NSR-10 se ha realizado con el documento más moderno al respecto que es el de AISC del año 2010[15]. En lo correspondiente a estructuras de aluminio se actualizó con respecto al Eurocódigo 9[34], que sigue y moderniza los lineamientos de la norma inglesa utilizada originalmente en el Reglamento NSR-98.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras metálicas se han utilizado tradicionalmente en el país los requisitos de la AISC[16]. Para el Reglamento NSR-10 se ha utilizado la versión más reciente correspondiente al año 2010.

La actualización del Título F del Reglamento NSR-10 comprendió, además, que todo el Título F está ahora en sistema métrico SI. En el Reglamento NSR-98 este Título estaba en sistema métrico mks.

Capítulo F.1 — Requisitos generales
- En *F.1.1 — Límites de aplicabilidad*, se definen los tipos de construcción metálica para la cual el Título F contiene requisitos:
  - El diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados está cubierto por los Capítulos F.2 y F.3.
  - El diseño de estructuras metálicas con miembros formados en frío se trata en el Capítulo F.4.
  - El diseño de estructuras metálicas con elementos de aluminio estructural está cubierto en el Capítulo F.5.

Capítulo F.2 — Estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubulares estructurales
- En el Capítulo *F.2* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.2.1 — Provisiones generales*
  - *F.2.2 — Requisitos de diseño*
  - *F.2.3 — Diseño por estabilidad*
  - *F.2.4 — Diseño de miembros a tensión*
  - *F.2.5 — Diseño de miembros a compresión*
  - *F.2.6 — Diseño de miembros a flexión*
  - *F.2.7 — Diseño de elementos por cortante*
  - *F.2.8 — Diseño de miembros solicitados por fuerzas combinadas y por torsión*
  - *F.2.9 — Diseño de miembros de sección compuesta*
  - *F.2.10 — Diseño de conexiones*
  - *F.2.11 — Diseño de conexiones de perfiles tubulares estructurales (PTE) y miembros en cajón*
  - *F.2.12 — Diseño para estados límites de servicio*
  - *F.2.13 — Fabricación, montaje y control de calidad*
  - *F.2.14 — Control de calidad y supervisión técnica*
  - *F.2.15 — Diseño basado en un análisis inelástico*
  - *F.2.16 — Empozamiento*
  - *F.2.17 — Diseño por fatiga*
  - *F.2.18 — Diseño para condiciones de incendio*
  - *F.2.19 — Evaluación de estructuras existentes*
  - *F.2.20 — Arriostramiento de columnas y vigas*

  - *F.2.21 — Métodos alternos de diseño por estabilidad*
  - *F.2.22 — Procedimiento aproximado de análisis de segundo orden*

Capítulo F.3 — Provisiones sísmicas para estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubería estructural
- En el Capítulo *F.3* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.3.1 — Provisiones generales*
  - *F.3.2 — Requisitos generales de diseño*
  - *F.3.3 — Análisis*
  - *F.3.4 — Requisitos generales de diseño*
  - *F.3.5 — Pórticos resistentes a momento (PRM)*
  - *F.3.6 — Sistemas arriostrados y muros de cortante*
  - *F.3.7 — Pórticos resistentes a momentos compuestos (PRMC)*
  - *F.3.8 — Sistemas arriostrados y muros de cortante compuestos*
  - *F.3.9 — Fabricación y montaje*
  - *F.3.10 — Control de calidad y supervisión técnica para estructuras del sistema de resistencia sísmica*
  - *F.3.11 — Ensayos para calificación de conexiones*

Capítulo F.4 — Estructuras de acero con perfiles de lámina formada en frío
- En el Capítulo *F.4* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.4.1 — Provisiones generales*
  - *F.4.2 — Elementos*
  - *F.4.3 — Miembros*
  - *F.4.4 — Miembros armados y sistemas estructurales*
  - *F.4.5 — Conexiones y uniones*
  - *F.4.6 — Ensayos para casos especiales*
  - *F.4.7 — Tableros metálicos para trabajo en sección compuesta*
  - *F.4.8 — Especificaciones para construcción de entramados de acero formado en frío, sistemas de construcción en seco y entramados de cerchas*

Capítulo F.5 — Estructuras de aluminio
- En el Capítulo *F.5* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.5.1 — Generalidades*
  - *F.5.2 — Propiedades y selección de materiales*
  - *F.5.3 — Principios de diseño*
  - *F.5.4 — Diseño estático de miembros*
  - *F.5.5 — Láminas y vigas ensambladas*
  - *F.5.6 — Diseño estático de uniones*
  - *F.5.7 — Fatiga*
  - *F.5.8 — Ensayos*

Apéndice F.5.A — Nomenclatura de productos de aluminio
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.B — Valores típicos de vida de diseño
- Este Apéndice se mantiene igual que para el Reglamento NSR-98.

Apéndice F.5.C — Derivación de los esfuerzos límite del material para usar en el diseño
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.D — Cálculo de momento elasto-plástico
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.E — Regiones afectadas por el calor adyacentes a soldaduras
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.F — Formulas generales para las propiedades torsionales de secciones abiertas de pared delgada
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.G — Pandeo torsional lateral de vigas
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.H — Pandeo torsional de miembros a compresión: determinación del parámetro de esbeltez λ
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.I — Ecuaciones de curvas de diseño
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.J — Datos de resistencia a la fatiga
- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Título G — Estructuras de madera y estructuras de guadua

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité G del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — PADT-REFORT[43] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — AITC-2004[17] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía en el Reglamento de 1984. La Junta del Acuerdo de Cartagena del Pacto Andino, trabajó en el desarrollo de una base tecnológica adecuada que permita la explotación y utilización de los productos de los bosques tropicales

andinos. Como resultado de este esfuerzo se publicó el "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"[43]. Los requisitos que se presentan en el Título G del Reglamento NSR-98 fueron basados en este documento. Para el Reglamento NSR-10 se ha actualizado esta información utilizando numerosas investigaciones nacionales recientes y los requisitos de la última versión del manual del American Institute of Timber Construction[17]. Por otro lado el Icontec ha desarrollado un amplio grupo de normas técnicas colombianas NTC sobre madera, las cuales se han incorporado como referencias normativas en el Reglamento NSR-10.

Para los requisitos para estructuras de guadua en el Reglamento NSR-10 se ha utilizado el borrador de norma ISO sobre este material y numerosas investigaciones nacionales, incluyendo un juego de normas NTC desarrolladas por el Icontec, las cuales se han incluido como referencias normativas en el Reglamento NSR-10.

Capítulo G.1 — Requisitos generales
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- En *G.1.1.3* se incluye una referencia a la NTC 2500 – Uso de la Madera en la Construcción, desarrollada por Icontec, la cual se ocupa de la madera como material de construcción y de los procesos industriales y tratamientos, así como de los requisitos de fabricación, montaje, transporte y mantenimiento de elementos de madera.
- La sección *G.1.2 — Definiciones y nomenclatura*, se amplía.
- La sección *G.1.3.2 — Requisitos de calidad para madera estructural*, se moderniza incluyendo una nueva sección *G.1.3.3 — Calidad de la madera estructural*, estableciendo categoría de calidad más modernas que las que contenía el Reglamento NSR-98 y la sección *G.1.3.5 — Grupos estructurales* se actualiza también.
- Se incluye una nueva sección *G.1.5 — Referencias al Titulo G.*

Capítulo G.2 — Bases para el diseño estructural
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *G.2.2.2 — Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad*, se actualiza a la nueva clasificación de maderas estructurales.
- En *G.2.2.3 — Esfuerzos admisibles y coeficientes de modificación* se actualizan todos los parámetros.
- Se incluye la *Tabla G.2.2-10* que resume los cambios.

Capítulo G.3 — Diseño de elementos solicitados por flexión
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *G.3.2 — Deflexiones*. Donde se introduce una corrección por efectos de cortante *G.3.2.4 — Efecto del cortante*.
- *G.3.3 — Flexión*, *G.3.4 — Cortante* y *G.3.5 — Aplastamiento* se actualizan y modernizan.

Capítulo G.4 — Diseño de elementos solicitados por fuerza axial
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *G.4.3.3 — Entramados de pies derechos*.

Capítulo G.5 — Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo G.6 — Uniones
- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.7 — Diafragmas horizontales y muros de corte
- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.8 — Armaduras
- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas. Ahora incluye cerchas de mayor escala que las que permitía el Reglamento NSR-98.

Capítulo G.9 — Sistemas estructurales
- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.10 — Aserrado
- Este Capítulo se ha mantenido esencialmente igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo G.11 — Preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento
- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.12 — Estructuras de guadua
- Este Capítulo es totalmente nuevo dentro del Reglamento NSR-10.
- En él se incluyen los siguientes temas:
  - *G.12.1 — Alcance*
  - *G.12.2 — Términos y definiciones*
  - *G.12.3 — Materiales*
  - *G.12.4 — Obtención y comercialización*
  - *G.12.5 — Materiales complementarios*
  - *G.12.6 — Bases para el diseño estructural*
  - *G.12.7 — Método de diseño estructural*
  - *G.12.8 — Diseño de elemento sometidos a flexión*
  - *G.12.9 — Diseño de elementos solicitados por fuerza axial*
  - *G.12.10 — Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial*
  - *G.12.11 — Uniones*
  - *G.12.12 — Preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento*

Apéndice G-A — Metodología para obtención de esfuerzos admisibles
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-B — Parámetros de estructuración del Reglamento NSR-10 Título G
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-C — Contracciones
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-D — Equilibrio de contenido de humedad
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-E — Normas NTC expedidas por el Icontec Complementarias del Título G
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-F — Propiedades de secciones preferenciales medidas nominales
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-G — Cargas admisibles para el diseño de entablados
- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Título H — Estudios geotécnicos

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité H del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha reorganizado, modificado y modernizado con base en la experiencia del uso del Reglamento NSR-98 y nuevos avances en la geotecnia y ciencias afines. Como base parcial se consultaron los requisitos homólogos del International Building Code[40] en su versión de 2009.

El contenido está dividido ahora así:

Capítulo H.1 — Introducción
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo H.2 — Definiciones
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye la nueva sección *H.2.3 — Agua subterránea*.
- Se incluye la nueva sección *H.2.4 — Factores de seguridad*.
- Se incluye la nueva sección *H.2.5 — Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos*.

Capítulo H.3 — Caracterización geotécnica del subsuelo
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *H.3.1 — Unidad de construcción*, fue actualizada en su totalidad.
- La sección *H.3.2 — Investigación del subsuelo para estudios definitivos*, fue actualizada en su totalidad.
- La sección *H.3.3 — Ensayos de laboratorio*, se modernizó y amplió aclarando numerosos aspectos.

Capítulo H.4 — Cimentaciones
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *H.4.3 — Cimentaciones compensadas*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.4 — Cimentaciones con pilotes*. En la cual se amplía y expande lo contenido anteriormente sobre pilotes.
- Se incluye una nueva sección *H.4.5 — Cimentaciones en roca*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.6 — Profundidad de cimentación*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.7 — Factores de seguridad indirectos*.
- La sección *H.4.8 — Asentamientos*, se actualiza en su totalidad.
- Se incluye una nueva sección *H.4.9 — Efectos de los asentamientos*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.10 — Diseño estructural de la cimentación*.

Capítulo H.5 — Excavaciones y estabilidad de taludes
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.5.1 — Excavaciones*
  - *H.5.2 — Estabilidad de taludes en laderas naturales ó intervenidas*

Capítulo H.6 — Estructuras de contención
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.6.1 — Generalidades*
  - *H.6.2 — Estados límite*
  - *H.6.3 — Consideraciones de diseño*

  - *H.6.4 — Presión de tierras*
  - *H.6.5 — Empujes debidos al agua*
  - *H.6.6 — Empujes por cargas externas*
  - *H.6.7 — Capacidad ante falla*
  - *H.6.8 — Empujes sísmicos*
  - *H.6.9 — Factores de seguridad indirectos*

Capítulo H.7 — Evaluación geotécnica de efectos sísmicos
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.7.1 — Aspectos básicos*
  - *H.7.2 — Análisis de respuesta dinámica*
  - *H.7.3 — Análisis de estabilidad*
  - *H.7.4 — La licuación y los fenómenos relacionados*

Capítulo H.8 — Sistema constructivo de cimentaciones, excavaciones y muros de contención
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.8.1 — Sistema geotécnico constructivo*
  - *H.8.2 — Excavaciones*
  - *H.8.3 — Estructuras de contención*
  - *H.8.4 — Procedimientos constructivos para cimentaciones*

Capítulo H.9 — Condiciones geotécnicas especiales
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10 de lo contenido en el Capítulo H.6 del Reglamento NSR-98.
- Se incluye una nueva sección *H.9.4 — Efectos de la vegetación*, que contiene temáticamente lo que traía el Capítulo H.7 del Reglamento NSR-98.

Capítulo H.10 — Rehabilitación sísmica de edificios: amenazas de origen sismo geotécnico y reforzamiento de edificaciones
- Este Capítulo es totalmente nuevo dentro del Reglamento NSR-10.
- Contiene las siguientes secciones:
  - *H.10.1 — Alcance*
  - *H.10.2 — Caracterización del sitio*
  - *H.10.3 — Mitigación de las amenazas sísmicas del sitio*
  - *H.10.4 — Reforzamiento y rigidez de la cimentación*
  - *H.10.5 — Rehabilitación del suelo y cimientos*

Título I — Supervisión técnica

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité I del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — Reglamento 1984[45] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. No obstante, en el Reglamento de 1984 se introdujo el término de Supervisión Técnica para la vigilancia de que la construcción se lleve a cabo de acuerdo con lo consignado en los diseños y planos y con las calidades adecuadas de los materiales de construcción. Se evitó el término "Interventoría" dada la connotación de fiscalización de dineros que tiene dentro del medio nacional. La Supervisión Técnica puede ser parte de la Interventoría, pero únicamente es obligatoria de acuerdo a la Ley 400 de 1997 la parte de Supervisión Técnica.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de la supervisión técnica realizada en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98.

El contenido está dividido así:

Capítulo I.1 — Generalidades
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La definiciones se actualizaron.

Capítulo I.2 — Alcance de la supervisión técnica
- Este Capítulo se ha actualizado y coordinado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo I.3 — Idoneidad del supervisor técnico y su personal auxiliar
- Este Capítulo se ha actualizado y coordinado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo I.4 — Recomendaciones para el ejercicio de la supervisión técnica
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10. El material fue traído del Apéndice I-A del Reglamento NSR-98 donde no tenía carácter obligatorio y era una simple recomendación sin obligatoriedad jurídica en su aplicación. La experiencia de la aplicación del Reglamento NSR-98 ha indicado la conveniencia de darle carácter obligatorio dentro del Reglamento NSR-10.
- Además de la actualización de las referencias con las secciones apropiadas del resto del Reglamento NSR-10 se incluyó una nueva sección *I.4.3.8 — Informe final*. Donde se presenta el modelo de informe final que debe presentar el Supervisor Técnico.

Título J — Requisitos de protección contra incendios en edificaciones

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité J del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — NFPA, IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de su aplicación en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98 además de las reglamentaciones de la NFPA y el International Building Code IBC-2009[40].

El contenido está dividido así:

Capítulo J.1 — Generalidades
- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo J.2 — Requisitos generales para protección contra incendios en las edificaciones
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *J.2.2 — Redes eléctricas, de gas, y otros fluidos combustibles, inflamables o carburantes*, es nueva.

Capítulo J.3 — Requisitos de resistencia contra incendios en las edificaciones
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Contiene la siguientes secciones:
  - *J.3.1 — Alcance*
  - *J.3.2 — Definiciones*
  - *J.3.3 — Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión*
  - *J.3.4 — Determinación de la resistencia requerida contra fuego*
  - *J.3.5 — Evaluación de la provisión de resistencia contra fuego en elementos de edificaciones*

Capítulo J.4 — Detección y extinción de incendios
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Contiene la siguientes secciones:

- *J.4.1 — Alcance*
- *J.4.2 — Sistemas y equipos para detección y alarma de incendios*
- *J.4.3 — Sistemas y equipos para extinción de incendios*

Título K — Requisitos complementarios

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité K del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) —IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de su aplicación en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98 además de las reglamentaciones sobre vidrios en edificaciones de diferentes países y el International Building Code IBC-2009[40].

El contenido está dividido así:

Capítulo K.1 — Generalidades, propósito y alcance
- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.2 – Clasificación de las edificaciones por grupos de ocupación
- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.3 – Requisitos para las zonas comunes
- Este Capítulo fue actualizado con respecto al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.4 – Requisitos especiales para vidrios, productos de vidrio y sistemas vidriados
- Este Capítulo fue actualizado totalmente con respecto al del Reglamento NSR-98.
- En *K.4.1 — General*, *K.4.1.1 — Alcance* se amplió a:
  - *Vidrios, vidrieras, ventanales y productos de vidrio para uso en edificaciones.*
  - *Láminas de vidrio verticales e inclinadas para uso en sistemas vidriados en fachadas.*
  - *Láminas de vidrio para pisos y elementos estructurales de vidrio.*
  - *Elementos complementarios en sistemas de vidriado.*

- En *K.4.1.2 — Definiciones*, se incluyeron nuevos términos.
- La sección *K.4.2 — Requisitos de diseño*, fue actualizada y modernizada.
- En la sección *K.4.3 — Seguridad*, se incluyeron nuevos aspectos importantes para seguridad ante impacto por humanos definiendo el tipo de vidrio y su localización.

Referencias bibliográficas

(1) American Concrete Institute — ACI, 1977, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77) and Commentary (ACI 318R-77)*, Detroit, MI, USA.

(2) American Concrete Institute — ACI, 1983, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) and Commentary (ACI 318R-83)*, Detroit, MI, USA.

(3) American Concrete Institute — ACI, 1989, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318R-89)*, Detroit, MI, USA.

(4) American Concrete Institute — ACI, 1995, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, Farmington Hills, MI, USA.

(5) American Concrete Institute — ACI, American Society of Civil Engineers — ASCE, The Masonry Society — TMS, 1995, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures -- Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95) and Specifications for Masonry Structures (ACI 530.1-95/ASCE 6-95/TMS 602-95) and Companion Commentaries*, MSJC — Masonry Standards Joint Committee ACI/ASCE/TMS, Farmington Hills, MI, USA, 491 p.

(6) American Concrete Institute — ACI, 1999, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*, Farmington Hills, MI, USA.

(7) American Concrete Institute — ACI, ICONTEC y AIS, 2002, *Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings (For Buildings of Limited Size and Height, Based on ACI 318-02)*, International Publication Series IPS-1, ACI, Farmington Hills, MI, USA, 248 p.

(8) American Concrete Institute — ACI, 2002, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, Farmington Hills, MI, USA.

(9) American Concrete Institute — ACI, 2005, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, MI, USA.

(10) American Concrete Institute — ACI, 2006, *Code requirements for environmental engineering concrete structures (ACI 350M-06) and Commentary*, Farmington Hills, MI, USA.

(11) American Concrete Institute — ACI, 2008, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, Farmington Hills, MI, USA.

(12) American Concrete Institute — ACI, American Society of Civil Engineers — ASCE, The Masonry Society — TMS, 2008, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures -- Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-08/ASCE 5-08/TMS 402-08) -- Specifications for Masonry Structures (ACI 530.1-08/ASCE 6-08/TMS 602-08) and Companion Commentaries*, MSJC — Masonry Standards Joint Committee ACI/ASCE/TMS, Farmington Hills, MI, USA.

(13) American Institute of Steel Construction — AISC, 1978, *Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(14) American Institute of Steel Construction — AISC, 1994, *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design - Volume I: Structural Members, Specifications & Codes - Volume II: Connections*, 2nd. Edition, AISC, Chicago, IL, USA, 2021 p.

(15) American Institute of Steel Construction — AISC, 2010, *Specifications for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(16) American Institute of Steel Construction — AISC, 2010, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(17) American Institute of Timber Construction — AITC, 2004, *Timber Construction Manual, Fifth Edition*, John Wiley and Sons Inc., Hoboken, NJ, USA.

(18) American Iron and Steel Institute — AISI, 1987, Cold-Formed Steel Design Manual, AISI, Washington, DC, USA.

(19) American Iron and Steel Institute — AISI, 1991, *LRFD Cold-Formed Steel Design Manual*, AISI, Washington, DC, USA.

(20) American National Standards Institute — ANSI, 1982, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ANSI A.58.1 -1982*, New York, New York, USA.

(21) American Society of Civil Engineers — ASCE, 1996, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ANSI/ASCE 7-95*, ASCE, New York, NY, USA, 134 p.

(22) American Society of Civil Engineers — ASCE and Structural Engineering Institute — SEI, 2005, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ASCE/SEI 7-05*, ASCE, Reston, VA, USA, 388 p.

(23) Applied Technology Council — ATC, 1978, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3-06*, Palo Alto, CA, USA, 505 p.

(24) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1981, *Requisitos Sísmicos para Edificios - Norma AIS 100-81*, Bogotá, Colombia, 58 p.

(25) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1983, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-83*, AIS, Bogotá.

(26) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, Universidad de los Andes e Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química - Ingeominas, 1996, *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*, Comité AIS 300 - Amenaza Sísmica, Bogotá, Colombia.

(27) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1997, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-97*, Bogotá, Colombia, 2 Vol.

(28) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 2009, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-09*, Bogotá, Colombia, 3 Vol.

(29) Blume, J., N. M. Newmark, and L. H. Corning, (1961), *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, USA, 318 p.

(30) British Standards Institution — BSI, 1991, *British Standard BS-8118 - Part I - Structural Use of Aluminum — Design Code*, BSI, London, UK.

(31) Congreso de la República, 1997, *Ley 400 de 1997 — Por medio de la cual se adoptan requisitos para construcción sismo resistente*, Bogotá, Colombia.

(32) Englekirk, R. E., y G. C. Hart, 1982, *Earthquake Design of Concrete Masonry Buildings*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs NJ., USA.

(33) European Committee for Standardization — CEN, 2005, *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - ENV 1998-1-1*, Brussels, Belgium, 276 p.

(34) European Committee for Standardization — CEN, 2005, *Eurocode 9: Design of aluminum structures - ENV 1999-1-1*, Brussels, Belgium

(35) Federal Emergency Management Agency — FEMA, 1994, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 222) - 1994 Edition, and Commentary*, Earthquake Hazard Reduction Series N° 222A, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA.

(36) Federal Emergency Management Agency — FEMA, 2006, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) - 2006 Edition, and Commentary*, Earthquake Hazard Reduction Series N° 450, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA, 385 p.

(37) Fedestructuras, 1977, *Código de Construcciones Metálicas Fedestructuras*, Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas, Bogotá.

(38) International Conference of Building Officials — ICBO, 1979, *Uniform Building Code - UBC-79*, ICBO, Whittier, CA, USA, 734 p.

(39) International Conference of Building Officials — ICBO, 1997, *UBC - Uniform Building Code - 1997 Edition*, Whittier, CA, USA, 3 Vol.

(40) International Code Council — ICC, 2009, *International Building Code — IBC — 2009*, Country Club Hills, IL, USA.

(41) Instituto Colombiano de Normas Técnicas — ICONTEC, 1983, *Código Colombiano de Estructuras de Hormigón Armado, Norma Icontec-2000*, Bogotá, Colombia.

(42) Instituto Colombiano de Normas Técnicas — ICONTEC, 1984, *Código Colombiano de Construcciones Metálicas - Norma Icontec-2001*, Bogotá, Colombia.

(43) Junta del Acuerdo de Cartagena, Pacto Andino, 1984, *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 3a Edición*, Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recursos Forestales Tropicales, PADT-REFORT, Lima, Perú, 597 p.

(44) Ministerio de Desarrollo Económico, 1998, *Decreto 33 de 1998, por medio del cual se adopta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98*, Bogotá, Colombia, 4 Vol.

(45) Ministerio de Obras Públicas y Transporte — MOPT, 1984, *Decreto 1400 de Junio 7 de 1984 — Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes*, Bogotá, Colombia

(46) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1974, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 3rd Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(47) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1996, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 5th Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(48) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1999, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(49) Universidad de los Andes, 1985, *Anteproyecto de Código de Edificaciones de Bogotá*, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Bogotá.

(50) Yamín, L. E., L. E. Garcia, J. Galeano, y G. Reyes, 1993, *Estudio del Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería Confinada y Recomendaciones pare el Diseño*, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, 24 p.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TÍTULO A — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

TÍTULO A
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

CAPÍTULO A.1
INTRODUCCIÓN

A.1.1 — NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS

A.1.1.1 — El diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en el territorio de la República de Colombia debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que se establecen en la Normas Sismo Resistentes Colombianas, las cuales comprenden:

(a) La Ley 400 de 1997,
(b) La Ley 1229 de 2008,
(c) El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, y
(d) Las resoluciones expedidas por la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" del Gobierno Nacional, adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, y creada por el Artículo 39 de la Ley 400 de 1997.

A.1.2 — ORGANIZACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO

A.1.2.1 — **TEMARIO** — El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, está dividido temáticamente en los siguientes Títulos, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 47 de la Ley 400 de 1997, así:

TÍTULO A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

TÍTULO B — Cargas

TÍTULO C — Concreto estructural

TÍTULO D — Mampostería estructural

TÍTULO E — Casas de uno y dos pisos

TÍTULO F — Estructuras metálicas

TÍTULO G — Estructuras de madera y Estructuras de guadua

TÍTULO H — Estudios geotécnicos

TÍTULO I — Supervisión técnica

TÍTULO J — Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones

TÍTULO K — Otros requisitos complementarios

A.1.2.2 — **OBJETO** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, tiene por objeto:

A.1.2.2.1 — Reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos.

A.1.2.2.2 — Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

A.1.2.2.3 — Además de la defensa de la vida, con el cumplimiento de los niveles prescritos por el presente Reglamento para los movimientos sísmicos de diseño, los cuales corresponden a requisitos mínimos establecidos para el diseño de elementos estructurales y elementos no estructurales, se permite proteger en alguna medida el patrimonio.

A.1.2.2.4 — Los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento corresponden a los que afectarían las edificaciones de presentarse un sismo fuerte. Ante la ocurrencia, en el territorio nacional, de un sismo fuerte que induzca movimientos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento deben esperarse, en las edificaciones construidas cumpliendo con el Reglamento, daños estructurales y no estructurales reparables, aunque en algunos casos pueda que no sea económicamente factible su reparación.

A.1.2.2.5 — Para las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad como las define el Capítulo A.2 del presente Reglamento, se espera que el daño producido por movimientos sísmicos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en él sea reparable y no sea tan severo que inhiba la operación y ocupación inmediata y continuada de la edificación.

A.1.2.3 — **ALCANCE** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, contiene:

A.1.2.3.1 — Los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones nuevas, con el fin de que sean capaces de resistir las fuerzas que les impone la naturaleza o su uso y para incrementar su resistencia a los efectos producidos por los movimientos sísmicos. Además establece, en el Título E, requisitos simplificados de diseño y construcción para casas de uno y dos pisos que pertenezcan al grupo de uso **I** tal como lo define A.2.5.1.4.

A.1.2.3.2 — Para edificaciones construidas antes de la vigencia del presente Reglamento, el Capítulo A.10 establece los requisitos a emplear en la evaluación, adición, modificación y remodelación del sistema estructural; el análisis de vulnerabilidad, el diseño de las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica, y la reparación de edificaciones con posterioridad a la ocurrencia de un sismo.

A.1.2.3.3 — En el Capítulo A.12 se establecen requisitos especiales para el diseño y construcción sismo resistente de edificaciones indispensables pertenecientes al grupo de uso **IV** tal como lo define A.2.5.1.1 y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.2.4 — **EXCEPCIONES** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, es aplicable a edificaciones (construcciones cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos) y no se aplica a:

A.1.2.4.1 — El diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas construcciones diferentes de edificaciones.

A.1.2.4.2 — Estructuras cuyo comportamiento dinámico y respuesta ante los movimientos sísmicos de diseño difiera del de edificaciones convencionales. Cuando el uso de estas estructuras es la habitación u ocupación por seres humanos, su diseño y construcción debe someterse a lo prescrito en el Capítulo II, Artículos 8° a 14° de la Ley 400 de 1997.

A.1.2.4.3 — Estructuras que no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos dentro de este Reglamento. Cuando el uso de estas estructuras es la habitación u ocupación por seres humanos, su diseño y construcción debe someterse a lo prescrito en el Capítulo II, Artículos 8° a 14° de la Ley 400 de 1997.

A.1.2.4.4 — Para el diseño sismo resistente de algunas estructuras que se salen del alcance del Reglamento,

puede consultarse el Apéndice A-1, el cual no tiene carácter obligatorio.

A.1.2.5 — **DEFINICIONES** — En el Capítulo A.13 del presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes se dan las definiciones de los términos empleados en el presente Título A del Reglamento.

A.1.3 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO

A.1.3.1 — GENERAL — El diseño y construcción de una edificación sometida a este Reglamento debe llevarse a cabo como se indica a continuación. Las diferentes etapas de los estudios, construcción y supervisión técnica, se amplían en las secciones pertinentes del Reglamento.

A.1.3.2 — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS — Debe realizarse una exploración del subsuelo en el lugar en que se va a construir la edificación, complementada con una consideración de sus alrededores para detectar, de ser el caso, movimientos de suelo. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio se establecen en el Título H — Estudios Geotécnicos. El ingeniero geotecnista debe elaborar un informe en el cual relacione la exploración y los resultados obtenidos en el laboratorio, se den las recomendaciones que debe seguir el ingeniero estructural en el diseño de la cimentación y obras de contención, la definición de los efectos sísmicos locales, los procedimientos constructivos que debe emplear el constructor, y los aspectos especiales a ser tenidos en cuenta por el supervisor técnico. En el reporte se deben indicar los asentamientos esperados, su variabilidad en el tiempo y las medidas que deben tomarse para no afectar adversamente las construcciones vecinas. El reporte debe ir firmado, o rotulado, por un ingeniero civil facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.3 — DISEÑO ARQUITECTÓNICO — El proyecto arquitectónico de la edificación debe cumplir la reglamentación urbana vigente, los requisitos especificados en el Título J y en el Título K y además debe indicar, para efectos de este Reglamento, los usos de cada una de las partes de la edificación y su clasificación dentro de los grupos de uso definidos en el Capítulo A.2, el tipo de cada uno de los elementos no estructurales y el grado de desempeño mínimo que deben tener de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9. El proyecto arquitectónico debe ir firmado por un arquitecto con matrícula profesional vigente. Cuando los planos arquitectónicos incluyan los diseños sísmicos de los elementos no estructurales, éstos deben ir firmados, o rotulados, por un profesional facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997. Véase A.1.3.6.

A.1.3.4 — DISEÑO ESTRUCTURAL — El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997. La estructura de la edificación debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la edificación. A continuación en la tabla A.1.3-1 se especifican las etapas que deben llevarse a cabo, dentro del alcance de este Reglamento, en el diseño estructural de edificaciones nuevas y existentes, diferentes a las cubiertas en A.1.3.11. En la tabla A.1.3-1 se ha seguido el orden del procedimiento de diseño de edificaciones nuevas, el cual no necesariamente coincide con el de edificaciones existentes, pues este último se debe ajustar a la secuencia prescrita en el Capítulo A.10 y lo indicado en la tabla A.1.3-1 tiene simplemente carácter informativo para las edificaciones existentes.

Tabla A.1.3 -1
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 1 — Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales	
Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño.	Además de la coordinación con otros profesionales respecto al proyecto, debe establecerse si la intervención está comprendida dentro del alcance dado en A.10.1.3. Si está cubierto, se deben realizar las etapas 1 y 2 de A.10.1.4 y con esa información se debe realizar la etapa 3 de ese numeral.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 2 — Evaluación de las solicitaciones definitivas	
Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido cuando así lo exige el Reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los pasos siguientes.	Se debe realizar la etapa 4 de A.10.1.4 donde, entre otros aspectos, se debe determinar una información real análoga a la exigida para edificaciones nuevas, pero con base en la edificación existente de acuerdo con lo indicado en A.10.4.2.6.
Paso 3 — Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v	
Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros A_a y A_v, entre otros.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes los movimientos sísmicos de diseño se determinan de igual forma que para edificaciones nuevas, con la excepción de las edificaciones a las cuales el Reglamento les permite acogerse al uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada para rehabilitación sísmica. Para el uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada debe consultarse A.10.9.2.5, el cual solo aplica a edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones allí. En este caso se permite el uso de A_e, en vez de los valores de A_a y A_v tal como se indica en A.10.3.
Paso 4 — Movimientos sísmicos de diseño	
Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta: **(a)** La amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través de los parámetros A_a y A_v, o A_d, según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño, **(b)** Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v, y **(c)** La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia **I**. Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica, las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2.	Se deben seguir el mismo procedimiento que para edificaciones nuevas. Para el caso de edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones que lo permite A.10.9.2.5 se pueden utilizar los movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada definido en A.10.3.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 5 — Características de la estructuración y del material estructural empleado	
El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (*DES*), moderada (*DMO*) o mínima (*DMI*); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se debe determinar, de acuerdo con las características del sistema estructural empleado originalmente en su construcción, una correspondencia con los sistemas estructurales que se permiten para edificaciones nuevas de acuerdo con lo prescrito en A.10.4.2.
Paso 6 — Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis	
Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento.	Se aplican los mismos principios que para edificaciones nuevas.
Paso 7 — Determinación de las fuerzas sísmicas	
Obtención de las fuerzas sísmicas, F_s, que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se determinan unas solicitaciones equivalentes a las de edificaciones nuevas, pero ajustadas a las propiedades de la estructura existente. Véase A.10.4.2.
Paso 8 — Análisis sísmico de la estructura	
El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 5 de A.10.1.4.
Paso 9 — Desplazamientos horizontales	
Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 9 de A.10.1.4.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 10 — Verificación de derivas	
Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 10 de A.10.1.4.
Paso 11 — Combinación de las diferentes solicitaciones	
Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_s}$, determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}\left(\mathbf{E} = \mathbf{F_s}/\mathbf{R}\right)$. El coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, es función de: **(a)** El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3, **(b)** Del grado de irregularidad de la edificación, **(c)** Del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y **(d)** De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el Capítulo A.3.	Se debe cumplir lo indicado en las etapas 6 a 8 de A.10.1.4.
Paso 12 — Diseño de los elementos estructurales	
Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (*DMI*) moderado (*DMO*), o especial (*DES*) prescrito en el Capítulo A.3, según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento.	Se debe cumplir lo indicado en las etapas 8, 11 y 12 de A.10.1.4 donde se indica como interpretar la resistencia efectiva de la edificación a la luz de las solicitaciones equivalentes y como se define la resistencia a proveer para reducir la vulnerabilidad de la edificación, cuando es vulnerable, para diseñar la intervención de la edificación.

A.1.3.5 — DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN — Los efectos de las diferentes solicitaciones, incluyendo los efectos de los movimientos sísmicos de diseño sobre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones realizadas en el paso 11 de A.1.3.4, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, tomando en cuenta la capacidad de la estructura. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este

Reglamento.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$. Los efectos de la estructura y del sismo sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.1.3.6 — DISEÑO SÍSMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES — El diseño sísmico de los elementos no estructurales debe realizarse de acuerdo con los siguientes requisitos:

A.1.3.6.1 — Se debe cumplir el grado de desempeño superior, bueno o bajo que define el Capítulo A.9 según el grupo de uso al cual pertenezca la edificación.

A.1.3.6.2 — El diseño de los elementos no estructurales debe ser llevado a cabo por profesionales facultados para este fin de acuerdo con los artículos 26 y 29 de la Ley 400 de 1997 y siguiendo los requisitos del Capítulo A.9, considerando para el efecto los parámetros de diseño sísmico aportados por el diseñador estructural.

A.1.3.6.3 — Dentro de la clasificación de elementos no estructurales se incluyen sistemas como las estanterías, cuyo tratamiento deberá ser como el de sistemas estructurales, los cuales pueden hacer parte de la estructura de la edificación, o ser un sistema estructural independiente de la estructura de la edificación donde se alojan. El diseño de este tipo de sistemas debe ser llevado a cabo por ingenieros estructurales, siguiendo requisitos de diseño sismo resistente acordes con las condiciones de carga especificas de cada aplicación, de acuerdo con el Capítulo A.9.

A.1.3.6.4 —Se permite el uso de elementos diseñados e instalados por su fabricante, o cuya instalación se hace siguiendo sus instrucciones, cumpliendo lo indicado en A.1.5.1.2.

A.1.3.6.5 — El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe:

(a) Recopilar los diseños de los diferentes elementos no estructurales y las características y documentación de aquellos que se acojan a lo permitido en A.1.5.1.2, para presentarlos en una sola memoria ante la Curaduría u oficina o dependencia encargada de estudiar, tramitar, y expedir las licencias de construcción.

(b) Los diferentes diseños de los elementos no estructurales deben ser firmados por el Constructor que suscribe la licencia, indicando así que se hace responsable que los elementos no estructurales se construyan de acuerdo con lo diseñado, cumpliendo con el grado de desempeño especificado.

A.1.3.7 — REVISIÓN DE LOS DISEÑOS — Los planos, memorias y estudios realizados deben ser revisados para efectos de la obtención de la licencia de construcción tal como lo indica la Ley 400 de 1997, la Ley 388 de 1997 y sus respectivos reglamentos. Esta revisión debe ser realizada en la curaduría o en las oficinas o dependencias encargadas de estudiar, tramitar, y expedir las licencias de construcción, o bien por un profesional independiente, a costo de quien solicita la licencia. Los revisores de los diseños deben tener las cualidades establecidas en la Ley 400 de 1997.

A.1.3.8 — CONSTRUCCIÓN — La construcción de la estructura, y de los elementos no estructurales, de la edificación se realiza de acuerdo con los requisitos propios del material, para el grado de capacidad de disipación de energía para el cual fue diseñada, y bajo una supervisión técnica, cuando así lo exija la Ley 400 de 1997, realizada de acuerdo con los requisitos del Título I. En la construcción deben cumplirse los requisitos dados por el Reglamento para cada material estructural y seguirse los procedimientos y especificaciones dados por los diseñadores. La dirección de la construcción debe ser realizada por un ingeniero civil, o arquitecto, o un ingeniero mecánico para el caso de estructuras metálicas o prefabricadas, facultados para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997, o un constructor en arquitectura o ingeniería facultado para este fin por la Ley 1229 de 2008.

A.1.3.9 — SUPERVISIÓN TÉCNICA — De acuerdo con el Título V de la Ley 400 de 1997, la construcción de estructuras de edificaciones, o unidades constructivas, que tengan más de 3000 m² de área construida, independientemente de su uso, debe someterse a una supervisión técnica realizada de acuerdo con lo establecido en esta sección y en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.1 — *Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad* — De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV**, independientemente del área que tengan, deben someterse a una Supervisión Técnica.

A.1.3.9.2 — *Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento* — De acuerdo con el Parágrafo 1° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica, las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E, siempre y cuando se trate de menos de 15 unidades de vivienda.

A.1.3.9.3 — *Supervisión técnica exigida por los diseñadores* — De acuerdo con el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, el diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, de acuerdo con su criterio, pueden requerir supervisión técnica en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.

A.1.3.9.4 — *Idoneidad del supervisor técnico* — El supervisor técnico debe ser un profesional, ingeniero civil o arquitecto, que cumpla las cualidades exigidas por el Capítulo V del Título VI de la Ley 400 de 1997 o un constructor en arquitectura e ingeniería según los artículos 3° y 4° de la Ley 1229 de 2008. El profesional, bajo su responsabilidad, puede delegar en personal no profesional algunas de las labores de la supervisión. La supervisión técnica corresponde a una parte de la interventoría y puede ser llevada a cabo por un profesional diferente al interventor.

A.1.3.9.5 — *Alcance de la supervisión técnica* — El alcance de las labores que debe realizar el supervisor técnico están establecidas en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.6 — *Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica* — En aquellas edificaciones donde no se requiera la supervisión técnica, este hecho no exime al constructor de realizar los controles de calidad de los materiales que el Reglamento requiere para los diferentes materiales estructurales, ni de llevar registros y controles de las condiciones de cimentación y geotécnicas del proyecto.

A.1.3.10 — EDIFICACIONES INDISPENSABLES — Las edificaciones indispensables, pertenecientes al grupo de uso **IV**, tal como las define A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como las define A.2.5.1.2, deben diseñarse y construirse cumpliendo los requisitos presentados en el procedimiento de diseño definido en A.1.3.2 a A.1.3.8, y además los requisitos adicionales dados en el Capítulo A.12, dentro de los cuales se amplía el Paso 10 de A.1.3.4, exigiendo una verificación de la edificación para los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño de la edificación. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.3.11 — CASAS DE UNO Y DOS PISOS — Las edificaciones de uno y dos pisos deben diseñarse de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.12 de este Reglamento. Las casas de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, tal como lo define A.2.5.1.4, que no formen parte de programas de quince o más unidades de vivienda ni tengan más de 3000 m² de área en conjunto, pueden diseñarse alternativamente de acuerdo con los requisitos del Título E de este Reglamento.

A.1.3.12 — ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, que forme parte de un programa de quince o más unidades de vivienda, en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1 y cuando con base en las características de la edificación o del lugar alguno de los diseñadores lo estime conveniente, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica:

(a) Influencia del tipo de suelo en la amplificación de los movimientos sísmicos y la respuesta sísmica de las edificaciones que igualmente pueden verse afectadas por la similitud entre los períodos de la estructura y alguno de los periodos del depósito,
(b) Potencial de licuación del suelo en el lugar,
(c) Posibilidad de falla de taludes o remoción en masa debida al sismo,
(d) Comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto,
(e) Especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de estos materiales, y

(f) Verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y fuerzas horizontales.
(g) Obligatoriedad de una supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

A.1.3.13 — CONSTRUCCIÓN RESPONSABLE AMBIENTALMENTE — Las construcciones que se adelanten en el territorio nacional deben cumplir con la legislación y reglamentación nacional, departamental y municipal o distrital respecto al uso responsable ambientalmente de materiales y procedimientos constructivos. Se deben utilizar adecuadamente los recursos naturales y tener en cuenta el medio ambiente sin producir deterioro en él y sin vulnerar la renovación o disponibilidad futura de estos materiales. Esta responsabilidad ambiental debe desarrollarse desde la etapa de diseño y aplicarse y verificarse en la etapa de construcción, por todos los profesionales y demás personas que intervengan en dichas etapas.

A.1.4 — CONSIDERACIONES ESPECIALES

A.1.4.1 — POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, o que forme parte de un programa de quince o más unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1, debe tenerse en cuenta la obligatoriedad de la supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

A.1.4.2 — SISTEMAS PREFABRICADOS — De acuerdo con lo establecido en el Artículo 12 de la Ley 400 de 1997, se permite el uso de sistemas de resistencia sísmica que estén compuestos, parcial o totalmente, por elementos prefabricados, que no estén cubiertos por este Reglamento, siempre y cuando cumpla uno de los dos procedimientos siguientes:

(a) Se utilicen los criterios de diseño sísmico presentados en A.3.1.7, o
(b) Se obtenga una autorización previa de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con los requisitos y responsabilidades establecidas en el Artículo 14 de la Ley 400 de 1997.

A.1.5 — DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS

A.1.5.1 — DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad de los diseños de los diferentes elementos que componen la edificación recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume, que cuando un elemento figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el propósito del Reglamento y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano es el responsable del diseño correspondiente.

A.1.5.1.1 — Deben consultarse en el Título II de la Ley 400 de 1997, así como en el Capítulo A.13 de este Reglamento, las definiciones de constructor, diseñador arquitectónico, diseñador estructural, ingeniero geotecnista, propietario y supervisor técnico, para efectos de la asignación de las responsabilidades correspondientes.

A.1.5.1.2 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante o siguiendo sus instrucciones, el diseñador puede limitarse a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, las características que deben cumplir los elementos, y la responsabilidad de que se cumplan estas características recae en el constructor que suscribe la licencia de construcción y este cumplimiento debe ser verificado por el supervisor técnico, cuando la edificación deba contar con su participación según el A.1.3.9.

A.1.5.2 — PLANOS — Los planos arquitectónicos, estructurales y de elementos no estructurales, que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra, y por lo menos una copia debe permanecer en archivo de la Curaduría, departamento administrativo o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción. La Curaduría Urbana o la dependencia municipal o distrital encargada de expedir las licencias de construcción, podrá solicitar una copia en medio magnético del proyecto estructural (planos y memorias), en los formatos digitales que ésta defina. En los proyectos que requieran supervisión técnica, de acuerdo con el presente Reglamento, se deberá cumplir adicionalmente con lo especificado en el Título I

en relación con los planos finales de obra (planos record).

A.1.5.2.1 — *Planos estructurales* — Los planos estructurales deben ir firmados o rotulados con un sello seco por un ingeniero civil facultado para ese fin y quien obra como diseñador estructural responsable. Los planos estructurales deben contener como mínimo:

- **(a)** Especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero, calidad de las unidades de mampostería, tipo de mortero, calidad de la madera estructural, y toda información adicional que sea relevante para la construcción y supervisión técnica de la estructura. Cuando la calidad del material cambie dentro de la misma edificación, debe anotarse claramente cuál material debe usarse en cada porción de la estructura,
- **(b)** Tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo,
- **(c)** Precauciones que se deben tener en cuenta, tales como contraflechas, para contrarrestar cambios volumétricos de los materiales estructurales tales como: cambios por variaciones en la humedad ambiente, retracción de fraguado, flujo plástico o variaciones de temperatura,
- **(d)** Localización y magnitud de todas las fuerzas de preesfuerzo, cuando se utilice concreto preesforzado,
- **(e)** Tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo, así como detalles de conexiones y sistema de limpieza y protección anticorrosiva en el caso de estructuras de acero,
- **(f)** El grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se diseñó el material estructural del sistema de resistencia sísmica,
- **(g)** Las cargas vivas y de acabados supuestas en los cálculos, y
- **(h)** El grupo de uso al cual pertenece la edificación.

A.1.5.2.2 — *Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos* — Los planos arquitectónicos deben ir firmados o rotulados con un sello seco por un arquitecto facultado para ese fin y quien obra como diseñador arquitectónico responsable. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño sísmico de los elementos no estructurales arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente. El diseñador de los elementos no estructurales, cuando el diseño sísmico de los elementos no estructurales se realice por un profesional diferente del arquitecto, debe firmar o rotular los planos arquitectónicos generales, además de los de los diseños particulares. Véase A.1.3.6.

A.1.5.2.3 — *Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales* — Los planos de instalaciones hidráulicas y sanitarias, eléctricas, mecánicas y de instalaciones especiales, deben ir firmados o rotulados con un sello seco por profesionales facultados para ese fin. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño de los elementos no estructurales diferentes de arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente.

A.1.5.3 — MEMORIAS — Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron los diseños.

A.1.5.3.1 — *Memorias estructurales* — Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que realizó el diseño estructural. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas. Cuando se use un equipo de procesamiento automático de información, además de lo anterior, debe entregarse una descripción de los principios bajo los cuales se realiza el modelo digital y su análisis estructural y los datos de entrada al procesador automático debidamente identificados. Los datos de salida pueden utilizarse para ilustrar los resultados y pueden incluirse en su totalidad en un anexo a las memorias de cálculo, pero no pueden constituirse en sí mismos como memorias de cálculo, requiriéndose de una memoria explicativa de su utilización en el diseño.

A.1.5.3.2 — *Memorias de otros diseños* — Las justificaciones para el grado de desempeño de los elementos no estructurales deben consignarse en una memoria. Esta memoria debe ser elaborada por el

profesional responsable de los diseños, ya sea el arquitecto o el diseñador de los elementos no estructurales, y los diseñadores hidráulicos, eléctricos, mecánicos o de instalaciones especiales. Véase A.1.3.6. Igualmente debe contarse con una memoria de las especificaciones sobre materiales, elementos estructurales, medios de ingreso y egreso y sistemas de detección y extinción de incendios relacionadas con la seguridad a la vida, de acuerdo con los Títulos J y K de este Reglamento.

A.1.5.4 — ESTUDIO GEOTÉCNICO — Para efectos de obtener una licencia de construcción debe presentarse un estudio geotécnico realizado de acuerdo con los requisitos del Título H del presente Reglamento. El estudio geotécnico debe ir firmado por un ingeniero civil facultado para ese fin, y debe hacer referencia a:

- **(a)** Lo exigido en A.1.3.2,
- **(b)** A la definición del los efectos locales exigida en A.2.4, incluyendo el caso en el que se realice un estudio sísmico particular de sitio según lo indicado en A.2.10,
- **(c)** A la obtención de los parámetros del suelo para efectos de la evaluación de la interacción suelo-estructura tal como la define el Capítulo A.7, cuando esta es requerida por el Capítulo A.3, y
- **(d)** A las demás que exija el Título H.

A.1.6 — OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TÉCNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO

A.1.6.1— NORMAS NTC — Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia.

A.1.6.2 — OTRAS NORMAS — En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials — ASTM) o de otras instituciones, las cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

A.1.6.3 — REFERENCIAS — Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

A.1.7 — SISTEMA DE UNIDADES

A.1.7.1 — SISTEMA MÉTRICO SI — De acuerdo con lo exigido por el Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, se ha expedido utilizando el Sistema Internacional de Medidas (SI), el cual es de uso obligatorio en el territorio nacional. Debe consultarse la norma NTC 1000 (ISO 1000), expedida por el ICONTEC, para efectos de la correcta aplicación del Sistema Internacional de Medidas SI.

A.1.7.2 — REFERENCIAS AL SISTEMA MÉTRICO mks — La unidades que se utilizan en las ecuaciones del Reglamento son las unidades del sistema SI. Al final de algunos Títulos hay un apéndice en el cual se relacionan las ecuaciones correspondientes en los sistemas de unidades SI y mks. En general todas las ecuaciones en las cuales se utiliza la raíz cuadrada de un esfuerzo, que por definición sigue teniendo unidades de esfuerzo, como es el caso de $\sqrt{f'_c}$ en concreto reforzado, $\sqrt{f'_m}$ en mampostería reforzada, ó $\sqrt{F_y}$ en estructuras metálicas, producen resultados inconsistentes si se emplean en esfuerzos expresados en el sistema mks (kgf/cm^2), y solo pueden emplearse con esfuerzos expresados en el Sistema Internacional de Medidas (SI).

Notas:

CAPÍTULO A.2
ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- d_c = es la suma de los espesores de los **k** estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
- d_i = espesor del estrato **i**, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.
- d_s = es la suma de los espesores de los **m** estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil en ecuación A.2.4-3.
- F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- g = aceleración debida a la gravedad (**9.8** m/s^2).
- H = espesor total en m de los estratos de suelos cohesivos.
- I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
- IP = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.
- N_i = número de golpes por pie obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60. El valor de N_i usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
- R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.
- R_C = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de T_C en función del valor de R, cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1.
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.1.
- S_d = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.3.
- S_v = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.2.
- s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato **i**, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).
- T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
- T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. (Véase A.2.6).
- T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).

T_0 = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.

v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.1 — GENERAL

A.2.1.1— MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS — Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el presente Capítulo, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

A.2.1.2 — EFECTOS LOCALES DIFERENTES — En A.2.4 el Reglamento prescribe un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en A.2.4, si se demuestra que fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos:

A.2.1.2.1 — *Estudios de microzonificación sísmica* — Cuando las autoridades municipales o distritales han aprobado un estudio de microzonificación sísmica, realizado de acuerdo con el alcance que fija la sección A.2.9, el cual contenga recomendaciones para el lugar donde se adelantará la edificación, ya sea por medio de unos efectos de sitio o formas espectrales especiales, se deben utilizar los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en A.2.4 y A.2.6.

A.2.1.2.2 — *Estudios sísmicos particulares de sitio* — Cuando el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando estudios de amplificación de las ondas sísmicas o estudios especiales referentes a efectos topográficos, o ambos, éstos deben realizarse de acuerdo con lo prescrito en A.2.10.

A.2.1.3 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES — Cuando se utilicen movimientos sísmicos de diseño obtenidos a partir de valores de A_a o A_v o A_e diferentes de los dados en este Reglamento, estos valores de A_a, o A_v, o ambos, o de A_e, deben ser aprobados por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A.2.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.2.1 — Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a, y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3.

A.2.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para A_a el mapa de la figura A.2.3-2 y el número de la región donde está localizada la edificación para A_v, en el mapa de la figura A.2.3-3.

A.2.2.3 — Los valores de A_a y A_v se obtienen de la tabla A.2.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2. Para las ciudades capitales de departamento del país los valores se presentan en la tabla A.2.3-2 y para todos los municipios del país en el Apéndice A-4 incluido al final del presente Título.

Tabla A.2.2-1
Valores de A_a y de A_v, según las regiones
De los mapas de las figuras A.2.3-2 Y A.2.3-3

Región Nº	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

A.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura A.2.3-1.

A.2.3.1 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — Es el conjunto de lugares en donde tanto A_a como A_v son menores o iguales a 0.10. Véase la tabla A.2.3-1.

A.2.3.2 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v, o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

A.2.3.3 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v, o ambos, son mayores que 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

Tabla A.2.3-1
Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región Nº	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

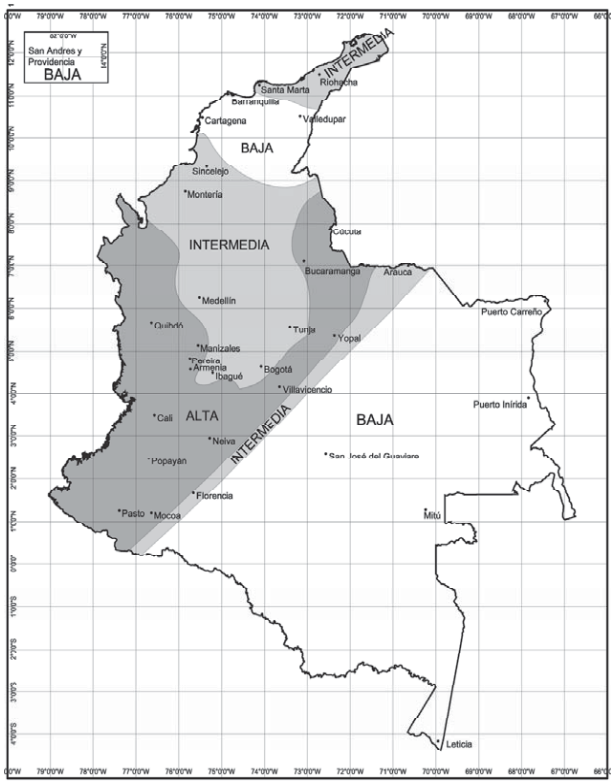
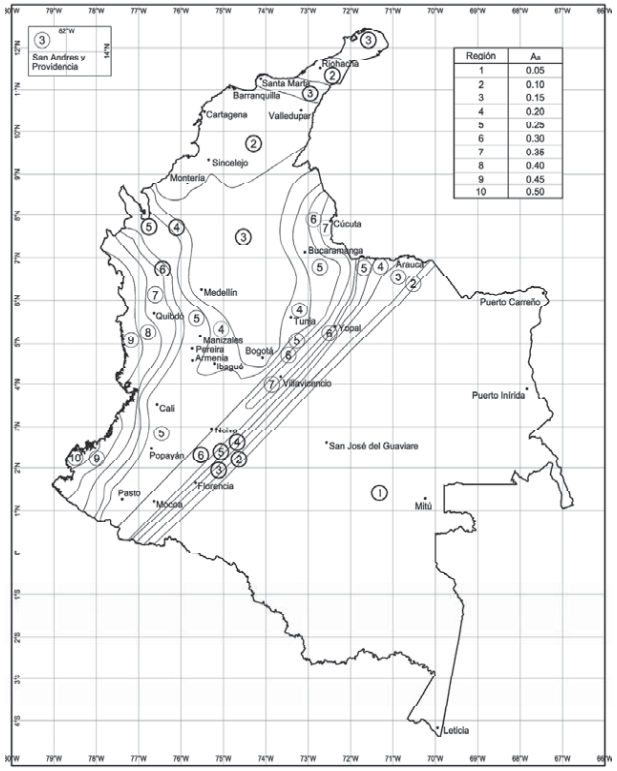
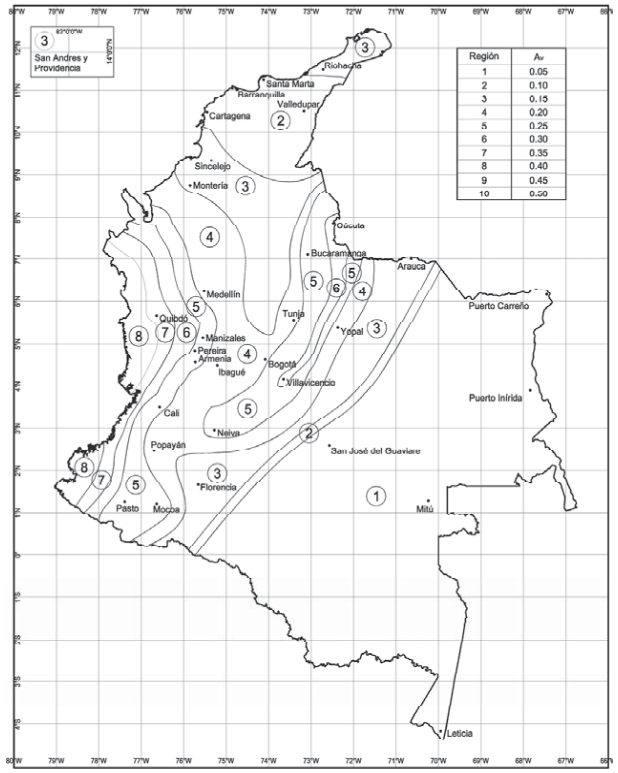


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v



Región	A_a
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50

Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a



Región	A_v
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50

Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

A.2.4 — EFECTOS LOCALES

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados.

A.2.4.1 — **GENERAL** — Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v, los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

A.2.4.1.1 — *Estabilidad del depósito de suelo* — Los perfiles de suelo presentados en esta sección A.2.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y los coeficientes de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

A.2.4.1.2 — *Procedimientos alternos* — Cuando según A.2.1.2 se permitan procedimientos alternos para definir los efectos locales, se debe cumplir con lo requerido allí en vez de lo presentado en esta sección.

A.2.4.2 — **TIPOS DE PERFIL DE SUELO** — Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla A.2.4-1. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

A.2.4.3 — **PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO** — A continuación se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo. Estos parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, $\bar{v}_s$, en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\bar{N}$, en golpes/pie a lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\bar{N}_{ch}$, en golpes/pie, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, $\bar{s}_u$, en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w.

A.2.4.3.1 — *Velocidad media de la onda de cortante* — La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}} \qquad \text{(A.2.4-1)}$$

donde:

v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$\sum_{i=1}^{n} d_i$ = 30 m siempre

A.2.4.3.2 — *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar* — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

(a) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo* — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{(A.2.4-2)}$$

donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

(b) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos* — En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{(A.2.4-3)}$$

donde:

d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

A.2.4.3.3 — *Resistencia media al corte* — Para la resistencia al corte no drenada, $\bar{s}_u$, obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}} \qquad \text{(A.2.4-4)}$$

donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

A.2.4.3.4 — *Índice de plasticidad* — En la clasificación de la los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (IP), el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

A.2.4.3.5 — *Contenido de agua* — En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, w, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

A.2.4.5 — PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN — El procedimiento para definir el perfil es el siguiente:

A.2.4.5.1 — *Paso 1* — Debe primero verificarse si el suelo cae dentro de la clasificación de alguna de las categorías de perfil de suelo tipo F, en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

A.2.4.5.2 — *Paso 2* — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, w, mayor del 40%, y un índice de plasticidad, IP, mayor de 20. Si hay un espesor total, H, de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E.

A.2.4.5.3 — *Paso 3* — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: $\bar{v}_s$, $\bar{N}$, o la consideración conjunta de $\bar{N}_{ch}$ y $\bar{s}_u$, seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso que se cuente $\bar{v}_s$ prevalecerá la clasificación basada en este criterio. En caso que no se cuente con $\bar{v}_s$ se podrá utilizar el criterio basado en $\bar{N}$ que involucra todos los estratos del perfil. Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en $\bar{s}_u$, para la fracción de suelos cohesivos y el criterio $\bar{N}_{ch}$, que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo asignando un perfil tipo E en vez de tipo D. En la tabla A.2.4-2 se resumen los tres

criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- **(a)** $\bar{v}_s$ en los 30 m superiores del perfil,
- **(b)** $\bar{N}$ en los 30 m superiores del perfil, o
- **(c)** $\bar{N}_{ch}$ para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado $\bar{s}_u$ en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (= 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

A.2.4.5.4 — *Velocidad de la onda de cortante en roca* — La roca competente del perfil tipo A, debe definirse por medio de mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que sabe que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir $\bar{v}_s$.La velocidad de la onda de cortante en roca, para el perfil Tipo B, debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotecnista para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, deben medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B.

A.2.4.5.5 — En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0, como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de períodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

A.2.4.5.6 — En la tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

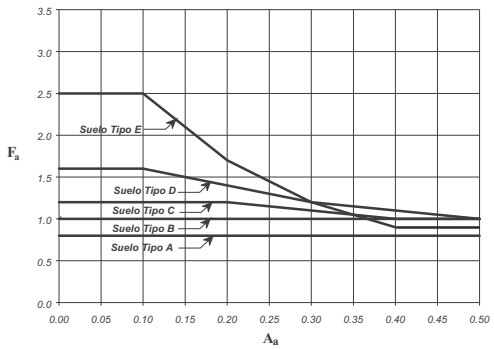


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro

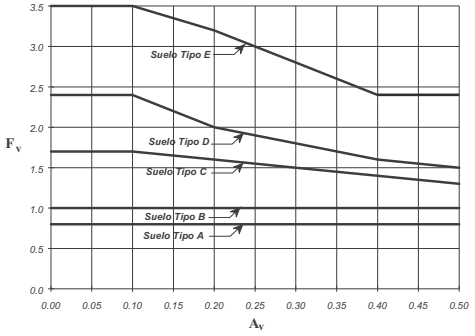


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de periodos intermedios del espectro

A.2.4.5.7 — Los valores de los coeficientes F_a y F_v no tienen en cuenta efectos de ladera. De haberlos, deberán considerarse complementariamente con base en una reglamentación expedida por la municipalidad o, en ausencia de dicha reglamentación, con base en estudios particulares, realizados por el ingeniero geotecnista de la edificación, debidamente sustentados.

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — *Grupo IV — Edificaciones indispensables* — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

- **(a)** Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
- **(b)** Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- **(c)** Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- **(d)** Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- **(e)** Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- **(f)** En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.1.2 — *Grupo* III — *Edificaciones de atención a la comunidad* — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo **IV**. Este grupo debe incluir:

- **(a)** Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- **(b)** Garajes de vehículos de emergencia,
- **(c)** Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- **(d)** Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- **(e)** Aquellas del grupo **II** para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- **(f)** Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5.1.3 — *Grupo* II — *Estructuras de ocupación especial* — Cubre las siguientes estructuras:

- **(a)** Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- **(b)** Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- **(c)** Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- **(d)** Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
- **(e)** Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- **(f)** Edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 — *Grupo* I — *Estructuras de ocupación normal* — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos **II**, **III** y **IV**.

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos **II**, **III** y **IV** deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de **I** se dan en la tabla A.2.5-1.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

A.2.6 — ESPECTRO DE DISEÑO

A.2.6.1 — *Espectro de aceleraciones* — La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 y se define por medio de la ecuación A.2.6-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3.

$$S_a = \frac{1.2\,A_v F_v I}{T} \qquad \text{(A.2.6-1)}$$

A.2.6.1.1 — Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-3.

$$T_C = 0.48\frac{A_v F_v}{A_a F_a} \qquad \text{(A.2.6-2)}$$

y

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \qquad \text{(A.2.6-3)}$$

A.2.6.1.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-5.

$$T_L = 2.4 F_v \qquad \text{(A.2.6-4)}$$

y

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v T_L I}{T^2} \qquad \text{(A.2.6-5)}$$

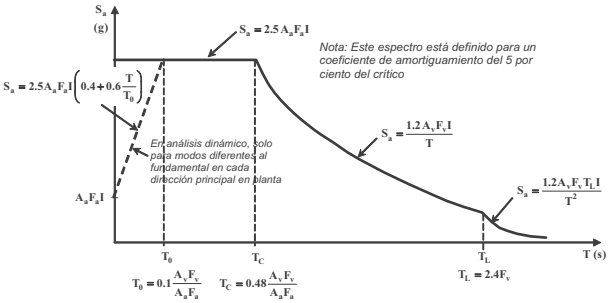


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

A.2.6.1.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2.6-7.

$$T_0 = 0.1\frac{A_v F_v}{A_a F_a} \qquad \text{(A.2.6-6)}$$

y

$$S_a = 2.5 A_a F_a I\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \qquad \text{(A.2.6-7)}$$

A.2.6.2 — *Espectro de velocidades* — La forma del espectro elástico de velocidades en m/s, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-2 y se define por medio de la ecuación A.2.6-8, con las limitaciones dadas en A.2.6.2.1 a A.2.6.2.3.

$$S_v = 1.87 A_v F_v I \text{ (m/s)} \qquad \text{(A.2.6-8)}$$

A.2.6.2.1 — Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_v, en m/s, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-9.

$$S_v = 3.9 A_a F_a T I \text{ (m/s)} \qquad \text{(A.2.6-9)}$$

A.2.6.2.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculados de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_v, en m/s, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-10.

$$S_v = \frac{1.87 A_v F_v I T_L}{T} \text{ (m/s)} \qquad \text{(A.2.6-10)}$$

A.2.6.2.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de velocidades de diseño, en m/s, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-11.

$$S_v = 3.9 A_a F_a I T\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \text{(m/s)} \qquad \text{(A.2.6-11)}$$

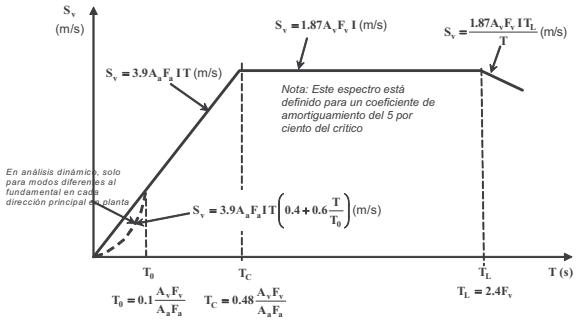


Figura A.2.6-2 — Espectro Elástico de Velocidades (m/s) de Diseño

A.2.6.3 — *Espectro de desplazamientos* — La forma del espectro elástico de desplazamientos en m, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-3 y se define por medio de la ecuación A.2.6-12, con las limitaciones dadas en A.2.6.3.1 a A.2.6.3.3.

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T \text{ (m)} \qquad \text{(A.2.6-12)}$$

A.2.6.3.1 — Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_d, en m, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-13.

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2 \text{ (m)} \qquad \text{(A.2.6-13)}$$

A.2.6.3.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_d, en m, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-14.

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T_L \text{ (m)} \qquad \text{(A.2.6-14)}$$

A.2.6.3.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de desplazamientos de diseño, en m, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-15.

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \text{(m)} \qquad \text{(A.2.6-15)}$$

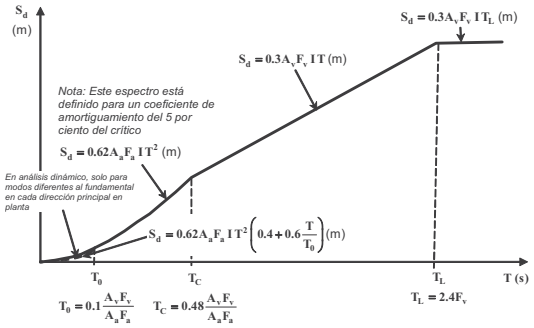


Figura A.2.6-3 - Espectro Elástico de Desplazamientos (m) de Diseño

A.2.7 — FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS

A.2.7.1 — Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

- **(a)** Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, (véase A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.
- **(b)** Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.
- **(c)** Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier

período de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.

(d) Cuando en el Capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.

A.2.8 — COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.2.8.1 — Cuando se utilice la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas, de contar en este caso con solo registros horizontales (Véase A.5.4.6). En caso de usar acelerogramas reales podrá emplearse la aceleración vertical registrada con el ajuste equivalente que se haya realizado a las componentes horizontales.

A.2.9 — ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

A.2.9.1 — Cuando se adelanten estudios de microzonificación sísmica que cumplan con el alcance dado en la sección A.2.9.3, las autoridades municipales o distritales, están facultadas para expedir una reglamentación substitutiva de carácter obligatorio, que reemplace lo indicado en las secciones A.2.4 y A.2.6 del presente Reglamento. Los estudios de microzonificación sísmica cubiertos por el alcance del presente Reglamento, tienen como fin último dar parámetros de diseño para edificaciones respecto a la amplificación de las ondas sísmicas por efecto de los suelos subyacentes bajo la ciudad objeto de la microzonificación sísmica y por lo tanto se deben restringir a este fin. Estudios análogos para el diseño de construcciones diferentes a edificaciones y que cubran aspectos de diseño de líneas vitales o de otras construcciones no cubiertas por el alcance de la Ley 400 de 1997, deben ser objeto de un alcance, que aunque análogo, podría no ser el indicado en la presente sección del Reglamento y su trámite debe ser independiente de lo cubierto en el presente Reglamento.

A.2.9.2 — Las capitales de departamento y las ciudades de más de 100 000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, con el fin de tener en cuenta el efecto que sobre las construcciones tenga la propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes, deberán armonizar los instrumentos de planificación para el ordenamiento territorial, con un estudio o estudios de microzonificación sísmica, que cumpla con el alcance dado en la sección A.2.9.3.

A.2.9.3 — ALCANCE — El alcance del estudio de microzonificación sísmica debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros consideradas, si las hubo:

A.2.9.3.1 — *Geología y neotectónica* — Los estudios que deben realizarse corresponden a:

(a) Un estudio geológico y geomorfológico regional con énfasis especial en la identificación de la deformación tectónica sismogénica ocurrida durante el Cuaternario (Neotectónica) y en la determinación de la edad de tales deformaciones sismogénicas, orientado a la definición de tasas de recurrencia sísmica. El estudio neotectónico debe registrar todos los indicadores morfotectónicos y estratigráficos conducentes a identificar claramente la geometría y cinemática de las fallas sismogénicas que hallan tenido actividad sismogénica recurrente durante el Cuaternario, con lo cual, para efectos del presente Reglamento, dicha falla se considera activa. Además, dicho estudio geológico regional debe contener mapas de geología estructural regional que incluyan los tipos de roca, las estructuras geológicas de superficie y las fallas geológicas, incluyendo estimativos acerca de su longitud, continuidad y tipo de desplazamiento que han sufrido.

(b) Opcionalmente, cuando una falla geológica, que el estudio de neotectónica haya definido como activa, esté localizada a menos de veinte kilómetros alrededor del área que se está microzonificando, ésta puede investigarse por medio de estudios particulares de neotectónica y paleosismología, que entre otras técnicas pueden utilizar trincheras de exploración sismológica,

con el objetivo de establecer de la mejor manera posible la magnitud, la edad de los episodios sísmicos pre-históricos y los períodos de recurrencia de tales episodios. Estos datos deben incorporarse en la determinación del valor de la máxima aceleración horizontal efectiva-

(c) En el caso de fallas que estén localizadas inmediatamente debajo de la ciudad, deben llevarse a cabo exploraciones por estudios particulares de geotectónica, paleosismicidad y geofísica con el fin de determinar rupturas recientes de las fallas y otros lineamientos. Deben describirse los desplazamientos, asentamientos, doblamientos de estratos, licuación, inundaciones por crecientes o tsunamis (en zonas costeras), expansión lateral, deslizamientos y flujos de lodo en el lugar. Debe incluirse la verificación de niveles de agua freática con el fin de determinar si existen barreras dentro de la tabla de agua que puedan ser asociadas con fallas o afectar la respuesta del suelo durante un sismo.

A.2.9.3.2 — *Sismología regional* — Debe recopilarse la información histórica e instrumental sobre la sismicidad regional. Esta información debe incluir:

(a) Documentación detallada de la historia sísmica de la región. Se deben preparar catálogos sísmicos de los eventos que se han sentido en el sitio. Estos catálogos deben contener la fecha, la localización, la profundidad y la magnitud, entre otros datos, para cada sismo. Esta información debe ilustrarse por medio de mapas regionales.

(b) Elaboración, donde la información lo permita, de curvas de recurrencia de la frecuencia de sismos regionales, incluyendo magnitudes pequeñas. El estimativo de la frecuencia de ocurrencia de sismos dañinos se puede estimar de estas estadísticas.

(c) Estudio de los registros acelerográficos disponibles, de los reportes de daños y toda la información de intensidades locales existente sobre la región.

(d) Elaboración de estimativos de la máxima intensidad en terreno firme, cercano al sitio, que debe haberse sentido con los sismos importantes que han afectado el sitio.

(e) Se debe recopilar toda la información sismológica instrumental de la región. Ésta debe incluir la definición de la magnitud empleada, las ecuaciones de conversión cuando ésta haya sido convertida de otro tipo de magnitud, y la fuente (tipo de instrumento y su localización) de los sismogramas utilizados para determinar la magnitud original y localización original del evento.

A.2.9.3.3 — *Definición de fuentes sismogénicas* — Con base en la geología, neotectónica y sismicidad regionales determinadas en A.2.9.3.1 y A.2.9.3.2, debe determinarse lo siguiente:

(a) Deben identificarse las fallas y zonas sismogénicas activas conocidas para la región que puedan producir sismos fuertes que afecten la ciudad.

(b) En caso de considerarse conveniente, se conformarán fuentes sismogénicas con agrupaciones de fallas, en particular cuando no se puedan asignar razonablemente eventos a una sola de ellas.

(c) Deberá darse un tratamiento especial a aquellos eventos que no es posible asignarse a fallas.

(d) Deben determinarse estadísticamente las tasas esperadas de recurrencia para diferentes magnitudes y las magnitudes máximas esperadas para todas las fuentes sismogénicas.

A.2.9.3.4 — *Determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca* — Deben realizarse y documentarse los siguientes estudios con base en la información obtenida en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2, y A.2.9.3.3:

(a) ***Evaluación por procedimientos deterministas*** — Se debe determinar la máxima aceleración horizontal y la máxima velocidad horizontal en roca que pueda producir el sismo característico de cada una de las fuentes sismogénicas identificadas en A.2.9.3.3 en la ciudad, para la magnitud máxima esperada y la disposición geográfica de la fuente con respecto a la ciudad. Para esta evaluación deben utilizarse relaciones de atenuación apropiadas para el entorno tectónico en sus valores medios. Deben usarse, como mínimo, relaciones de atenuación apropiadas para ondas de período corto (en el rango aproximado de períodos de 0.1 a 0.5 segundos) para obtener valores de aceleración horizontal máxima en roca y de período moderado de aproximadamente 1 segundo para obtener valores de velocidad máxima horizontal en roca.

(b) ***Evaluación de los valores de A_a y A_v por procedimientos probabilistas*** — Deben evaluarse la máxima aceleración horizontal efectiva y la velocidad horizontal efectiva con una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, teniendo en cuenta la incertidumbre en la determinación tanto de la máxima aceleración horizontal efectiva como de la máxima velocidad efectiva, de manera que se incluya al menos el 90 por ciento de su dispersión total. Esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final. En caso que en

desarrollo de la evaluaciones (a) o (b) anteriores, se pueda contar tan solo con los valores de velocidad horizontal en roca sin contar con los de aceleración horizontal en roca, las velocidades horizontales pueden convertirse en aceleraciones horizontales efectivas equivalentes dividiéndolas por 0.75 m/s para expresarlas en fracción de g, o en el caso de contar solo con la aceleración efectiva se podrá usar la relación contraria para obtener las velocidades efectivas en roca.

(c) ***Evaluación de aceleraciones espectrales para diseño en roca*** — Alternativamente al procedimiento señalado en (b), pueden evaluarse las tasas de excedencia de aceleraciones espectrales en roca para un número suficiente de períodos estructurales de tal manera que, haciendo uso de tasa de excedencia de aceleraciones espectrales estimadas, se puedan estimar espectros de amenaza uniforme a nivel de roca para varias probabilidades de excedencia, dentro de las que debe incluirse una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años. Para este espectro deben evaluarse los parámetros A_a, A_v, T_0, T_C y T_L que mejor se ajusten a las formas espectrales propuestas por este reglamento en la sección A.2.6. Al igual que lo señalado en (b), para la metodología considerada en (c), esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final.

(d) ***Comparación con los valores de A_a y A_v del Reglamento*** — Los valores de aceleración horizontal efectiva y velocidad horizontal efectiva convertida en aceleración, obtenidos en (a), (b) o (c) deben compararse con los valores de A_a y A_v dados en el presente Reglamento en A.2.2. Para efectos del estudio de microzonificación sísmica y la reglamentación de la ciudad deben utilizarse los mayores valores de A_a y A_v entre los obtenidos en (a), en (b) o en (c), y los dados en A.2.2 para la ciudad. Si se desea utilizar un menor valor que el dado en A.2.2 debe obtenerse una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Igual autorización debe obtenerse de la Comisión Asesora si se desea utilizar un valor de T_0 mayor o valores de T_C y T_L menores que los dados en A.2.6.1.3, A.2.6.1.1 y A.2.6.1.2 respectivamente.

(e) ***Definición de familias de acelerogramas*** — En consistencia con lo indicado en A.2.7, debe determinarse un número plural de acelerogramas que sean representativos de movimientos sísmicos, en roca, descriptivos de lo que se pueda presentar en terreno firme (roca) en la ciudad o en la roca subyacente bajo ella. El número de acelerogramas no debe ser menor de tres por cada tipo de fuente sísmica representativa de la amenaza y deben ser compatibles con las condiciones que afecten su contenido frecuencial, entorno tectónico, distancia epicentral, tipo de fuente sismogénica que los genera y niveles de aceleración y velocidad máxima horizontal que representan según lo estudiado para el caso en particular. Estos acelerogramas pueden ser escalados ya sea en aceleración o en velocidad con base en estudios de atenuación o amplificación cuando correspondan a registros tomados a distancias epicentrales sensiblemente diferentes.

A.2.9.3.5 — *Estudios geotécnicos* — Con base en información de estudios geotécnicos existentes y sondeos realizados especialmente para el estudio de microzonificación sísmica, debe determinarse lo siguiente:

(a) Identificación y estudio de aspectos geotécnicos y geológicos locales en diferentes lugares de la ciudad, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante, la profundidad de la roca de base, y la localización del nivel freático.

(b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad de los perfiles desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, límites de consistencia, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante, valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas de los sondeos, según sea el caso. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación.

(c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos para

complementar el perfil de velocidades.

(d) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados deben obtenerse columnas estratigráficas completas que incluyan las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de los cantos rodados.

(e) Los sondeos de los estudios de microzonificación deben alcanzar, como mínimo, la profundidad de 30 m, o llegar a roca.

(f) Con base en lo anterior se debe establecer una primera aproximación a una zonificación geotécnica para evaluación de la respuesta sísmica, la cual incluya sectores de perfiles homogéneos por estratigrafía y espesores, los cuales son la base del mapa de zonificación de respuesta o microzonificación sísmica.

A.2.9.3.6 — *Estudios de amplificación de onda, zonificación, y obtención de movimientos sísmicos de diseño en superficie* — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

(a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados, en un numero plural de lugares dentro de la ciudad donde haya perfiles de suelo y propiedades mecánicas del mismo que se consideren representativas de la zona circundante.

(b) Definición de unas curvas promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, las cuales permitan definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de estas curvas promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas y aunque se utilice una gama de propiedades de los suelos, en este caso la amplificación también se evaluará en el promedio de la respuesta para los diferentes acelerogramas y las diferentes propiedades de los suelos.

(c) Estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas.

(d) En zonas de ladera, debe establecerse la amenaza potencial de movimientos de masa iniciados por el sismo (debe consultarse A.2.4.1.1).

(e) De estos estudios de amplificación de onda se deben deducir los correspondientes espectros que incluyan la amplificación local para que, mediante un análisis cualitativo apropiado, se puedan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo para las estratigrafías identificadas.

(f) Cuando en una zona del espectro en superficie dominen las particularidades de los movimientos sísmicos provenientes de una fuente sismogénica y en otra zona del espectro los de otra fuente sismogénica, de considerarse conveniente para el análisis del comportamiento estructural multimodal y de ser posible su separación, los resultados pueden presentarse independientemente sin tratar de generar una envolvente que los cubra.

(g) Síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les pueda aplicar los valores de amplificación promedio deducidos, estableciendo coeficientes de sitio F_a y F_v, tal como se definen en A.2.4. En esta síntesis de los resultados, se presentará mediante el establecimiento de zonas menores, las cuales conforman la microzonificación sísmica, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Debe ejercerse el mayor criterio en la selección de las dimensiones de las microzonas, incluyendo el estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas. Alternativamente a definir microzonas sísmicas, se pueden definir los espectros de respuesta en una malla de puntos lo suficientemente densa que para efectos prácticos pueda considerarse como una definición continua del espectro de respuesta, dentro de la cual se interpolará el espectro correspondiente al sitio particular de una edificación bajo estudio. Alternativamente a la determinación explícita de coeficientes de sitio F_a y F_v los efectos de amplificación o deamplificación del sitio pueden quedar representados en espectros de amenaza uniforme en superficie. Este último caso puede utilizarse en sitios donde las condiciones locales generen espectros de amenaza en superficie que no puedan ajustarse a las formas de amplificación espectral según A.2.6 y asociadas a los factores F_a y F_v.

(h) El estudio de microzonificación debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su

amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

(i) En lo posible, comprobación experimental local de los resultados mediante estudios de respuesta de vibración ambiental, con el fin de establecer la concordancia entre los resultados experimentales y los factores de amplificación obtenidos en (g) para en caso de intensidades muy bajas.

(j) En caso que sea aplicable, definición de los criterios a emplear en las zonas de transición entre un tipo de comportamiento del suelo y otro.

(k) Definición de los criterios a emplear cuando se realicen estudios sísmicos de sitio particulares, según A.2.10, para una edificación en particular, cuyos valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento sin la existencia de la microzonificación sísmica.

A.2.9.3.7 — *Aprobación del estudio de microzonificación* — Para que el estudio de microzonificación sísmica pueda ser exigido en la obtención de licencias de construcción de edificaciones, tal como las definen las Leyes 388 y 400 de 1997, los resultados de los estudios cuyo alcance se define aquí deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Que se cumplan todos los requisitos exigidos por las Leyes 388 y 400 de 1997 al respecto.

(b) Que haya un concepto de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial por medio del cual la Comisión indique que el estudio se ajusta a los requisitos de la presente versión del Reglamento.

(c) Que se haya consultado a los ingenieros estructurales de la ciudad o distrito objeto del estudio facultados para presentar diseños estructurales, según la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, canalizando sus observaciones a través de las organizaciones gremiales que los representan en la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, a saber: la Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI), la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural (ACIES) y la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL).

(d) Que la ciudad objeto de la microzonificación sísmica desarrolle un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes que cubra las zonas definidas en la microzonificación sísmica y manifieste su intención de mantener los equipos, hacer de dominio público los registros obtenidos, interpretar a la luz de la microzonificación sísmica los registros obtenidos y actualizar dentro de un plazo prudencial, los requisitos de la microzonificación sísmica con base en los registros obtenidos.

(e) Cuando para la elaboración del estudio de microzonificación se empleen fondos de entidades de la Nación, los resultados de estos estudios y su armonización con la reglamentación sismo resistente vigente, deben ser revisados por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por la Ley 400 de 1997, antes de que las autoridades distritales o municipales puedan expedir la reglamentación sustitutiva de que habla el ordinal A.2.9.1 de este Reglamento.

A.2.9.4 — EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R — Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C, a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, $R\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$, para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2.9-1. El valor de R_C está descrito por la ecuación A.2.9-1:

$$R_C = (R-1)\frac{T}{T_0} + 1 \le R \qquad \text{(A.2.9-1)}$$

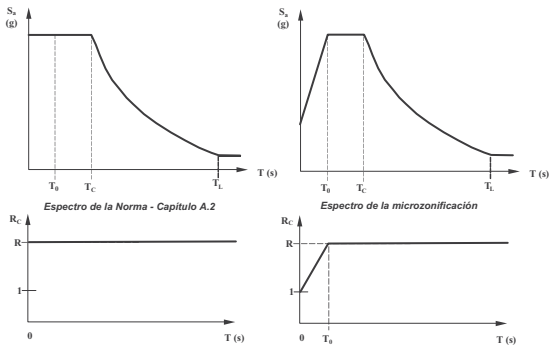


Figura A.2.9-1 — Variación del coeficiente de disipación de energía R

A.2.9.5 — ARMONIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA CON LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO — Los estudios de microzonificación sísmica aprobados por la autoridad competente antes de la expedición de la presente versión del Reglamento, deben armonizarse con respecto a los requisitos contenidos en la presente versión del Reglamento. Para el efecto, estas autoridades deben solicitar un concepto de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, presentando una evaluación asociada con esta armonización indicando en que medida el estudio de microzonificación realizado en su oportunidad cubre el alcance descrito en A.2.9.3, e indicando, además, en que medida antes del estudio de amplificación de onda se tienen asociados espectros que cubran suficientemente lo requerido en el literal (d) del numeral A.2.9.3.4. En caso de no cumplirse con lo indicado en A.4.9.3.4(d) se deberá señalar cual es el efecto de las falencias que se tengan en el estudio disponible, así como un planteamiento de cómo superarlas en una segunda parte del proceso de armonización que en tal caso deberá realizarse.

Una vez validada la armonización, la Comisión expedirá un concepto indicando que los resultados de esta modificación están en todo de acuerdo con lo contenido en la presente versión del Reglamento. En tanto se obtiene este concepto por parte de la Comisión es deseable que las autoridades municipales o distritales expidan una reglamentación de transición que permita solicitar y tramitar licencias de construcción.

A.2.10 — ESTUDIOS SÍSMICOS PARTICULARES DE SITIO

A.2.10.1 — PROPÓSITO — Se prevén los siguientes casos de utilización de estudios sísmicos particulares de sitio cuyo alcance se define en A.2.10.2:

A.2.10.1.1 — En todos los casos de perfil de suelo tipo **F**, según A.2.4, el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación debe definir los efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación (véase la tabla A.2.10-1).

A.2.10.1.2 — En edificaciones cuya altura, grupo de uso, tamaño, o características especiales lo ameriten a juicio del ingeniero geotecnista responsable, del diseñador estructural, o del propietario.

A.2.10.1.3 — Cuando se considere que lo efectos de sitio descritos a través de los requisitos de A.2.4 o de un

estudio de microzonificación sísmica vigente no son representativos de la situación en el lugar.

Tabla A.2.10-1
Casos en los cuales se requiere estudio sísmico particular de sitio

Perfil de suelo tipo	Subtipo de perfil	Descripción del perfil
F	F_1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, entre otros.
	F_2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F_3	Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75)
	F_4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)

A.2.10.2 — ALCANCE Y METODOLOGÍA — El alcance del estudio sísmico particular de sitio debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros:

A.2.10.2.1 — *Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas* — Cuando no se realice un estudio con alcance equivalente al que se exige en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3, se permite la utilización de estudios realizados por terceros, que hayan sido publicados y que sean de aceptación general dentro de los especialistas que conozcan sobre estos aspectos en la región. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de las fases del estudio de microzonificación sísmica descritas en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3.

A.2.10.2.2 — *Espectro de Aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar* — Para efectos de definir el espectro de aceleración a utilizar en roca puede utilizarse el indicado en A.2.6 con los valores indicados en A.2.2 para la ciudad, o puede realizarse un estudio con el alcance indicado en A.2.9.3.4 y teniendo en cuenta que la utilización de aceleraciones espectrales menores de las dadas en A.2.6 requiere una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de la fase del estudio de microzonificación sísmica descrita en A.2.9.3.4.

A.2.10.2.3 — *Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación* — Adicionalmente a la exploración geotécnica requerida por el Título H del Reglamento para la edificación en particular con el fin de determinar el tipo de cimentación y los parámetros de diseño de la misma, el alcance de la exploración geotécnica debe incluir los siguientes aspectos para efectos del estudio sísmico particular de sitio:

(a) Realización de al menos un sondeo hasta roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él y se presente un contraste de velocidad de onda de cortante que permita inferir que por encima de este estrato del perfil se presenta la amplificación de las ondas sísmicas. En caso que dicha profundidad hasta la roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él supere los 50 m, se podrá limitar la exploración hasta dicha profundidad en la medida que se pueda complementar la información del sondeo por métodos geofísicos y/o por estudios regionales que provean la información asociada a los estratos bajo dicho nivel.

(b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad del perfil desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante y valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando, según sea el caso aplicable, mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas del sondeo o los sondeos si se realizó más de uno. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación. Para el

caso de las curvas de degradación de la rigidez o variación del amortiguamiento con la deformación, de no ser posible obtenerlas de manera confiable en laboratorio, se podrá acudir a relaciones reconocidas en la literatura técnica nacional y/o internacional en las que se tenga en cuenta, entre otros parámetros, el tipo de suelos y su estado de esfuerzos y deformaciones.

(c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos.

(d) Identificación del nivel freático y la posibilidad de existencia de acuíferos enmarcados dentro de suelos de menor permeabilidad. La medición del nivel freático debe realizarse de forma tal que se garantice que no corresponde a niveles falsos de la tabla de agua causados por las mismas operaciones de exploración. Debe estudiarse la posibilidad de colocar al menos un piezómetro en el lugar y establecer un programa de lecturas con una periodicidad adecuada.

(e) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados debe obtenerse una columna estratigráfica completa que incluya las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de cantos rodados.

A.2.10.2.4 — *Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie* — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

(a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados.

(b) Definición de una curva promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, la cual permita definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de esta curva promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas, considerando, de ser el caso, las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los depósitos de los suelos subyacentes a la edificación. Se utilizará la media de las respuestas calculadas para los diferentes acelerogramas y valores que representan la variación en las propiedades de los suelos. Dentro del estudio no se deben incluir aquellos estratos de suelo que se retiren debido a la construcción de sótanos en la edificación y debe incluir los estratos de suelo que realmente existan una vez construida la edificación.

(c) Determinación, con base en los valores de amplificación promedio deducidos del espectro en superficie para el lugar de interés según A.2.10.2.2, el cual se empleará en el diseño considerando el conjunto de sus ordenadas espectrales.

(d) La zona del espectro propuesto en superficie correspondiente a los valores del período fundamental de la edificación en las dos direcciones de análisis en planta tomada desde el menor valor del período fundamental de la edificación y 1.4 veces el mayor valor del período fundamental de la edificación debe estudiarse en mayor detalle.

(e) La superficie, para efectos de la definición de los movimientos sísmicos de diseño propuestos en el estudio sísmico particular de sitio debe corresponder a la base de la edificación tal como se define en el presente Título A del Reglamento.

(f) Los valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento.

A.2.10.2.5 — Si estos efectos locales particulares se definen utilizando un espectro de diseño, éste debe calcularse para un coeficiente de amortiguamiento estructural igual a 5 por ciento del crítico. Si se definen por medio de familias de acelerogramas, deben cumplirse, además, los requisitos dados en A.2.7.

A.2.10.2.6 — Cuando se trate de edificaciones que serán objeto del procedimiento de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 o de edificaciones cubiertas por los requisitos del Capítulo A.12, el estudio particular de sitio debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada para el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

A.2.10.3 — UTILIZACIÓN DE LOS RESULTADOS — Los estudios sísmicos particulares de sitio hacen parte de los estudios geotécnicos que deben presentarse para la obtención de la licencia de construcción de la edificación como se indica en A.1.3.2 y deben ser aprobados por los curadores urbanos o, en su defecto, las autoridades municipales encargadas de expedir las licencias de construcción, de acuerdo con lo establecido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios para la presentación, revisión y aprobación de estudios geotécnicos cuando estos hacen parte de la documentación que se debe allegar para obtener la licencia de construcción.

A.2.11 — NORMAS TÉCNICAS MENCIONADAS EN ESTE CAPÍTULO

En este Capítulo se utilizan las siguientes normas técnicas NTC expedidas por Icontec y en su defecto las expedidas por la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales – ASTM, las cuales hacen parte del presente Reglamento:

NTC 1495 – Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua de suelos y rocas, con base en la masa (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass)
NTC 1527 – Suelos. Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión incofinada de suelos cohesivos (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil)
NTC 2041 – Suelos. Determinación de la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada en suelos cohesivos. (ASTM D 2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils)

ASTM D 1586 – Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils
ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils

CAPÍTULO A.3
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase ecuación A.3.6-3.
A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x, definido en A.3.6.7.
a_i = aceleración en el nivel i, Véase ecuación A.3.6-3.
E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s / R\right)$
F_i = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i, véase A.3.6.6.
F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).
h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase ecuación A.3.6-3.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase ecuación A.3.6-3.
h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase ecuación A.3.6-3.
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
M = masa total de la edificación — M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
M_p = masa de un elemento o componente, en kg.
m_i = parte de M que está colocada en el nivel i, en kg. Véase ecuación A.4.3-3.
R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.
S_a = valor de la aceleración espectral de diseño para un período de vibración dado. Véase ecuación A.3.6-3
V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x. Véase A.3.6.6.
δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.
δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.
ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.
Ω_0 = coeficiente de sobrerresistencia. Véase A.3.3.9.

A.3.1 — BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.1.1 — **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO** — En A.1.3 se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación. En el Capítulo A.2 se establecen los movimientos sísmicos de diseño. En el presente Capítulo se establecen:

(a) Los tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica, y los diferentes métodos de análisis, los cuales dependen del grado de irregularidad del sistema estructural y, además, permiten determinar el cortante sísmico en la base y su distribución en la altura de la edificación.
(b) Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican al sistema estructural de resistencia sísmica escogido.
(c) Por medio de un modelo matemático apropiado se determinan las deflexiones de la estructura y las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas.
(d) La verificación de derivas se realiza para las deflexiones horizontales de la estructura obtenidas del análisis.
(e) Se efectúa el diseño de los elementos y sus conexiones utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s / R\right)$ que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B.
(f) El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$.
(g) Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0, se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la ecuación A.3.3-2.
(h) El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material.
(i) Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

A.3.1.2 — **CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN** — El sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistema estructurales dados en A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el presente Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado. Los efectos sísmicos sobre los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.8. Los efectos sísmicos sobre los elementos no estructurales deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

A.3.1.3 — **CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA** — Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (*DES*, *DMO*, o *DMI*) que debe cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Capítulo A.2. Véanse las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.1.4 — **RESISTENCIA SÍSMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES** — Dado que los efectos sísmicos pueden ser preponderantes en cualquier dirección horizontal, la estructura debe tener resistencia sísmica en todas las direcciones y por lo tanto el sistema estructural de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad, tanto de la estructura considerada como un todo, como de cada uno de sus elementos, ante movimientos sísmicos que puedan ocurrir en cualquier dirección horizontal.

A.3.1.5 — **TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS** — Las fuerzas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado traspaso de las fuerzas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las fuerzas y movimientos sísmicos.

A.3.1.6 — **SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA ISOSTÁTICOS** — En lo posible el sistema estructural de resistencia sísmica debe ser hiperestático. En el diseño de edificaciones donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los miembros o conexiones en la estabilidad de la edificación.

A.3.1.7 — **SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS** — Pueden construirse edificaciones cuyo sistema de resistencia sísmica esté compuesto por elementos prefabricados. El sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo con este Reglamento usando un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, tal como lo define el Capítulo A.13 igual a uno y medio $\left(R_0 = 1.5\right)$. Cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia, capacidad de disipación de energía y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas con la estructura construida utilizando uno de los materiales prescritos por este Reglamento, deben cumplirse los requisitos de los Artículos 10 y 12 de la Ley 400 de 1997, pero en ningún caso el valor de R_0 podrá ser mayor que el fijado por el presente Reglamento para sistemas de resistencia sísmica construidos monolíticamente con el mismo material estructural. Al respecto debe consultarse A.1.4.2.

A.3.1.8 — **MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO** — Cuando el material estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3 de este Reglamento, para obtener los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo que se emplean en el diseño de los elementos estructurales debe utilizarse un coeficiente de carga de **0.7** como lo presenta B.2.3.

A.3.2 — SISTEMAS ESTRUCTURALES

A.3.2.1 — TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

A.3.2.1.1 — *Sistema de muros de carga* — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-1.

A.3.2.1.2 — *Sistema combinado* — Es un sistema estructural, (véase la tabla A.3-2), en el cual:
(a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
(b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 — *Sistema de pórtico* — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la tabla A.3-3.

A.3.2.1.4 — *Sistema dual* — Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:
(a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
(b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
(c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

A.3.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Toda edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los cuatro sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.2.3 — LÍMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — En las tablas A.3-1 a A.3-4 se dan las alturas máximas, medidas en metros a partir de la base o en número de pisos por encima de la misma, que puede tener cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica prescritos, para cada una de las zonas de amenaza sísmica.

A.3.2.4 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA — Cuando se combinen en la altura diferentes sistemas estructurales dentro de una misma edificación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.2.4.1 — *Máximo valor de* R *permitido* — Con la excepción de lo dispuesto en A.3.2.4.2 a A.3.2.4.4, la estructura que combine en la altura diferentes sistemas estructurales se clasifica como irregular del tipo 5aA o 5bA (tabla A.3-7), y el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, en cualquier dirección y en cualquier nivel, como máximo debe ser el menor valor de $\mathbf{R}$ de los sistemas estructurales que se estén combinando por encima de ese nivel y en la dirección considerada. Deben cumplirse los requisitos de diseño exigidos para cada sistema estructural y para cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.

A.3.2.4.2 — *Pisos livianos* — No hay necesidad de aplicar los requisitos de A.3.2.4.1 cuando la masa de los pisos localizados por encima del nivel donde se inicia un sistema estructural sea menor del 10 por ciento de la masa total, $\mathbf{M}$, de la edificación.

A.3.2.4.3 — *Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez* — En estructuras que tengan una parte superior flexible apoyada en una con mayor rigidez y que cumplan los requisitos de la tabla A.3-5, puede utilizarse el procedimiento de diseño indicado allí.

A.3.2.4.4 — *Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez* — Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico, por lo que para este Reglamento no es un sistema estructural aceptable.

A.3.2.5 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA — Pueden combinarse sistemas estructurales en planta, sin que ésto de pié a que la estructura se clasifique como irregular, con las siguientes limitaciones:

(a) Los dos sistemas deben coexistir en toda la altura de la edificación, a menos que se cumplan los requisitos de A.3.2.4,
(b) Cuando la estructura tiene un sistema de muros de carga únicamente en una dirección, el valor de $\mathbf{R}$ para diseñar la dirección ortogonal, no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema estructural de muros de carga,
(c) Cuando la estructura tiene dos sistemas de muros de carga diferentes en la misma dirección, para el sistema que tiene el mayor valor de $\mathbf{R}$ el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema con el menor valor de $\mathbf{R}$, y
(d) Cuando la estructura tiene sistemas diferentes al de muros de carga en ambas direcciones, para el sistema que tiene un mayor valor de $\mathbf{R}$, el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema con el menor valor de $\mathbf{R}$.

A.3.2.6 — ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Los elementos estructurales comunes a diferentes sistemas estructurales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos más restrictivos dentro de los sistemas para los cuales son comunes.

A.3.3 — CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

A.3.3.1 — GENERAL — Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos de esta sección.

A.3.3.2 — DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL — Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización

de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

A.3.3.3 — REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA — Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$ que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p, debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación A.3.3-1.

$$\mathbf{R} = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \qquad \textbf{(A.3.3-1)}$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p. Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a.

A.3.3.4 — CONFIGURACIÓN EN PLANTA — La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6, donde se definen los valores de ϕ_p.

A.3.3.5 — CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA — Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de ϕ_a.

A.3.3.5.1 — *Excepciones a las irregularidades en altura* — Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\phi_a = 1$. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la tabla A.3-5.

A.3.3.6 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO I Y II — Para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP (tabla A.3-6) y en altura del tipo 5aA y 5bA (tabla A.3-7).

A.3.3.7 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO I — Para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (tabla A.3-6) y en altura de los tipos 4A, 5aA y 5bA (tabla A.3-7).

A.3.3.8 — AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA — Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

A.3.3.8.1 — *En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI)* — Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le asigna un valor de la unidad $(\phi_r = 1.0)$.

A.3.3.8.2 — *En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)* — Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le puede asignar un valor de la unidad $(\phi_r = 1.0)$ cuando en todos los pisos que resistan más

del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

(a) ***En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos concéntricos*** — La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
(b) ***En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos excéntricos*** — La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
(c) ***En sistemas de pórtico resistente a momentos*** — La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
(d) ***En sistemas con muros estructurales de concreto estructural*** — La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
(e) ***Para otros sistemas*** — No hay requisitos especiales.

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$. Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor igual a la unidad $(\phi_r = 1.0)$ si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

A.3.3.9 — USO DEL COEFICIENTE DE SOBRERRESISTENCIA Ω_0 — Cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, $\mathbf{E}$, amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia, Ω_0, éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$\mathbf{E} = \frac{\Omega_0 F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a \mathbf{D} \qquad \textbf{(A.3.3-2)}$$

Donde F_s corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, $\mathbf{R}$ es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica $\mathbf{R} = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$, y $\mathbf{D}$ corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento tal como se define en el Título B del Reglamento y el signo de la parte derecha de la ecuación es el que conduce al mayor valor de $\mathbf{E}$, dependiendo del signo de F_s.

A.3.4 — MÉTODOS DE ANÁLISIS

A.3.4.1 — MÉTODOS RECONOCIDOS — Se reconocen los siguientes métodos de análisis del sistema de resistencia sísmica para efectos de su diseño:

(a) Método de la fuerza horizontal equivalente, el cual está descrito en el Capítulo A.4,
(b) Métodos de análisis dinámico elástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5,
(c) Métodos de análisis dinámico inelástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5, y
(d) Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la

ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alterno no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5.

A.3.4.2 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — Como mínimo deben emplearse los siguientes métodos de análisis:

A.3.4.2.1 — *Método de la fuerza horizontal equivalente* — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

(a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,
(b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso **I**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,
(c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con períodos de vibración mayores de $2T_C$,
(d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,
(e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

A.3.4.2.2 — *Método del análisis dinámico elástico* — Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

(a) Edificaciones de más de 20 niveles o de más de 60 m de altura, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b),
(b) Edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5,
(c) Edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3,
(d) Edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3,
(e) Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_C$. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.

A.3.4.2.3 — *Método del análisis dinámico inelástico* — Puede utilizarse el método del análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador, se presenten variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo sea posible identificar por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo A.5. Los diseños realizados por esta metodología deben revisarse por dos profesionales, independientes del diseñador estructural, que cumplan los requisitos de idoneidad requeridos para revisores de diseños estructurales como lo prescribe la Ley 400 de 1997, quienes suscribirán un memorial en que se indique taxativamente que los procedimientos empleados consultan las mejores metodologías que se disponga sobre estos procedimientos y que la edificación así diseñada tiene resistencia y expectativas de comportamiento similares a los de una edificación diseñada por los otros métodos permitidos por el Reglamento, al verse sometida a movimientos sísmicos de intensidad similar a los movimientos sísmicos de diseño prescritos por este Reglamento. Este memorial se anexará a los documentos aportados para obtener la correspondiente licencia de construcción.

A.3.4.2.4 — *Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva* — Puede utilizarse el método del análisis no lineal estático, conocido como procedimiento "push-over" o de plastificación progresiva, en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador se desee evaluar la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Apéndice A-3 y además se deben confrontar con otro de los métodos de análisis permitidos por el Reglamento, utilizando en el diseño lo más exigente.

A.3.4.3 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para el diseño sísmico deben ser definidas por el ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, teniendo en cuenta los preceptos dados para cada material estructural en el Título correspondiente de este Reglamento.

A.3.5 — REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

A.3.5.1 — Los requisitos especiales para el diseño y los detalles propios de cada material estructural se dan para el grado de capacidad de disipación de energía; mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) o especial (*DES*), que se requiera del material y para cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.6 — EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.6.1 — GENERALIDADES — Todos los elementos estructurales deben diseñarse para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar, tal como lo prescribe el Título B de este Reglamento.

A.3.6.1.1 — *Elementos del sistema de resistencia sísmica* — Solamente los elementos que pertenezcan al sistema estructural de resistencia sísmica pueden contribuir a la resistencia sísmica de la edificación y deben diseñarse de acuerdo con los requisitos propios de su material estructural y para el grado de capacidad de disipación de energía requerido, además de los requisitos adicionales dados en la presente sección.

A.3.6.1.2 — *Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica* — Los elementos estructurales que no formen parte del sistema estructural de resistencia sísmica, deben investigarse con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas, causados por los movimientos sísmicos de diseño, pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de capacidad de disipación de energía mínimo para su material estructural. Sus anclajes y amarres al sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados en la presente sección y en el Capítulo A.8.

A.3.6.2 — COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA — Los coeficientes de carga que deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y de fuerzas sísmicas se establecen en el Título B de este Reglamento. Debe tenerse en cuenta que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo éste Reglamento, están definidas al nivel de resistencia, por lo tanto ya están mayoradas.

A.3.6.3 — DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — En zonas de amenaza sísmica intermedia o alta deben considerarse los efectos ortogonales, salvo que (1) la estructura tenga diafragmas flexibles o (2) se trate de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P. Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raiz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Reglamento.

A.3.6.4 — AMARRES Y CONTINUIDAD — Todos los elementos estructurales deben interconectarse. La conexión y los elementos conectores deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas inducidas por las partes que conectan; además de los requisitos del Capítulo A.8, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.6.4.1 — *Partes de la edificación* — Cualquier parte o porción de la edificación que forme un conjunto indistintamente diferenciado del resto de la estructura, pero que esté estructuralmente vinculado a ésta, debe estar vinculada y amarrada al resto de la edificación por medio de elementos de conexión cuya resistencia se diseñe teniendo en cuenta las fuerzas axiales, de corte y de flexión transmitidas por la interacción entre las partes bajo las combinaciones de carga especificadas en el Título B. La fuerza sísmica involucrada, como mínimo, debe ser $\left(0.40A_a g\right)$ veces la masa de la parte o porción. Es particularmente importante que, en el caso de esta conexión, en el análisis no se utilice nudo maestro u otro método de igualación de grados de libertad para el análisis bajo cargas laterales.

A.3.6.4.2 — *Vigas de amarre en la cimentación* — Los elementos de cimentación, tales como zapatas,

dados de pilotes, pilas o "caissons", etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de $\left(0.25A_a\right)$ veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en A.3.7.

A.3.6.5 — ELEMENTOS COLECTORES — Deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la edificación hasta el elemento vertical del sistema de resistencia sísmica que resiste esas fuerzas.

A.3.6.6 — DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente definido en el Capítulo A.4, la fuerza cortante, V_x, en el nivel x, debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad \text{(A.3.6-1)}$$

La fuerza cortante, V_x, y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en cuenta la rigidez del diafragma, de acuerdo con la definición de la rigidez de los diafragmas dada en A.3.6.7.2.

A.3.6.7 — TORSIÓN EN EL PISO — En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano. En caso de realizarse análisis dinámico, el análisis mismo reflejará los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura, quedando a opción diseñador si en él involucra o no condiciones de torsión accidental. En el caso que se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, para la consideración de la torsión en el piso deben cumplirse los requisitos de A.3.6.7.1 a A.3.6.7.3, descritos a continuación.

A.3.6.7.1 — *Torsión accidental* — Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x, determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\,\delta_{prom}}\right]^2 \leq 3.0 \qquad \text{(A.3.6-2)}$$

A.3.6.7.2 — *Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez* — Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

(**a**) ***Diafragma flexible*** — El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_x, es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.

(**b**) ***Diafragma rígido en su propio plano*** — El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus

propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

A.3.6.7.3 — *Torsión de diseño* — El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel.

A.3.6.8 — DIAFRAGMAS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, en el diseño de los pisos y cubiertas que actúan como diafragmas debe tenerse en cuenta lo siguiente:

A.3.6.8.1 — La deflexión en el plano del diafragma no debe exceder la deflexión permisible de los elementos que estén adheridos a él. La deflexión permisible debe ser aquella que permita a los elementos adheridos mantener su integridad estructural bajo las fuerzas impuestas.

A.3.6.8.2 — Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas causadas por la aceleración en cada nivel, expresada como una fracción de la gravedad, determinada por medio de la siguiente ecuación:

$$a_i = A_s + \frac{\left(S_a - A_s\right)h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \leq h_{eq}$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \geq h_{eq} \qquad \text{(A.3.6-3)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

Cuando el diafragma debe transmitir fuerzas provenientes de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por encima del diafragma, a elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por debajo del diafragma, debido a desplazamientos en la localización de los elementos, o por cambios en la rigidez de los elementos verticales, las fuerzas correspondientes se deben adicionar a las obtenidas por medio de la ecuación A.3.6-3.

A.3.6.8.3 — Los diafragmas que den apoyo a muros de concreto reforzado o de mampostería, deben tener amarres continuos entre los diferentes elementos del diafragma con el fin de distribuir las fuerzas de anclaje especificadas en A.3.6.10.

A.3.6.8.4 — Las conexiones del diafragma a los elementos verticales o a los elementos colectores, o entre elementos colectores, en estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 2P, 3P ó 4P (tabla A.3-6), deben diseñarse para las fuerzas sísmicas correspondientes, multiplicadas por 1.25.

A.3.6.8.5 — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta del tipo 2P (tabla A.3-6), los elementos del diafragma deben diseñarse considerando movimientos independientes de las alas que se proyectan hacia afuera de la estructura. Cada uno de los elementos del diafragma debe diseñarse para la condición más severa producida por el movimiento de las alas del diafragma en la misma dirección, o en direcciones opuestas.

A.3.6.9 — ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE — La resistencia y rigidez de los elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica que se encuentren localizados entre la base y la cimentación no

deben ser menores que las de la superestructura. Los elementos localizados entre la base y la cimentación deben tener el mismo grado de capacidad de disipación de energía de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

A.3.6.10 — MUROS ESTRUCTURALES — Los muros estructurales de concreto o mampostería, exteriores e interiores, deben amarrarse a los diafragmas o cubiertas que les provean apoyo lateral, por medio de anclajes diseñados para resistir una fuerza horizontal que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza se puede calcular a partir de la fuerza causada por la aceleración en cada piso, calculada con la ecuación A.3.6-3, pero no menor que $0.10M_p g$, donde M_p es la masa del tramo de muro considerado. Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a las que estarían sometidos estos muros.

A.3.6.11 — ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO — Estas son estructuras donde el sistema de resistencia sísmica actúa como uno o varios voladizos aislados y un porcentaje muy alto de la masa se encuentra concentrada en la parte superior de la estructura. Las columnas o pilares de apoyo de las estructuras de tipo péndulo invertido deben diseñarse para un diagrama de momentos flectores que inicia en la base con un valor determinado de acuerdo con los procedimientos establecidos en el Capítulo A.4 y varía uniformemente hasta llegar a la mitad de este valor en la parte superior. Véase la tabla A.3-3 para efectos de los sistemas estructurales permitidos.

A.3.6.12 — ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuando se presenten discontinuidades en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tales como las descritas en las irregularidades en planta tipo 4P (tabla A.3-6) y en altura tipo 4A (tabla A.3-7), deben cumplirse los siguientes requisitos:

- (**a**) Las fuerzas axiales mayoradas de los elementos verticales que sostengan los elementos que se suspenden se deben obtener utilizando las combinaciones de carga apropiadas de las dadas en B.2.4, utilizando un coeficiente de carga igual a $0.4R$, pero no menor de 1.0, en las combinaciones que incluyan fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, en vez del coeficiente 1.0 prescrito allí,
- (**b**) Debe garantizarse que los elementos, tales como vigas, que llevan estas fuerzas axiales hasta los elementos verticales las que las soportan sean capaces de resistirlas,
- (**c**) Los elementos verticales deben diseñarse para las fuerzas axiales mayoradas como se indica en el literal (a), acompañadas de los momentos obtenidos del análisis, los cuales se mayoran utilizando las combinaciones de carga normales prescritas en B.2.4,
- (**d**) Los elementos verticales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos del grado especial de capacidad de disipación de energía (*DES*) del material correspondiente.

Cuando el diseño de los elementos verticales soportan el elemento que se suspende se realiza utilizando el método de esfuerzos de trabajo prescrito en B.2.3, las fuerzas axiales de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo se deben multiplicar por $0.3R$, pero no menos de 0.7, en vez del coeficiente 0.7 prescrito allí.

A.3.6.13 — EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES — En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, deben tenerse en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los siguientes elementos estructurales:

- (**a**) En los voladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia, y
- (**b**) En los elementos construidos con concreto preesforzado, deben utilizarse combinaciones de carga adicionales a todas aquellas que incluyan carga muerta, utilizando el 50 por ciento de la carga muerta.

A.3.7 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.7.1 — **SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA** — Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s/R\right)$ que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por

ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0, se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la ecuación A.3.3-2.

A.3.7.2 — **CIMENTACIÓN** — Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación (incluidas las pantallas y los demás elementos a los que se conecte la estructura), se emplea el procedimiento indicado en A.3.7.1, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, calificando el valor de R usado en la estructura para establecer las cargas a la cimentación. En caso que se requiera una evaluación particular, las acciones de la estructura sobre la cimentación deberán determinarse con uno de los siguientes métodos: (1) mediante procedimientos de análisis inelástico de la estructura. (2) Evaluando el desempeño de la estructura (curvas de demanda y capacidad) (3) calculando las acciones que la estructura aplicará a los elementos que componen la cimentación, cuando a la estructura se aplique la carga cortante necesaria para producir el mecanismo de plastificación.
En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.3.8 — ESTRUCTURAS AISLADAS SÍSMICAMENTE EN SU BASE

A.3.8.1 — Se permite el empleo de estructuras aisladas sísmicamente en su base, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

(a) "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary*", 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004,
(b) "*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*", ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

A.3.8.2 — En el diseño y construcción de estructuras aisladas sísmicamente en su base, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

A.3.8.3 — La construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

A.3.9 — USO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

A.3.9.1 — Se permite el empleo de elementos disipadores de energía, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

(a) "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary*", 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic

Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004
(b) "*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*", ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

A.3.9.2 — En el diseño y construcción de estructuras que tengan elementos disipadores de energía, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

A.3.9.3 — La construcción de una edificación que utilice elementos disipadores de energía debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	**3.0**	**2.5**	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**5.0**	**2.5**	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	**2.5**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	el mismo	**3.5**	**2.5**	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	el mismo	**2.5**	**2.5**	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	**2.0**	**2.5**	Grupo **I**	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	**2.0**	**2.5**	Grupo **I**	2 pisos	Grupo **I**	12 m	Grupo **I**	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	**4.0**	**2.5**	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i.Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	**1.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		Grupo **I** (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (*DES*)	el mismo	**5.0**	**2.5**	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	**2.0**	**2.5**	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:
1. El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a, ϕ_p y ϕ_r, para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso **I**, de uno y dos pisos.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**7.0**	**2.0**	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**6.0**	**2.0**	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	**6.0**	**2.0**	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**5.0**	**2.0**	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**7.0**	**2.5**	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**5.0**	**2.5**	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.5**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**3.5**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**2.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (*DMO* — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		Grupo **I**	18 m	Grupo **I**	21 m
j. Muros de mampostería confinada (*DMO* — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		Grupo **I**	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	**7.0**	**2.0**	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Tabla A.3-2 (continuación)
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (*DES*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (*DMO*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (*DMI*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DMI*)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DMI*)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:
1. El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: **(a)** las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o **(b)** las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celulado.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite una altura de 20m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota- 3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	5.0 (Nota- 3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	2.5 (Nota- 3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	1.5 (Nota- 3)	2.0	no se permite		si	sin límite	Si	sin límite

Notas:
1. El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Tabla A.3-4
Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (*DES*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (*DMI*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (*DMI*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Tabla A.3-4 (Continuación)
Sistema estructural dual

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DES*)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DES*)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DMO*)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DMO*)	5.5	2.5	si	50m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Notas:
1. El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: **(a)** El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. **(b)** Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. **(c)** Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
4. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-5
Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	
Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones: **(a)** Ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3, **(b)** El promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y **(c)** El período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base. Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular y deben seguirse los requisitos de A.3.3.	Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular $\left(\phi_p = \phi_a = 1.0\right)$, y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, de la siguiente manera: **(1)** La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural **(2)** La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de R_0 para la parte superior y el valor de R_0 de la parte inferior.
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	
Corresponde a edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistema estructural más rígido que el que llega a la base de la estructura. Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. No es aceptable como una solución estructural para el presente Reglamento.	**(1)** No es aceptable como solución estructural para el presente Reglamento.

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	***Irregularidad torsional*** — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	***Irregularidad torsional extrema*** — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	***Retrocesos excesivos en las esquinas*** — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	***Discontinuidades en el diafragma*** — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	***Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales*** — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	***Sistemas no paralelos*** — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Notas:
1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).
2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6).

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	***Piso flexible (Irregularidad en rigidez)*** — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	***Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)*** — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	***Irregularidad en la distribución de las masas*** — Cuando la masa, m_i, de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	***Irregularidad geométrica*** — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	***Desplazamientos dentro del plano de acción*** — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	***Piso débil — Discontinuidad en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	***Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Notas:
1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).
2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7).
3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6).

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

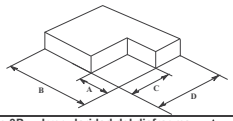
$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

$$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

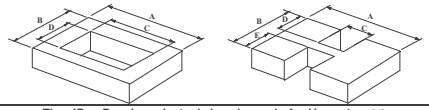
Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

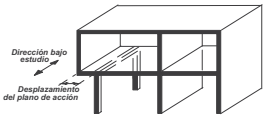


Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$

1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$



Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$



Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$

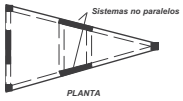


Figura A.3-1 — Irregularidades en planta

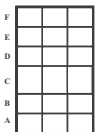
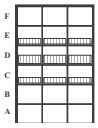
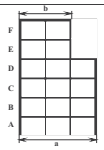
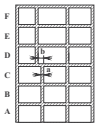
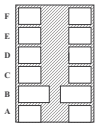
Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D o $0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3 \leq$ Rigidez $K_C < 0.80\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C < 0.60$ Rigidez K_D o Rigidez $K_C < 0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	
Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$	
Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30\ b$	
Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$	
Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ 0.65 Resist. Piso C $\leq$ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C	
Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C	

Figura A.3-2 — Irregularidades en la altura

CAPÍTULO A.4
MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.4.0 — NOMENCLATURA

A_B = área de la edificación en su base, en m^2.
A_{wi} = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural **i**, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.
A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
C_t = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2.
C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1.
C_{vx} = coeficiente definido en A.4.3.
ℓ_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural **i** en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.
F_i . F_x = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles **i** o **x** respectivamente. Véase A.4.3.
F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
f_i = fuerza sísmica horizontal en el nivel **i** para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.
g = aceleración debida a la gravedad (**9.8** m/s²).
h_i , h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel **i** o **x** . Véase A.4.3.2.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio. Véase A.4.2.2.
h_p = altura del piso medida desde la superficie del diafragma del piso hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior.
h_{wi} = altura del muro **i** medida desde la base, en m.
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
k = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.
M = masa total de la edificación — **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
m_i , m_x = parte de **M** que está colocada en el nivel **i** o **x** respectivamente
N = número de pisos de la edificación.
n_w = número de muros de la edificación efectivos para resistir las fuerzas sísmicas horizontales en la dirección bajo estudio.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración **T** . Está definido en A.2.6.
T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.
V_s = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.
α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a . Véase A.4.2.2.
δ_i = desplazamiento horizontal del nivel **i** con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i , para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1.

A.4.1 — GENERAL

A.4.1.1 — Los requisitos de este Capítulo controlan la obtención de las fuerzas sísmicas horizontales de la edificación y el análisis sísmico de la misma, de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo A.3 para la utilización del método de la fuerza horizontal equivalente.

A.4.2 — PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN

A.4.2.1 — El valor del período fundamental de la edificación, **T** , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(m_i \delta_i^2 \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left(f_i \delta_i \right)}} \qquad \text{(A.4.2-1)}$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i , deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i .

El valor de **T** no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 y T_a se calcula de acuerdo con A.4.2-3.

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \qquad \text{(A.4.2-2)}$$

pero C_u no debe ser menor de 1.2.

A.4.2.2 — Alternativamente el valor de **T** puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = C_t h_n^{\alpha} \qquad \text{(A.4.2-3)}$$

donde C_t y α tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1.

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α, donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{\ell_{wi}} \right)^2} \right] \qquad \text{(A.4.2-4)}$$

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso, h_p , no mayores de 3 m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración aproximado, T_a , en s, puede determinarse por medio de la ecuación A.4.2-5.

$$T_a = 0.1N \qquad \text{(A.4.2-5)}$$

A.4.2.3 — El valor de **T** obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativo inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de **T** mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el período de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el período estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último período calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada.

A.4.3 — FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 — El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a\, g\, M \qquad \text{(A.4.3-1)}$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el período **T** de la edificación.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel **x** , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}\, V_s \qquad \text{(A.4.3-2)}$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} \left(m_i h_i^k \right)} \qquad \text{(A.4.3-3)}$$

donde **k** es un exponente relacionado con el período fundamental, **T** , de la edificación de la siguiente manera:

(a) Para **T** menor o igual a **0.5** segundos, $k = 1.0$,
(b) Para **T** entre **0.5** y **2.5** segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
(c) Para **T** mayor que **2.5** segundos, $k = 2.0$.

A.4.4 — ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

A.4.4.1 — El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos de A.4.3, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:

(a) Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez,
(b) El efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entrepisos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica,
(c) Las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas,
(d) Los efectos torsionales prescritos en A.3.6.7,
(e) Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica prescritos en A.3.6.3,
(f) En estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y
(g) Deben consultarse lo requisitos de A.3.4.3.

A.4.4.2 — Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:

(a) Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados en el Capítulo A.6,
(b) La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica,
(c) Los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y
(d) Las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica.

A.4.5 — USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPÍTULO

En el Sistema Internacional de Medidas (SI) el kg (kilogramo) es una unidad de masa, por lo tanto la masa de la estructura se debe expresar en kg. Aplicando la 2ª Ley de Newton que dice que la fuerza inercial es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración; si la masa está sometida a una aceleración en m/s^2, se obtiene una fuerza cuyas unidades son (kg · m/s^2). Por definición, en el sistema SI la unidad de fuerza es un newton (N) y corresponde a la fuerza inercial de una masa de 1 kg sometida a una aceleración de 1 m/s^2 (1 N = 1 kg · 1 m/s^2). Entonces, si la masa se expresa en kg y las aceleraciones en m/s^2, se obtiene fuerzas inerciales en newtons.

La ecuación A.4.3-1 es una aplicación de la 2ª Ley de Newton y se emplea para determinar las fuerzas inerciales horizontales que producen los movimientos del terreno causados por el sismo de diseño. El valor de la aceleración horizontal máxima que tiene el terreno donde se apoya la estructura, se lee del espectro de aceleraciones, S_a, definido en el Capítulo A.2 para el período fundamental de vibración de la estructura T. El espectro S_a es adimensional, y corresponde a la aceleración horizontal que impone el sismo en la base de la estructura, expresada como una fracción de la gravedad, por lo tanto para obtener la aceleración en m/s^2, debe multiplicarse por la aceleración de la gravedad, g ($g = 9.8$ m/s^2). Al utilizar la ecuación A.4.3-1, si la masa total de la edificación, M, se expresa en kg, entonces la totalidad de las fuerzas inerciales horizontales que actúan sobre la estructura cuando ésta se ve sometida al sismo de diseño, V_s, se obtiene en newtons así:

$$V_s = S_a \cdot g \ (\text{m/s}^2) \cdot M \ (\text{kg}) = S_a \cdot g \cdot M \ (\text{kg} \cdot \text{m/s}^2) = S_a \cdot g \cdot M \ (\text{N})$$

Pero en el diseño práctico de edificaciones, tanto el kg como el N, son unidades muy pequeñas; por esta razón es conveniente expresar la masa en Mg (Megagramos, 1 Mg = 1 000 kg = 10^6 g). En este caso la aplicación de la ecuación A.4.3-1 conduce a una fuerza, V_s, en kN (kilonewtons):

$$V_s = S_a \cdot g \ (\text{m/s}^2) \cdot M \ (\text{Mg}) = S_a \cdot g \cdot M \ (\text{Mg} \cdot \text{m/s}^2) = S_a \cdot g \cdot M \ (1000 \cdot \text{kg} \cdot \text{m/s}^2) = S_a \cdot g \cdot M \ (1000 \cdot \text{N}) = S_a \cdot g \cdot M \ (\text{kN})$$

A modo de referencia, en el antiguo sistema mks (m-kgf-s, metro-kilogramo fuerza-segundo) 1 kgf = 9.8 N ≅ 10 N, y análogamente 1 000 kgf = 1 ton = 9 806.65 N ≅ 10 000 N = 10 kN. Entonces un kN es aproximadamente un décimo de tonelada.

CAPÍTULO A.5
MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO

A.5.0 — NOMENCLATURA

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $(E = F_s/R)$
F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s^2).
M = masa total de la edificación — M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
$\bar{M}_j$ = masa actuante total de la edificación en la dirección j. Ecuación A.5.4-1.
$\bar{M}_m$ = masa efectiva modal del modo m, determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.
m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x, respectivamente.
p = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura.
R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Capítulo A.3.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0)$.
S_{am} = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración T_m, correspondiente al modo de vibración m.
T_a = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.
T_m = período de vibración correspondiente al modo de vibración m, en s.
V_{mj} = cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j.
V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
V_{tj} = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal j.
ϕ_{ij}^m = amplitud de desplazamiento del nivel i, en la dirección j, cuando está vibrando en el modo m.

A.5.1 — GENERAL

A.5.1.1 — Los métodos de análisis dinámico deben cumplir los requisitos de este Capítulo y los demás del presente título del Reglamento.

A.5.1.2 — Los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas las edificaciones cubiertas por este Reglamento y deben utilizarse en el diseño de las edificaciones indicadas en A.3.4.2.2.

A.5.1.3 — Los resultados obtenidos utilizando los métodos de análisis dinámico deben ajustarse a los valores mínimos prescritos en este Capítulo para cada uno de ellos. Los valores mínimos a los cuales deben ajustarse están referidos a los valores que se obtienen utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente presentado en el Capítulo A.4. (Véase A.5.4.5).

A.5.1.4 — Todas las metodologías de análisis dinámico que se utilicen deben estar basadas en principios establecidos de la mecánica estructural, que estén adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.1.5 — El ingeniero diseñador debe asegurarse que los procedimientos de análisis dinámico, manuales o

electrónicos, que utilice, cumplen los principios de la mecánica estructural y en especial los requisitos del presente Capítulo. El Reglamento no exige un procedimiento determinado y deja en manos del diseñador su selección y por ende la responsabilidad de que se cumplan los principios enunciados aquí. Es responsabilidad del diseñador garantizar que los procedimientos electrónicos, si son utilizados, describan adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura tal como la prescriben los requisitos del presente Capítulo.

A.5.2 — MODELO MATEMÁTICO

A.5.2.1 — MODELO MATEMÁTICO A EMPLEAR — El modelo matemático de la estructura debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez de toda la estructura, de tal manera que sea adecuado para calcular las características relevantes de la respuesta dinámica de la misma. Como mínimo debe utilizarse uno de los siguientes procedimientos:

A.5.2.1.1 — Modelo tridimensional con diafragma rígido — En este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. Este procedimiento debe utilizarse cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP, 4P o 5P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.2 — Modelo tridimensional con diafragma flexible — En este tipo de modelo se considera que las masas aferentes a cada nudo de la estructura pueden desplazarse y girar en cualquier dirección horizontal o vertical. La rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica se describe tridimensionalmente. El diafragma se representa por medio de elementos que describan adecuadamente su flexibilidad. Este procedimiento debe utilizarse cuando no existe un diafragma propiamente dicho, cuando el diafragma es flexible en comparación con los elementos estructurales verticales del sistema estructural de resistencia sísmica, o cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 2P o 3P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, éste es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.3 — Modelos limitados a un plano vertical — En este tipo de modelo la respuesta de la estructura se limita a movimientos horizontales en una sola dirección. Este modelo se permite en todos los casos que no están cubiertos por A.5.2.1.1. y A.5.2.1.2. Los efectos torsionales de los pisos deben evaluarse independientemente y adicionarse a los valores obtenidos del análisis en un plano cuando el diafragma es rígido y pueden despreciarse cuando el diafragma es flexible. De igual manera los efectos producidos por la dirección de incidencia de los movimientos sísmicos del terreno deben evaluarse por separado y adicionarse a los valores obtenidos del análisis dinámico.

A.5.2.1.4 — Otros modelos — Si a juicio del ingeniero diseñador las características de rigidez o de masa de la estructura lo requieren, se permite el uso de modelos de análisis inelástico dinámico o de métodos alternos, tal como lo indica A.3.4.1.

A.5.2.2 — MASA DE LA EDIFICACIÓN — Las masas de la edificación que se utilicen en el análisis dinámico deben ser representativas de las masas que existirán en la edificación cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño. Para efectos de los requisitos de este Reglamento, la masa total de la edificación se puede tomar como M. La distribución de la masa de la edificación debe representar la distribución real de las distintas masas de la edificación.

A.5.2.3 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS ELÁSTICOS — La rigidez que se utilice en los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica cuando se empleen métodos dinámicos elásticos, debe seleccionarse cuidadosamente y debe ser representativa de la rigidez cuando éstos se vean sometidos a los movimientos sísmicos de diseño. En las estructuras de concreto y mampostería, la rigidez que se asigne debe ser consistente con el grado de fisuración que puedan tener los diferentes elementos al verse sometidos a las deformaciones que imponen los movimientos sísmicos de diseño. Cuando haya variaciones apreciables en la rigidez de los diferentes elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que contribuyen a la resistencia de las mismas componentes del movimiento, la rigidez que se le asigne a cada uno de ellos debe ser consistente con los niveles de deformación.

A.5.2.4 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS INELÁSTICOS — Los modelos matemáticos utilizados para describir la rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica, cuando se empleen métodos dinámicos inelásticos, deben ser consistentes con el grado de capacidad de disipación de energía del material, con los niveles esperados de deformación y con las secuencias de esfuerzos y deformaciones que se presenten durante la respuesta, a través de modelos histeréticos que describan la degradación de rigidez y resistencia, los efectos de estrangulamiento de las formas histeréticas, y los efectos del endurecimiento por deformación del acero. Los modelos de rigidez utilizados deben estar adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.3 — REPRESENTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.5.3.1 — GENERALIDADES — De acuerdo con la representación de los movimientos sísmicos de diseño empleada en el análisis dinámico, los procedimientos se dividen en:

(a) Procedimientos espectrales, y
(b) Procedimientos de análisis cronológico.

A.5.3.2 — PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES — En los procedimientos espectrales debe utilizarse el espectro de diseño definido en A.2.6.

A.5.3.3 — PROCEDIMIENTOS CRONOLÓGICOS — En los procedimientos cronológicos deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.

A.5.4 — ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL

A.5.4.1 — METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS — Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

(a) ***Obtención de los modos de vibración*** — Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma, cumpliendo los requisitos de A.5.4.2.
(b) ***Respuesta espectral modal*** — La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en A.5.3.2, para el período de vibración propio del modo.
(c) ***Respuesta total*** — Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño. Deben cumplirse los requisitos de A.5.4.4 en la combinación estadística de las respuestas modales máximas.
(d) ***Ajuste de los resultados*** — Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
(e) ***Evaluación de las derivas*** — Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, no excedan los límites establecidos en el Capítulo A.6.
(f) ***Fuerzas de diseño en los elementos*** — Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B.
(g) ***Diseño de los elementos estructurales*** — Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del Capitulo A.3.

A.5.4.2 — NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN — Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, j, por lo menos el 90 por ciento de la

masa participante de la estructura. La masa participante, $\bar{M}_j$, en cada una de las direcciones de análisis, j, para el número de modos empleados, p, se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{M}_j = \sum_{m=1}^{p} \bar{M}_{mj} \geq 0.90\ M \qquad \text{(A.5.4-1)}$$

$$\bar{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_{ij}^m\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \left(\phi_{ij}^m\right)^2} \qquad \text{(A.5.4-2)}$$

A.5.4.3 — CÁLCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE — La parte del cortante en la base contribuida por el modo m en la dirección horizontal j, V_{mj}, debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am}\, g\, \bar{M}_{mj} \qquad \text{(A.5.4-3)}$$

donde $\bar{M}_{mj}$ está dado por la ecuación A.5.4-2, y S_{am} es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a, para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración m. El cortante modal total en la base, V_{tj}, en la dirección j se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, V_{mj}, en la misma dirección de acuerdo con el procedimiento de A.5.4.4.

A.5.4.4 — COMBINACIÓN DE LOS MODOS — Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, m, de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total.

A.5.4.5 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T en segundos no debe exceder $C_u T_a$, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.

(b) Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s, calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80\frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras regulares} \qquad \text{(A.5.4-4)}$$

$$0.90\frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras irregulares} \qquad \text{(A.5.4-5)}$$

(c) Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

A.5.4.6 — EFECTOS DIRECCIONALES — Los efectos direccionales de los movimientos sísmicos de diseño deben tenerse en cuenta de acuerdo con los requisitos de A.3.6.3. Los efectos de la aceleración vertical de los movimientos sísmicos en los voladizos y elementos preesforzados debe tenerse en cuenta siguiendo los requisitos de A.3.6.13 o alternativamente por medio de un procedimiento de análisis dinámico, pero en ningún caso los resultados obtenidos por medio de este procedimiento alternativo puede conducir a resultados menores que los obtenidos por medio de A.3.6.13.

A.5.4.7 — TORSIÓN — El análisis dinámico debe tener en cuenta los efectos torsionales de toda la estructura según lo indicado en A.3.6.7.

A.5.4.8 — SISTEMAS DUALES — Cuando el sistema de resistencia sísmica corresponda a un sistema dual, tal como lo define A.3.2.1.4, el sistema debe ser capaz, en conjunto, de resistir el cortante total en la base que se obtiene por medio del análisis dinámico. El análisis del pórtico espacial resistente a momentos, actuando independientemente como lo prescribe A.3.2.1.4 (b), puede llevarse a cabo por medio de un análisis dinámico apropiado, o por medio de un análisis de fuerza horizontal equivalente de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4.

A.5.5 — MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CRONOLÓGICO

A.5.5.1 — GENERALIDADES — La metodología de análisis dinámico cronológico puede ser utilizada cuando a juicio del ingeniero diseñador ella describe adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico. Si se utilizan métodos de análisis dinámico inelástico, debe tenerse especial cuidado en cumplir lo requerido en A.3.4.2.3.

A.5.5.2 — RESPUESTA MÁXIMA — Deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida por A.2.7.1, los cuales, en este caso, no deben ser menos de tres registros.

A.5.5.3 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — El valor del máximo cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, no puede ser menor que el cortante sísmico en la base, V_s, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4 y cumpliendo lo indicado en A.5.4.5(a). Debe notarse que en caso de utilizar modelo matemático inelástico, los resultados ya tienen involucrado el efecto asociado al R, lo que debe tomarse en cuenta para el ajuste requerido.

Cuando el valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, sea menor que el cortante sísmico en la base, V_s, calculado como se indicó anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$\frac{V_s}{V_{tj}} \qquad \text{(A.5.5-1)}$$

Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados, para efectos de cumplir los requisitos de esta sección.

A.5.5.4 — FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS — Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos, se utilizan las fuerzas sísmicas internas máximas en los elementos, F_s, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.5.3, así:

(a) Cuando se trate de un análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, y

(b) En los casos de análisis dinámico inelástico, las fuerzas al nivel en que ocurre la plastificación corresponde a las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y no deben ser divididas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía. En este caso al aplicar el ajuste de los resultados indicado en A.5.5.3, se permite dividir el valor de V_s por R para efectos de hacer las comparaciones indicadas allí. Debe verificarse que las combinaciones de carga prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, exceptuando aquellas que incluyen sismo, en ningún caso conducen a esfuerzos mayores que los de plastificación.

A.5.5.5 — FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACIÓN — Para obtener las fuerzas de diseño de la cimentación, se debe cumplir lo prescrito en A.3.7.2 cuando se trate de un análisis dinámico elástico. En el caso de un análisis dinámico inelástico no hay necesidad de dividir por R para encontrar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, de los elementos estructurales de la cimentación ni los esfuerzos sobre el suelo, los cuales solo deben multiplicarse por el coeficiente de carga igual a 0.7.

CAPÍTULO A.6
REQUISITOS DE LA DERIVA

A.6.0 — NOMENCLATURA

h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio.
h_p^i = altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$.
j = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser x o y.
P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad.
Q_i = índice de estabilidad, del piso i, utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.
r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés
T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.
V_i = fuerza cortante del piso i, en la dirección bajo estudio, sin dividir por R. Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas que se aplican al nivel i, y todos los niveles localizados por encima de él.
$\Delta_{cm,j}^i$ = deriva del piso i, en la dirección bajo estudio, j, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso i menos el del piso $i-1$ en la misma dirección j.
Δ_j^i = deriva del piso i en la dirección principal en planta j.
Δ_{max}^i = deriva máxima para cualquier punto del piso i.
$\delta_{cm,j}^i$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso i, en la dirección j.
$\delta_{pd,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso i, causado por efectos P-Delta, en la dirección j.
$\delta_{t,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j.
$\delta_{tot,j}^i$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j
θ_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i, causada por los efectos torsionales, en radianes.

A.6.1 — GENERAL

A.6.1.1 — ALCANCE — En el presente Capítulo se dan los procedimientos para calcular la deriva así como sus límites permisibles.

A.6.1.2 — DEFINICIÓN DE DERIVA — Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

A.6.1.3 — NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA — La deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

(a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
(b) Estabilidad global de la estructura.
(c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los

elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva dados en el presente Capítulo, con el fin de garantizar el cumplimiento del propósito del Reglamento y un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido.

A.6.2 — CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

A.6.2.1 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO, $\delta_{cm,i}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado en A.5.4.4 para la combinación de los modos.

A.6.2.1.1 — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, T, que se obtiene por medio de la ecuación A.4.2-1, aplicando el límite de $C_u T_a$ indicado allí, o alternativamente el período T obtenido por alguna de las ecuaciones A.4.2-3 o A.4.2-5.

A.6.2.1.2 — En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia I, tenga un valor igual a la unidad $(I = 1.0)$, y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia I correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.

A.6.2.2 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES. $\delta_{t,j}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos en A.3.6.7. Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i \qquad \text{(A.6.2-1)}$$

donde $\delta_{t,j}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel i, en una de las direcciones principales en planta, r_j es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y θ_i es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel i, causada por los efectos torsionales.

A.6.2.3 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA, $\delta_{pd,j}$ — Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i, es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \qquad \text{(A.6.2-2)}$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i, no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.11.6.2(b).

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm}\left(\frac{Q_i}{1 - Q_i}\right) \qquad \text{(A.6.2-3)}$$

A.6.2.3.1 — Alternativamente, los efectos P-Delta pueden evaluarse siguiendo los requisitos de C.10.11 en estructuras de concreto reforzado.

A.6.2.3.2 — Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el factor $1/(1 - Q_i)$.

A.6.2.4 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño definidos en A.2.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.3.4 y con las rigideces indicadas en A.3.4.3. Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{t0t,j}$,en cualquiera de las direcciones principales en planta, j, y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

$$\delta_{t0t,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \qquad \text{(A.6.2-4)}$$

donde $\delta_{cm,j}$ corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, j; $\delta_{t,j}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, j, y $\delta_{pd,j}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, j. Cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura, o cuando A.3.4.2 así lo requiera porque se realizó el análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base, deben incluirse dentro de los desplazamientos totales, los desplazamientos adicionales obtenidos de acuerdo con el procedimiento del Capítulo A.7.

A.6.3 — EVALUACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA

A.6.3.1 — DERIVA MÁXIMA — La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:

A.6.3.1.1 — En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso i, Δ^i_{max}, corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, j, calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso i, $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior $(i-1)$ en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.

A.6.3.1.2 — En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso i, se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior $(i-1)$, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^i_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^i_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^2} \qquad \text{(A.6.3-1)}$$

Alternativamente se pueden usar procedimientos para estimar respuestas máximas de cantidades vectoriales. El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros

estructurales. La máxima deriva del piso i, Δ^i_{max}, corresponde a la máxima deriva que se obtenga de todos los puntos así estudiados dentro del mismo piso i.

A.6.3.1.3 — En los pisos superiores de edificaciones que cumplen las condiciones (a) a (e) presentadas a continuación, se permite calcular la deriva máxima del piso de la forma alternativa que se obtiene con la expresión A.6.3-2 indicada en esta sección.

(a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
(b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
(c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
(d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3.
(e) El índice de estabilidad, Q_i, es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso i, Δ^i_{max}, en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, j, calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^i_j = \delta^i_{cm,j} - 0.5\left(\frac{\left(\delta^{i-1}_{cm,j} - \delta^{i-2}_{cm,j}\right)\left(h^i_p + h^{i-1}_p\right)}{h^{i-1}_p} + \delta^{i-2}_{cm,j}\right) - 0.5\delta^{i-1}_{cm,j} \qquad \text{(A.6.3-2)}$$

A.6.4 — LÍMITES DE LA DERIVA

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\%\ (\Delta^i_{max} \le 0.010\ h_{pi})$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\%\ (\Delta^i_{max} \le 0.005\ h_{pi})$

A.6.4.1.1 — Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.2 — Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a "Protección de la Vida" (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.3 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.010h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.6.4.1.4 — Cuando se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.005h_{pi}$.

A.6.4.1.5 — No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso.

A.6.5 — SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS

A.6.5.1 — DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

A.6.5.2 — ENTRE EDIFICACIONES VECINAS QUE NO HAGAN PARTE DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — La separación entre edificaciones vecinas, para evitar efectos nocivos ante la ocurrencia de un sismo, debe cumplir los siguientes requisitos:

A.6.5.2.1 — *Alcance* — La presente reglamentación es aplicable en los siguientes casos:

(a) En municipios localizados en Zonas de Amenaza Sísmica Baja según lo dispone el presente Reglamento en su Capítulo A.2 no se requieren consideraciones de separación sísmica entre edificaciones vecinas.

(b) Solo aplica para la obtención de licencias de construcción de edificaciones nuevas que se soliciten por primera vez con posterioridad a la adopción del presente Reglamento.

(c) No aplica para el caso de edificaciones que sean objeto del trámite de Reconocimiento.

(d) Para el caso de rehabilitaciones sísmicas de edificaciones existentes aplican los requisitos especiales que se indican en A.10.7.

(e) Los requisitos de esta sección del Reglamento pueden ser modificados por la administración municipal o distrital, siempre y cuando los requisitos de la separación sísmica que resulten de la aplicación de la reglamentación municipal o distrital no sean menores que los dados aquí.

A.6.5.2.2 — *Definiciones* — En el Capítulo A.13 deben consultarse las siguientes definiciones: altura del piso, altura de la edificación en la colindancia, cerramiento, coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia, nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia, número de pisos aéreos de la edificación, número de pisos aéreos en la colindancia, y separación sísmica en la colindancia. Además debe tenerse en cuenta cuando el terreno es inclinado en la colindancia, o haya diferentes alturas de piso en la colindancia, o exista un número diferente de pisos aéreos en la colindancia, que debe utilizarse la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

A.6.5.2.3 — *Requisitos de separación sísmica con respecto al paramento del lote para edificaciones nuevas* — Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.2.1:

(a) Cuando el paramento del lote sea colindante con vía pública o zona verde pública no requiere separación sísmica con respecto al paramento en ese costado o costados. Ello no exime cumplir los requisitos urbanísticos de las normas municipales para la edificación en lo referente a retrocesos.

(b) Cuando en la colindancia haya un cerramiento, y la edificación nueva esté separada de este cerramiento en una distancia que supera la señalada para el piso crítico en la Tabla A.6.5-1 no se

requiere separación sísmica del cerramiento de la edificación nueva con respecto al paramento del lote.

(c) Las edificaciones con uno o dos pisos aéreos en la colindancia no requieren separación sísmica (véase también la Tabla A.6.5-1).

(d) Las edificaciones de más de dos pisos aéreos en la colindancia deben separarse del paramento en la colindancia así (véase también la Tabla A.6.5-1 y la Figura A.6.5-1):

(i) ***Edificaciones hasta de tres pisos aéreos en la colindancia*** — No se requiere separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento cuando no haya edificación vecina existente, o cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia. Si las losas de entrepiso de la edificación nueva no coinciden con las de la edificación existente se requiere una separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento igual al 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.

(ii) ***Edificaciones de más de tres pisos aéreos en la colindancia*** — Cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia la edificación nueva debe retirarse del paramento en la colindancia una distancia de separación sísmica igual al 2% (dos por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Cuando las losas de entrepiso de la edificación nueva no coincidan con las de la edificación existente en la colindancia, esta separación sísmica debe ser del 3% (tres por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Si no existe edificación vecina en la colindancia (cubre además el caso de que sea solo un cerramiento), esta separación sísmica debe ser del 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.

(e) Cuando se requiera separación sísmica, la separación en cualquier piso en particular corresponde a la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano, calculada utilizando la altura sobre el nivel del terreno del piso en particular multiplicada por el coeficiente que indique la Tabla A.6.5-1 para ese caso. Véase también la Figura A.6.5-1.

(f) Deben tomarse precauciones para que no se depositen materiales extraños dentro de la separación sísmica entre edificaciones. Así mismo debe colocarse un protección de humedad apropiada para que el agua lluvia no entre dentro de la abertura de la separación sísmica.

(g) Para el caso de edificaciones objeto de reforzamiento y rehabilitación sísmica el ingeniero diseñador de la rehabilitación debe dejar constancia de que estudió el potencial efecto nocivo de la interacción con las edificaciones vecinas colindantes y que tomó las medidas apropiadas según su mejor criterio dentro de lo requerido en A.10.1.7.

(h) El paramento del lote y la separación sísmica requerida deben quedar claramente indicados en los planos arquitectónicos que se presentan a la autoridad competente o curaduría para la obtención de la licencia de construcción.

Tabla A.6.5-1
Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

Notas:
1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

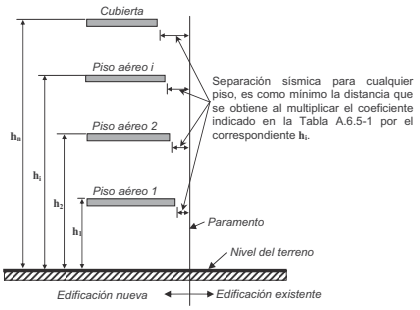


Figura A.6.5-1 — Medición de la separación sísmica (vista en elevación)

Notas:

CAPÍTULO A.7
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

A.7.1 — GENERAL

A.7.1.1 — DEFINICIÓN — La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de la edificación.

A.7.1.2 — EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA — Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en los siguientes aspectos:

(a) La presencia de suelos blandos y compresibles en las distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales,

(b) Aumento en el periodo del sistema suelo-estructura que considera la flexibilidad del suelo, respecto a la evaluación de los períodos de vibración de la edificación considerando un modelo de base empotrada,

(c) Generalmente aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo respecto al considerado para solo la estructura, al involucrar la disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo,

(d) Aumento de los desplazamientos laterales de la estructura ante solicitaciones sísmicas, debidos en parte significativa a la rotación de la base por efecto de cabeceo, con cambios en las derivas (desplazamientos horizontales relativos) en función de la altura a la que se encuentren los niveles en consideración,

(e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales,

(f) y otros.

A.7.1.2.1 — Los efectos de interacción suelo-estructura no deben confundirse con los efectos de sitio, causados por la amplificación de la onda sísmica al viajar desde la roca hasta la superficie, los cuales se describen en el Capítulo A.2.

A.7.1.3 — PROCEDIMIENTO RECOMENDADO — El presente Capítulo define los criterios generales que deben ser tenidos en cuenta, tanto por el ingeniero estructural como por el ingeniero geotecnista, cuando se deban utilizar procedimientos de interacción suelo-estructura, de acuerdo con los requisitos de A.3.4.2. Si a juicio del ingeniero estructural y el ingeniero geotecnista se dispone de la información necesaria, obtenida con el mayor rigor posible, acerca de los parámetros geotécnicos y estructurales involucrados, se pueden utilizar los requisitos presentados en el Apéndice A-2 del presente Título del Reglamento.

A.7.2 — INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se describe el alcance mínimo de la exploración, interpretación y recomendaciones que debe contener el estudio geotécnico, en un todo de acuerdo con lo señalado en el Título H del presente Reglamento:

A.7.2.1 — **EXPLORACIÓN** — Los procedimientos de exploración deben ser consistentes con el tipo de propiedades que deban estudiarse, ya sea por procedimientos de campo o de laboratorio. Debe tenerse especial cuidado respecto a los niveles de deformación a que se expresen las propiedades del suelo, los cuales deben ser compatibles con los niveles de deformación que le imponen los movimientos sísmicos.

A.7.2.2 — **LABORATORIO** — Los procedimientos de laboratorio deben cuantificar, directa o indirectamente, las características del material bajo condiciones dinámicas y a los niveles de deformación esperados durante los movimientos sísmicos.

A.7.2.3 — **INTERPRETACIÓN** — La información de campo y de laboratorio debe combinarse en un conjunto de recomendaciones que describan y sustenten las características que debe emplear el ingeniero estructural en los modelos matemáticos del fenómeno. Las recomendaciones deben fijar limitaciones y rangos de aplicabilidad, fáciles de identificar, con el fin de evitar el peligro que entraña la utilización de los parámetros recomendados, fuera del contexto bajo el cual se expresaron.

A.7.2.4 — **REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS** — El ingeniero geotecnista debe revisar y avalar los resultados obtenidos por el ingeniero estructural, en lo concerniente a las recomendaciones para interacción suelo-estructura del estudio geotécnico y a la validez de los resultados de interacción suelo-estructura obtenidos con base en sus propias recomendaciones.

A.7.3 — ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación se describe el alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el ingeniero estructural para describir los efectos de interacción suelo-estructura:

A.7.3.1 — **TIPO DE MODELO** — Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.2 — **FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES** — El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.3 — **DERIVAS** — Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el Capítulo A.6. Como se indicó en A.7.1.2 (d) hay casos en que deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer la estructura empotrada en su base.

A.7.3.4 — **CORTANTE SÍSMICO EN LA BASE** — En aquellos casos en los cuales se presente un aumento en el cortante sísmico en la base, el diseño debe realizarse para el cortante obtenido utilizando la interacción suelo-estructura. Cuando debido a un aumento en el periodo estructural equivalente y/o en el amortiguamiento efectivo se presente una disminución del cortante sísmico de diseño en la base, el valor del cortante sísmico de diseño en la base no puede ser menor que el que se obtendría utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, empleando un período de vibración igual a $C_u T_a$ según A.4.2.1 y los espectros del Capítulo A.2.

A.7.3.5 — **VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA** — Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo-estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables, tanto en la determinación de los cortantes sísmicos, como para el cálculo de las derivas de piso y las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y la cimentación.

CAPÍTULO A.8
EFECTOS SÍSMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA

A.8.0 — NOMENCLATURA

A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.8.2.1.1.
a_i = aceleración en el nivel I i, Véase A.8.2.1.1.
a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x
F_p = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, aplicada en su centro de masa.
g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).
h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase A.8.2.1.1.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.
h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.8.2.1.1.
M_p = masa de un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica.
R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.

A.8.1 — GENERAL

A.8.1.1 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, tal como se define en el Capítulo A.3, y de sus anclajes a él. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

(a) Escaleras, rampas, etc.,
(b) Tanques, piscinas, etc.,
(c) Elementos de cubiertas, tales como cerchas, correas, etc.,
(d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso, tales como viguetas, etc.,
(e) Columnas, columnetas, machones, y otros elementos que dan soporte a cubiertas y otras partes menores de la edificación,
(f) Apoyos de equipos tales como ascensores, escaleras mecánicas, etc., y
(g) En general todos aquellos elementos estructurales que se incluyen dentro de los planos estructurales y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

A.8.1.2 — RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO — El diseño, ante las solicitaciones establecidas por el presente Reglamento en el Título A o en el Título B, de todo elemento estructural que figure dentro de los planos estructurales, es responsabilidad del diseñador estructural. Dentro de estos elementos se incluyen los elementos mencionados en A.8.1.1.

A.8.1.3 — CRITERIO DE DISEÑO — El diseño ante efectos sísmicos de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, constituido por los elementos estructurales en sí, y de los anclajes, uniones o amarres de estos elementos al sistema de resistencia sísmica, debe realizarse para la situación que controle:

(a) El efecto de las fuerzas sobre el elemento en sí,

(b) La capacidad de resistir las deformaciones, que al elemento le impone el sistema de resistencia sísmica al responder a los movimientos sísmicos de diseño, y la influencia que pueda tener el elemento en la respuesta sísmica de la estructura, como puede ser el caso de las escaleras y rampas, las cuales pueden actuar como arriostramientos (o diagonales) de un piso con otro.

A.8.2 — FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO

A.8.2.1 — ACELERACIÓN HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO — El elemento se ve sometido, ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos de diseño, a las mismas aceleraciones horizontales que se ve sometido el sistema de resistencia sísmica en la misma altura sobre la base de la edificación en que se encuentre el elemento.

Las fuerzas inerciales a que se ve sometido el elemento o cualquier porción de él, corresponden a la masa del elemento multiplicada por la aceleración que le imponen los movimientos causados por el sismo. Esta aceleración se determina por medio de uno de los procedimientos siguientes:

A.8.2.1.1 — *Método de la fuerza horizontal equivalente* — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, la aceleración horizontal, a_i, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso i, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \le h_{eq}$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \ge h_{eq} \qquad \text{(A.8.2-1)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.8.2-1 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

A.8.2.1.2 — *Método del análisis dinámico* — Cuando se utilice el método del análisis dinámico, la aceleración horizontal, a_x, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x, es igual a la aceleración a que se ve sometido el piso después de realizar el ajuste de resultados prescrito en A.5.4.5. El valor de la aceleración obtenida por medio del método del análisis dinámico no puede ser menor que el que se obtiene por medio de la ecuación A.8.2-1.

A.8.2.2 — FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO — La fuerza sísmica horizontal reducida de diseño, que puede actuar en cualquier dirección, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica en su centro de masa, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x g}{R_0} M_p \qquad \text{(A.8.2-2)}$$

donde R_0 es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente a los requisitos de diseño del elemento estructural, como se indica en A.8.4. La anterior ecuación puede aplicarse a elementos que tienen un solo apoyo, o cuando no hay desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.2.1 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene características dinámicas que amplifiquen su respuesta ante la aceleración a_x, estas características deben tenerse en cuenta en la evaluación de las fuerzas horizontales que lo puedan afectar. Esto ocurre especialmente en apéndices de la edificación.

A.8.2.2.2 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene apoyos que pueden desplazarse relativamente durante el sismo, como es el caso de elementos que están conectados a dos pisos diferentes de la edificación, deben tenerse en cuenta en el diseño, además de las fuerzas calculadas por medio de la ecuación A.8.2-2, las fuerzas que inducen los desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.3 — FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA — Además de los requisitos de A.3.6.4, las uniones, empalmes y amarres, de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser capaces de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño sobre el elemento tal como las define A.8.2.2.

A.8.3 — DEFORMACIONES DE DISEÑO

A.8.3.1 — Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben ser capaces de resistir, sin deterioro, las deformaciones que les impone la respuesta sísmica de la estructura. Como mínimo deben ser capaces de resistir las deformaciones que se obtienen de las derivas máximas de diseño determinadas como se indica en el Capítulo A.6.

A.8.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

A.8.4.1 — Los requisitos que deben seguirse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica para cada uno de los materiales cubiertos por el Reglamento, deben ser los que se indiquen en cada uno de los Títulos correspondientes dentro del Reglamento, y en su defecto, los del nivel de capacidad de disipación de energía menor de los dados para cada material.

Notas:

CAPÍTULO A.9
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.9.4.2.1.
a_p = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento no estructural, localizado en el piso x
E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_p / R_p\right)$
F_p = fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural, aplicada en su centro de masa.
g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).
h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.9.4.2.1.
h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel de apoyo del elemento no estructural.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
M_p = masa del elemento no estructural.
R_p = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.

A.9.1 — GENERAL

A.9.1.1 — PROPÓSITO — Los requisitos del presente Capítulo tienen como objetivo establecer los criterios de diseño de elementos que no hacen parte de la estructura de la construcción, con el fin de que se cumpla el propósito del Reglamento.

A.9.1.2 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura, con la excepción de lo indicado en A.9.1.3. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:

(a) Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos,

(b) Instalaciones hidráulicas y sanitarias,

(c) Instalaciones eléctricas,

(d) Instalaciones de gas,

(e) Equipos mecánicos,

(f) Estanterías e

(g) Instalaciones especiales.

A.9.1.3 — EXENCIONES — Están exentas de los requisitos del presente Capítulo todas las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II** localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.

A.9.2 — GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.2.1 — DEFINICIÓN DEL DESEMPEÑO — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño que la afecte. El desempeño se clasifica en los siguientes grados:

(a) ***Superior*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) ***Bueno*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) ***Bajo*** — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

A.9.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO — La edificación debe clasificarse dentro de uno de los tres grados de desempeño de los elementos no estructurales definidos en A.9.2.1. Este grado de desempeño no puede ser inferior al mínimo permisible fijado en A.9.2.3. El propietario de la edificación, de manera voluntaria, puede exigir que los diseños se realicen para un grado de desempeño mejor que el mínimo exigido, comunicándolo por escrito a los diseñadores. En ausencia de esta comunicación, los diseñadores solo están obligados a cumplir con el grado mínimo permisible fijado en A.9.2.3.

A.9.2.3 — GRADO DE DESEMPEÑO MÍNIMO — Como mínimo debe cumplirse el grado de desempeño indicado en la tabla A.9.2-1, para cada uno de los grupos de uso definidos en A.2.5.1.

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

A.9.3 — RESPONSABILIDADES

A.9.3.1 — DEL DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad del diseño sísmico de los elementos no estructurales recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume que el hecho de que un elemento no estructural figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el grado de desempeño apropiado y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano se hace responsable de que el diseño se realizó para el grado de desempeño apropiado. El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe cumplir lo indicado en A.1.3.6.5 y es el responsable final de que los diseños de los elementos estructurales se haya realizado adecuadamente y que su construcción se realice apropiadamente.

A.9.3.1.1 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos no estructurales cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante, el diseñador se debe limitar a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, el grado de desempeño que deben cumplir los elementos. El constructor que suscribe la licencia de construcción debe cumplir también en estos casos lo indicado en A.1.3.6.5.

A.9.3.2 — DEL SUPERVISOR TÉCNICO — El supervisor técnico debe verificar que la construcción e instalación de los elementos no estructurales se realice siguiendo los planos y especificaciones correspondientes. En aquellos casos en los cuales en los documentos de diseño (planos, memorias y especificaciones) sólo se indica el grado de desempeño requerido, es responsabilidad del supervisor técnico el verificar que los elementos no estructurales que se instalen en la edificación, efectivamente estén en capacidad de cumplir el grado de desempeño especificado por el diseñador.

A.9.3.3 — COORDINACIÓN ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS — La responsabilidad de la coordinación entre los diferentes diseños recae en el profesional que figura como diseñador arquitectónico en la solicitud de licencia de construcción. El profesional que realice la coordinación debe tomar todas las precauciones necesarias para que el diseño resultante de cada uno de los elementos no estructurales, realizado por profesionales diferentes a él, no afecte el desempeño de elementos diseñados por otros profesionales.

A.9.4 — CRITERIO DE DISEÑO

A.9.4.1 — GENERAL — El diseñador de los elementos no estructurales puede adoptar una de dos estrategias en el diseño:

(a) ***Separarlos de la estructura*** — En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente. Los elementos no estructurales se apoyan en su parte inferior sobre la estructura, o se cuelgan de ella; por lo tanto deben ser capaces de resistir por sí mismos las fuerzas inerciales que les impone el sismo, y sus anclajes a la estructura deben ser capaces de resistir y transferir a la estructura estas fuerzas inducidas por el sismo. Además la separación a la estructura de la edificación debe ser lo suficientemente amplia para garantizar que no entren en contacto, para los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño. En el espacio resultante deberá evitarse colocar elementos que rigidicen la unión eliminando la flexibilidad requerida por el diseño.

(b) ***Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura*** — En este tipo de diseño se disponen elementos no estructurales que tocan la estructura y que por lo tanto deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que la estructura les impone sin sufrir daño mayor que el que admite el grado de desempeño prefijado para los elementos no estructurales de la edificación. En este tipo de diseño debe haber una coordinación con el ingeniero estructural, con el fin de que éste tome en cuenta el potencial efecto nocivo sobre la estructura que pueda tener la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

A.9.4.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Las fuerzas sísmicas horizontales reducidas de diseño que actúan sobre cualquier elemento no estructural deben calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a I}{2} g M_p \qquad \text{(A.9.4-1)}$$

Los parámetros que intervienen en esta ecuación, diferentes a la masa del elemento, M_p, se definen de la siguiente manera:

A.9.4.2.1 — ***Aceleración en el punto de soporte del elemento,*** a_x — Corresponde a la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella. Debe evaluarse por medio de un análisis dinámico de la estructura que tenga en cuenta su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, o bien por medio de la siguiente ecuación compatible con las fuerzas sísmicas que se obtienen por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal como se presenta en el Capítulo A.4 del Reglamento:

$$a_x = A_a + \frac{(S_a - A_a) h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \leq h_{eq}$$
$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \geq h_{eq} \qquad \text{(A.9.4-2)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75 h_n$.

El valor de S_a se debe calcular para las dos direcciones de análisis en planta de la estructura, y se debe emplear el valor que conduzca al mayor valor de S_a.

A.9.4.2.2 — *Amplificación dinámica del elemento no estructural,* a_p — Dependiendo de la rigidez, distribución de su masa y características de apoyo sobre la estructura, el elemento no estructural amplifica las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte debido a efectos de resonancia. Estos efectos de resonancia dependen de la relación que exista entre el período fundamental de la estructura y el del elemento no estructural, incluyendo la acción de sus soportes. Cuando el elemento no estructural es rígido, su masa se encuentra localizada cerca del punto de apoyo y está firmemente anclado a la estructura, su amplificación dinámica es menor, esto se presenta en elementos no estructurales con períodos de vibración del orden de **0.06s** o menos. Cuando el elemento no estructural es flexible, o su masa se encuentra distribuida en la altura, o concentrada lejos del punto de soporte, o sus apoyos permiten desplazamientos apreciables, las aceleraciones a que se ve sometido se amplifican apreciablemente con respecto a las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte. Esta amplificación, a_p, debe determinarse por medio de análisis dinámicos detallados o ensayos dinámicos experimentales. En ausencia de éstos, pueden emplearse los valores aproximados dados en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, donde los valores de a_p varían entre 1.0 y 2.5.

A.9.4.2.3 — *Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural,* R_p — Este coeficiente representa, en conjunto, la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta del elemento en sí y de su sistema de anclaje o amarre a la estructura de la edificación. Un valor de R_p bajo, cercano a la unidad, indica fragilidad, poca capacidad de disipación de energía, y anclajes o amarres a la estructura con poca capacidad de deformarse inelásticamente. En la medida que se atienden estos grados potenciales de comportamiento deficiente es posible incrementar los valores de R_p. En las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, se dan las condiciones para los valores de R_p, mínimos permitidos para cada grado de desempeño, los cuales varían entre 0.5 y 6.0, según A.9.4.9.

A.9.4.3 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los elementos no estructurales al verse sometidos a los movimientos sísmicos de diseño sufren desplazamientos con respecto a la estructura de la edificación que no deben exceder las holguras de separación que se dejen, o deformaciones del mismo elemento que pongan en peligro su integridad. Los desplazamientos de verificación de los elementos no estructurales y sus anclajes o amarres se fijan en función de las derivan máximas aceptables para la estructura que se prescriben en el Capítulo A.6 del Reglamento. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta en el diseño que el elemento debe ser capaz de resistir, sin sufrir un nivel de daño mayor que el admisible para su grado de desempeño, las deformaciones que le impone la respuesta sísmica de la estructura.

A.9.4.4 — APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Las fuerzas sísmicas sobre cualquier elemento no estructural actúan de acuerdo con la distribución de la masa y la rigidez del elemento. Se permite suponer que se aplican en el centro de gravedad del elemento, teniendo en cuenta que éstas pueden obrar en cualquier dirección horizontal. Para efectos del diseño de los elementos mecánicos y eléctricos, debe tenerse en cuenta en el diseño una fuerza vertical que actúa hacia arriba o hacia abajo, adicional a su peso, igual a un tercio de él, la cual no debe amplificarse por los coeficientes a_x ni a_p, ni dividirse por el coeficiente R_p.

A.9.4.5 — TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Los elementos no estructurales que requieran ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas, deben amarrarse o anclarse de tal manera que éstas fuerzas sean finalmente transferidas a la estructura de la edificación. El amarre debe ser una conexión o anclaje que permita resistir tensiones y compresiones, sin contar con efectos de fricción, ni de resistencia a la tensión de morteros de pega.

A.9.4.6 — OTRAS SOLICITACIONES — El diseñador de los elementos no estructurales debe tener en cuenta en sus diseños las demás solicitaciones que puedan afectar el comportamiento de los elementos no estructurales, de las mencionadas en el Título B del Reglamento.

A.9.4.7 — DISEÑO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO — Cuando el material del elemento no estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3, las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, **E**, que se determinan de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo, debe multiplicarse por un coeficiente de carga de **0.7**, tal como lo indican las combinaciones de carga de B.2.3 para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, al nivel de esfuerzos de trabajo, que se utilizan en el diseño de los elementos y sus anclajes.

A.9.4.8 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA — Los elementos no estructurales, localizados a la altura, o por debajo, de la base de la estructura, o por fuera de ella, deben diseñarse para unas fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas de acuerdo con la ecuación A.9.4-1, para una aceleración a_x igual a $A_a I$.

A.9.4.9 — TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL VALOR DE R_p PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL — Los sistemas de anclaje de los elementos no estructurales deben tener capacidad de disipación de energía en el rango inelástico y ductilidad compatible con el nivel mínimo de R_p requerido para el elemento no estructural. A continuación se indican algunos de los tipos de anclaje empleados en el medio y su grado de aceptabilidad para los diferentes valores de R_p:

A.9.4.9.1 — *Especiales* $(R_p = 6)$ — Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de R_p.

A.9.4.9.2 — *Dúctiles* $(R_p = 6)$ — Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 — *No dúctiles* $(R_p = 1.5)$ — Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de $R_p = 1.5$.

A.9.4.9.4 — *Húmedos* $(R_p = 0.5)$ — Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

A.9.4.10 — ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES — El elemento de conexión es el aditamento que conecta el elemento no estructural con los anclajes a la estructura. En algunos casos es el mismo elemento de anclaje. Las conexiones que permiten movimiento deben disponerse de tal manera que pueda haber movimiento relativo entre la estructura y el elemento no estructural, por medio de agujeros alargados, agujeros de un tamaño mayor que los espigos o tornillos, por medio de elemento de acero que se flexionan, u otros procedimientos, pero debe ser capaz de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño prescritas en las direcciones en las cuales no se permite el movimiento. En fachadas el elemento de conexión en sí, debe diseñarse para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a $1.33F_p$ y todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para $3.0F_p$.

A.9.5 — ACABADOS Y ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS

A.9.5.1 — GENERAL — Los acabados y elementos arquitectónicos enumerados en la tabla A.9.5-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos arquitectónicos y acabados deben incluirse como parte de las memorias de diseño de acabados.

A.9.5.2 — ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO — El comportamiento sísmico de algunos elementos no estructurales representan un peligro especialmente grave para la vida y en otros casos pueden

llevar a la falla de elementos estructurales críticos, como pueden ser las columnas. Dentro de estos elementos se encuentran, entre otros, los siguientes:

(a) ***Muros de fachada*** — las fachadas deben diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen como consecuencia del sismo, y además el conjunto debe amarrarse adecuadamente a la estructura con el fin de que no exista posibilidad de que caiga poniendo en peligro a los transeúntes al nivel de calzada. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.

(b) ***Muros interiores*** — deben tenerse precauciones para evitar el vuelco de los muros interiores y particiones. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.

(c) ***Cielos rasos*** — el desprendimiento y caída de los cielos rasos representa un peligro grave para las personas.

(d) ***Enchapes de fachada*** — el desprendimiento y caída de los enchapes de fachada representa un peligro grave para los transeúntes. Los enchapes deben ser considerados para su diseño como un sistema que involucra todos sus componentes (soporte, morteros de relleno o revoque, adhesivos y enchape). Especial consideración deberá prestarse en el diseño de los movimientos del sistema de fachada por efectos de temperatura, cambios de humedad, integridad por meteorización, o deformación del soporte.

(e) ***Áticos, parapetos y antepechos*** — existe el mismo peligro potencial que presentan los muros de fachada. Cuando la cubierta de la edificación esté compuesta por tejas o elementos frágiles debe considerarse en el diseño la posibilidad de que el parapeto falle hacia adentro, cayendo sobre la cubierta, produciendo su falla y poniendo en peligro a los habitantes del último piso.

(f) ***Vidrios*** — la rotura de vidrios generada por la deformación del marco de la ventana representa un peligro para las personas que estén dentro o fuera de la edificación. Deben tenerse precauciones para dejar holguras suficientes dentro del montaje del vidrio o de la ventanería para evitar su rotura o garantizar que la rotura se produzca de forma segura. La colocación de películas protectoras, vidrios templados y vidrios tripliados son otras alternativas para evitar el peligro asociado con la rotura del vidrio. La utilización de vidrios de seguridad es una alternativa para disminuir el riesgo asociado a la rotura del vidrio. Para especificaciones de vidrio, productos de vidrio y sistemas vidriados, véase el Capítulo K4.

(g) ***Paneles prefabricados de fachada*** — cuando se utilicen paneles prefabricados de fachada, deben dejarse holguras suficientes que permitan la deformación de la estructura sin afectar el panel. Además el panel debe estar adecuadamente adherido al sistema estructural de resistencia sísmica, para evitar su desprendimiento. En caso que ellos sean de vidrio, véase Capítulo K4.

(h) ***Columnas cortas o columnas cautivas*** — ciertos tipos de interacción entre los elementos no estructurales y la estructura de la edificación deben evitarse a toda costa. Dentro de este tipo de interacción se encuentra el caso de las "columnas cortas" o "columnas cautivas" en las cuales la columna está restringida en su desplazamiento lateral por un muro no estructural que no llega hasta la losa de entrepiso en su parte superior. En este caso el muro debe separarse de la columna, o ser llevado hasta la losa de entrepiso en su parte superior, si se deja adherido a la columna.

A.9.5.3 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los elementos arquitectónicos y acabados y sus anclajes a la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9.5-1.

A.9.5.4 — FUERZAS DE VIENTO — Cuando las fuerzas de viento, positivas o negativas, sobrepasen $0.7F_p$ para muros no estructurales de fachada, estas fuerzas deben ser las empleadas en diseño del elemento no estructural, y sus anclajes deben diseñarse para resistir 1.4 veces las fuerzas de viento.

A.9.5.5 — ANCLAJE DE LAS FACHADAS — Los anclajes y amarres de los muros no estructurales de fachada, a la estructura de la edificación y a los muros interiores, deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño obtenidas por medio de la ecuación A.9.4-1 y además deben tener la suficiente ductilidad y capacidad de rotación para aceptar desplazamientos, en cada piso, entre su base y la parte superior, iguales a la deriva de diseño, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. El muro debe ser capaz de resistir la flexión que le imponen las fuerzas sísmicas reducidas de diseño actuando en una dirección perpendicular al plano del muro.

A.9.5.6 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los acabados y elementos arquitectónicos deben ser capaces de resistir, con el nivel de daño aceptable para el grado de desempeño correspondiente, las deformaciones dictadas por la deriva, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. En los elementos no estructurales y acabados colocados sobre elementos estructurales en voladizo debe tenerse en cuenta la deflexión vertical causada por la rotación en el apoyo del voladizo.

A.9.5.7 — FUERZAS SÍSMICAS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL — En el diseño de los muros no estructurales ante fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del muro debe verificarse que las deflexiones del muro causadas por estas fuerzas no excedan la capacidad de deformación del muro.

A.9.5.8 — CIELOS RASOS — Deben tenerse en cuenta en el diseño de los sistemas de cielo raso la interacción de los elementos arquitectónicos, hidráulicos, mecánicos y eléctricos que se incorporen dentro de él.

TABLA A.9.5-1
Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[2]
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[4]
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido[3]
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]

Notas:
1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.
4. En el diseño, fabricación y supervisión del montaje de sistemas de estanterías deberán seguirse los lineamientos aplicables establecidos en la sección A.1.3.4 para su diseño estructural, y las demás condiciones que se estipulan al respecto en el Título F.

A.9.6 — INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIAS, MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS

A.9.6.1 — GENERAL — Los elementos no estructurales enumerados en la tabla A.9.6-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos de instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas deben incluirse como parte de las memorias de diseño de cada uno de los sistemas. Puede hacerse un análisis del mecanismo de soporte de sus componentes, de acuerdo con principios establecidos de dinámica estructural, para justificar una reducción de las fuerzas determinadas en A.9.6.2. Deben investigarse los estados de esfuerzos combinados tales como tensión y cortante en los pernos de anclaje, de acuerdo con principios establecidos de mecánica estructural.

A.9.6.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los componentes hidráulicos, mecánicos y eléctricos y sus anclajes deben diseñarse para fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9.6-1.

A.9.6.3 — SOPORTES — Los sistemas de soporte deben diseñarse para las fuerzas sísmicas reducidas de diseño definidas en A.9.6.2 y de acuerdo con los requisitos correspondientes del material estructural del soporte, de acuerdo con lo establecido en el Título correspondiente al material estructural. Los soportes deben ser capaces de resistir los desplazamientos de la estructura inducidos por los movimientos sísmicos, calculados de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6.

A.9.6.4 — EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS — Deben disponerse conexiones flexibles en los empates con las redes de servicios públicos en todos los casos en los cuales el empate está localizado en un lugar donde la estructura se puede desplazar con respecto al terreno como consecuencia de los movimientos sísmicos. El empate flexible debe ser capaz de resistir, sin daño, unos desplazamientos calculados como lo indica el Capítulo A.6.

A.9.6.5 — INTERRUPTORES AUTOMÁTICOS — En los empates con las redes de servicios públicos de electricidad y de gas, en edificaciones que pertenezcan al grupo de uso **IV**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, debe colocarse, del lado de la edificación, un interruptor automático. El interruptor automático debe activarse cuando se presente una aceleración horizontal del terreno mayor que $0.5A_a$.

A.9.6.6 — ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV — En las edificaciones del grupo de uso **IV** localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, el diseño, construcción y montaje de los ascensores debe realizarse cumpliendo los requisitos de la norma ANSI/ASME A.17.1 "American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators", incluyendo el Apéndice F.

TABLA A.9.6-1
Coeficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos[a]

Elemento no estructural	a_p [b]	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Sistemas de protección contra el fuego	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Plantas eléctricas de emergencia	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de ascensores, guías y rieles del ascensor y el contrapeso	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Equipo en general • Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que utilicen combustibles, y sus chimeneas y escapes. • Sistemas de comunicación • Ductos eléctricos, cárcamos y bandejas de cables[c] • Equipo eléctrico, transformadores, subestaciones, motores, etc. • Bombas hidráulicas • Tanques, condensadores, intercambiadores de calor, equipos de presión • Empates con las redes de servicios públicos	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de producción industrial	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Sistemas de tuberías				
• Tuberías de gases y combustibles	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Tuberías del sistema contra incendio	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Otros sistemas de tuberías[d]	2.5	No dúctiles	No requerido[g]	No requerido[g]
Sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación, y sus ductos[e]	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Paneles de control y gabinetes eléctricos		No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Luminarias y sistemas de iluminación[f]	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]

Notas:
(a) Véase las exenciones en A.9.1.3.
(b) Los valores de a_p dados son para la componente horizontal. Para la componente vertical deben incrementarse en un 33%.
(c) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las bandejas de cables eléctricos en las siguientes situaciones: (1) Ductos y bandejas de cables colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde el ducto tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier ducto eléctrico de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.
(d) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las tuberías en las siguientes situaciones: (1) Tuberías colgadas de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde la tubería tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier tubería de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.
(e) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para los ductos de calefacción, ventilación y aire acondicionado en las siguientes situaciones: (1) Ductos colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) Ductos que tienen una sección con un área menor de 0.60 m².
(f) Las luminarias dispuestas como péndulos deben diseñarse utilizando un valor de a_p igual a 1.5. El soporte vertical debe diseñarse con un factor de seguridad igual a 4.0.
(g) El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

Notas:

CAPÍTULO A.10
EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO

A.10.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.
A_e = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.
A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.
E = fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación $\left(E = F_s / R'\right)$.
F_s = fuerzas sísmicas equivalentes, véase A.10.4.2.5.
N_{ef} = resistencia efectiva.
N_{ex} = resistencia existente.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.
R' = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.
ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.

A.10.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE

A.10.1.1 — GENERAL — El presente Capítulo establece los criterios y procedimientos que se deben seguir para evaluar la vulnerabilidad sísmica y adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones existentes diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A.10.1.2 — PROPÓSITO — Una edificación que se intervenga siguiendo los requisitos aquí presentados debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y temblores fuertes sin colapso.

A.10.1.3 — ALCANCE — Los requisitos dados en este Capítulo deben ser utilizados para llevar a cabo la evaluación del comportamiento sísmico y el diseño de la intervención, reparación o refuerzo de la estructura de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes que se modifiquen o rehabiliten en el territorio nacional.

A.10.1.3.1 — *Reparaciones y cambios menores* — Se considera que el sistema estructural de la edificación no sufre modificación cuando se hacen reparaciones y cambios menores que no afecten el sistema de resistencia sísmica ni la integridad estructural de la edificación. En este caso no hay necesidad de llevar a cabo los estudios a que hace referencia el presente Capítulo, con la excepción anotada en A.10.1.3.2.

A.10.1.3.2 — *Cambio de uso* — Cuando se modifique el uso de una edificación, aun en los casos que menciona A.10.1.3.1, entendido el cambio de uso como una modificación de acuerdo a normas urbanísticas (de residencial a multifamiliar, de alguno de ellos a comercial, entre otros), así como cambio de uno de los Grupos de Uso descritos en A.2.5.1 a otro superior dentro de ese numeral, deben evaluarse las implicaciones causadas por este cambio de uso, ante cargas verticales, fuerzas horizontales y especialmente ante efectos sísmicos.

A.10.1.3.3 — *Vulnerabilidad sísmica* — Los criterios presentados en este Capítulo se pueden utilizar en el diagnóstico o evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento.

A.10.1.3.4 — *Modificaciones* — Los criterios presentados en este Capítulo deben ser empleados para el diseño y construcción de ampliaciones adosadas o ampliaciones en altura, actualizaciones al reglamento y/o alteraciones, entendidas como cualquier construcción o renovación de una construcción distinta de una ampliación.

A.10.1.3.5 — *Reforzamiento estructural* — Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.9 deben ser empleados en actualización y rehabilitación sísmica de edificaciones existentes.

A.10.1.3.6 — *Reparación de edificaciones dañadas por sismos* — Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.10 deben ser empleados en la reparación de edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, y que no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total por la autoridad competente o por el censo que se realice para ese efecto con posterioridad a la ocurrencia del sismo, según sea el caso.

A.10.1.4 — PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA INTERVENCION — En la aplicación del presente Capítulo deben seguirse las siguientes etapas:

INFORMACIÓN PRELIMINAR

Etapa 1 — Debe verificarse que la intervención esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.

Etapa 2 — Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño geotécnico y estructural así como del proceso de construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.

Etapa 3 — El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: **(a)** la calidad del diseño de la estructura original y su sistema de cimentación y de la construcción de la misma y **(b)** el estado de mantenimiento y conservación. Esta calificación debe hacerse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.

EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Etapa 4 — Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.4.2.

Etapa 5 — Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4.

Etapa 6 — La resistencia existente de la estructura debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.4.3.3.

Etapa 7 — Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de la calificación llevada a cabo en la Etapa 3.

Etapa 8 — Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado

en la Etapa 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4 y la resistencia efectiva obtenida en la Etapa 7.

Etapa 9 — Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis de la Etapa 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Etapa 10 — Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en la Etapa 9 y las derivas permitidas por el Reglamento en el Capítulo A.6. Igualmente debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por el presente Reglamento.

INTERVENCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Etapa 11 — La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación establecida en A.10.6 dentro de una de tres categorías: **(a)** Ampliaciones adosadas, **(b)** Ampliaciones en altura y **(c)** Actualización al Reglamento.

Etapa 12 — El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño geotécnico y estructural y la construcción deben llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece el presente Capítulo.

A.10.1.5 — CÁLCULOS, MEMORIAS Y PLANOS — Debe elaborarse una memoria justificativa de cálculos en la cual deben quedar claramente consignados los siguientes aspectos:

- **(a)** Una relación de los documentos de diseño y construcción de la edificación original que fueron utilizados en la evaluación y diseño de las modificaciones, tales como: planos arquitectónicos y estructurales, memorias de cálculo, estudios de suelos y diseño de las cimentaciones, registros de la interventoría, libros de obra, consultas personales a profesionales que participaron en el diseño o construcción, etc.
- **(b)** Una descripción de la evaluación del estado actual de la edificación y de su sistema de cimentación llevada a cabo como lo exige A.10.2.
- **(c)** Una descripción muy clara justificando la definición de los parámetros de evaluación y diseño que provienen del estudio de la situación actual de la edificación.
- **(d)** Memoria de cálculos del diseño de la modificación a la estructura con la correspondiente justificación de que la estructura final tendrá la resistencia y comportamiento esperados, cuando actúa en conjunto con la estructura original.
- **(e)** Los otros documentos apropiados, a juicio del diseñador, de aquellos que exige el presente Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.1.5.1 — Esta memoria debe ir firmada por un Ingeniero Civil debidamente matriculado, que cumpla las condiciones establecidas en los Artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997.

A.10.1.6 — SUPERVISIÓN TÉCNICA — La construcción de la intervención del sistema estructural existente debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento.

A.10.1.6.1 — El Supervisor Técnico debe dejar constancia en los registros de la supervisión de que las hipótesis en que se basó el diseñador fueron confirmadas en la obra. En caso de presentarse discrepancias debe quedar constancia escrita de que el diseñador fue informado de ellas y de las acciones correctivas que él fijó.

A.10.1.7 — CRITERIO Y RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO — El tipo de diseño a que hace referencia en su alcance este documento exige el mejor criterio y experiencia por parte del ingeniero que lo lleva a cabo, dado que el diseñador se hace responsable, dentro del mismo alcance que tiene esa responsabilidad en el presente Reglamento, de la correcta aplicación de los requisitos del Reglamento y del comportamiento de la edificación en el futuro.

A.10.2 — ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS

A.10.2.1 — INFORMACIÓN PREVIA — Deben realizarse investigaciones sobre la construcción existente, tendientes a determinar los siguientes aspectos acerca de ella:

- **(a)** Cuando se disponga de documentos descriptivos del diseño de la estructura y su sistema de cimentación original, debe constatarse en el sitio su concordancia con la construcción tal como se encuentra en el momento. Deben hacerse exploraciones en lugares representativos y dejar constancia del alcance de estas exploraciones.
- **(b)** La calidad de la construcción de la estructura original debe determinarse de una manera cualitativa.
- **(c)** El estado de conservación de la estructura debe evaluarse de una manera cualitativa.
- **(d)** Debe investigarse la estructura con el fin de determinar su estado a través de evidencia de fallas locales, deflexiones excesivas, corrosión de las armaduras y otros indicios de su comportamiento.
- **(e)** Debe investigarse la ocurrencia de asentamientos de la cimentación y su efecto en la estructura.
- **(f)** Debe determinarse la posible ocurrencia en el pasado de eventos extraordinarios que hayan podido afectar la integridad de la estructura, debidos a explosión, incendio, sismo, remodelaciones previas, colocación de acabados que hayan aumentado las cargas, y otras modificaciones.

A.10.2.2 — ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL — Debe calificarse el estado del sistema estructural de la edificación de una manera totalmente cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. Esta calificación se debe realizar de la manera prescrita a continuación:

A.10.2.2.1 — *Calidad del diseño y la construcción de la estructura original* — Esta calificación se define en términos de la mejor tecnología existente en la época en que se construyó la edificación. Al respecto se puede utilizar información tal como: registros de interventoría la construcción y ensayos realizados especialmente para ello. Dentro de la calificación debe tenerse en cuenta el potencial de mal comportamiento de la edificación debido a distribución irregular de la masa o la rigidez, ausencia de diafragmas, anclajes, amarres y otros elementos necesarios para garantizar su buen comportamiento de ella ante las distintas solicitaciones. La calidad del diseño y la construcción de la estructura original deben calificarse como buena, regular o mala.

A.10.2.2.2 — *Estado de la estructura* — Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos tales como: sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras, asentamientos diferenciales, reformas, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar su estado actual. El estado de la estructura existente debe calificarse como bueno, regular o malo.

A.10.3 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO CON SEGURIDAD LIMITADA

A.10.3.1 — Para las situaciones cuando según A.10.9 este Reglamento lo permite para efectos de evaluación e intervención de edificaciones existentes, los movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada se definen para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro A_e. El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.10.3.2 y A.10.3.3. Los movimientos sísmicos de diseño de seguridad limitada no son aplicables a edificaciones nuevas y no se pueden utilizar en el diseño de edificaciones nuevas baja ninguna circunstancia.

A.10.3.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el mapa de la figura A.10.3-1. El valor de A_e se obtiene de la tabla A.10.3-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la tabla A.10.3-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

Tabla A.10.3-1
Valor de A_e según las regiones de los mapas de la figura A.10-3-1

Región Nº	A_e
7	0.25 – 0.28
6	0.21 – 0.24
5	0.17 – 0.20
4	0.13 – 0.16
3	0.09 – 0.12
2	0.05 – 0.08
1	0.00 – 0.04

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_e en cada municipio.

Tabla A.10.3-2
Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_e	Ciudad	A_e
Arauca	0.10	Neiva	0.20
Armenia	0.15	Pasto	0.15
Barranquilla	0.05	Pereira	0.20
Bogotá	0.13	Popayán	0.15
Bucaramanga	0.15	Puerto Carreño	0.04
Cali	0.15	Puerto Inírida	0.04
Cartagena	0.05	Quibdó	0.25
Cúcuta	0.25	Riohacha	0.07
Florencia	0.10	San Andrés, Isla	0.05
Ibagué	0.15	San José del Guaviare	0.04
Leticia	0.04	Santa Marta	0.10
Manizales	0.20	Sincelejo	0.07
Medellín	0.13	Tunja	0.15
Mitú	0.04	Valledupar	0.05
Mocoa	0.20	Villavicencio	0.20
Montería	0.07	Yopal	0.15

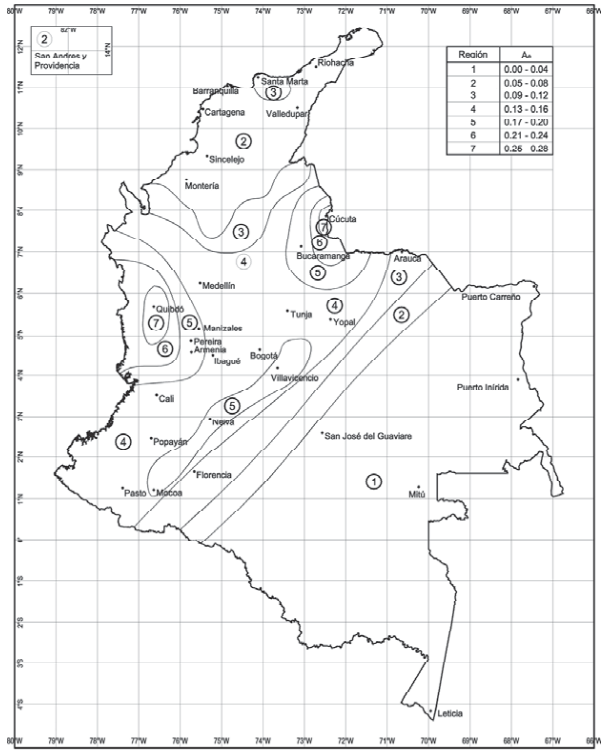


Figura A.10.3-1 — Mapa de valores de A_a

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_a en cada municipio.

A.10.3.3 — Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local, con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible modificar, por medio de un acuerdo municipal, el valor de A_a, con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá ser menor al dado en el presente Reglamento. Véase A.2.9.3.6.

A.10.3.4 — La forma de los espectros de diseño para la evaluación y la intervención de edificaciones existentes con seguridad limitada se obtiene de la sección A.2.6, sustituyendo allí los valores de A_a y A_v por el valor de A_e dado en A.10.3.2 y A.10.3.3.

A.10.3.5 — Cuando se realice un estudio particular de sitio y se utilice el procedimiento de diseño con seguridad limitada, se deben cumplir los requisitos de A.2.10.2.6.

A.10.4 — CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

A.10.4.1 — GENERAL — Debe determinarse si la edificación en su estado actual está en capacidad de resistir adecuadamente las cargas prescritas por el presente Reglamento.

A.10.4.2 — SOLICITACIONES EQUIVALENTES — Debe establecerse una equivalencia entre las solicitaciones que prescribe este Reglamento y las que la estructura está en capacidad de resistir en su estado actual. Al respecto se deben utilizar los siguientes criterios:

A.10.4.2.1 — ***Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva*** — Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe el Capítulo A.2 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, con el fin de analizar la estructura como si fuera una edificación nueva.

A.10.4.2.2 — ***Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada*** — Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe A.10.3 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, cuando de acuerdo al A.10.9 este Reglamento explícitamente permita que el análisis de la estructura se realice para un nivel de seguridad limitada.

A.10.4.2.3 — ***Clasificación del sistema estructural*** — El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales que define el Capítulo A.3.

A.10.4.2.4 — ***Coeficiente de capacidad de disipación de energía,*** R' — De acuerdo con el sistema estructural a que corresponda la edificación y a los requisitos constructivos y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original debe asignarse un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $R\ (R = \phi_a\phi_p\phi_r R_o)$, el cual se denominará R' dentro del presente Capítulo. La asignación debe hacerse de acuerdo con la información disponible sobre la estructura.

(a) Cuando se disponga de buena información sobre el diseño original, tal como planos y memorias, se permite, de acuerdo con el mejor criterio del ingeniero que lleva a cabo la evaluación, determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, R', por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija el Reglamento. La selección del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R', cuando haya cumplimiento parcial de los requisitos puede aproximarse interpolando entre los valores de R que da el Capítulo A.3.

(b) Cuando no se disponga de buena información sobre el diseño original, o ésta sea incompleta o fragmentaria, el ingeniero que lleve a cabo la evaluación debe definir un valor de R' de acuerdo con su mejor criterio. Este valor no puede ser mayor que el valor que el Capítulo A.3 establezca para mismo sistema estructural y el mismo material.

(c) Cuando no exista ningún tipo de información, se permite utilizar un valor de R' correspondiente a tres cuartos del valor que fija el Capítulo A.3 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad de que sea menor que la unidad.

(d) Cuando se trate de edificaciones de mampostería no reforzada, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R', debe ser igual a la unidad.

A.10.4.2.5 — ***Fuerzas sísmicas*** — Las fuerzas sísmicas, F_s, que el sismo de diseño impone a la edificación se deben determinar por medio del método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4. Estas fuerzas sísmicas deben distribuirse en la altura de acuerdo con el mismo método de la fuerza horizontal equivalente. Se permite utilizar el método del análisis dinámico dado en el Capítulo A.5, si a juicio del diseñador hay suficiente información para permitir su uso.

A.10.4.2.6 — ***Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas*** — Las otras solicitaciones diferentes a las solicitaciones sísmicas deben determinase siguiendo los requisitos del Título B, con excepción de las cargas muertas, las cuales deben evaluarse con base en observaciones y mediciones de campo. Las cargas muertas en ningún caso, para efectos de determinar las solicitaciones equivalentes, pueden ser menores a las prescritas en el Título B.

A.10.4.2.7 — ***Análisis estructural*** — Con el fin de determinar las fuerzas y esfuerzos internos de la estructura debe llevarse a cabo un análisis estructural por medio de uno de los modelos matemáticos permitidos por este Reglamento.

A.10.4.2.8 — ***Obtención de las solicitaciones equivalentes*** — Las diferentes solicitaciones que se deben tener en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas equivalentes que se emplean en la evaluación de la estructura existente. Esta combinación debe realizarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de revisión, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_S, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $R'\ (E = F_S/R')$.

A.10.4.3 — RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD — Deben determinarse unos índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes definidas en A.10.4.2.

A.10.4.3.1 — ***Definición del índice de sobreesfuerzo*** — El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones:

(a) ***Índice de sobreesfuerzo de los elementos —*** el cual se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales, y

(b) ***Índice de sobreesfuerzo de la estructura —*** cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

A.10.4.3.2 — ***Determinación del índice de sobreesfuerzo*** — Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

A.10.4.3.3 — ***Resistencia existente de los elementos*** — La resistencia existente de los elementos de la estructura, N_{ex}, debe ser determinada por el ingeniero que hace la evaluación con base en la información disponible y utilizando su mejor criterio y experiencia. Por resistencia se define el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia. En general la resistencia existente corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe el Reglamento en los títulos correspondientes.

A.10.4.3.4 — ***Resistencia efectiva*** — La resistencia efectiva N_{ef} de los elementos, o de la estructura en general, debe evaluarse como el producto de la resistencia existente N_{ex}, multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e, así:

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex} \qquad \text{(A.10-1)}$$

donde a ϕ_c y ϕ_e se les asigna el valor dado en la Tabla A.10.4-1, dependiendo de la calificación de la calidad y estado de la estructura definidas en A.10.2.2.1 y A.10.2.2.2.

Tabla A.10.4-1
Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

A.10.4.3.5 — ***Definición del índice de flexibilidad*** — Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

(a) ***Índice de flexibilidad del piso —*** el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y

(b) ***Índice de flexibilidad de la estructura —*** definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

A.10.4.4 — METODOLOGÍAS ALTERNAS — Para la evaluación de edificaciones existentes, en reemplazo en lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.9, se permite alternativamente el uso de las recomendaciones que se presentan en los siguientes documentos:

(a) *"Seismic Evaluation of Existing Buildings"*, ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.
(b) *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings"*, ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.
(c) "NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings", FEMA 178, Federal Emergency Management Agency / Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1992

A.10.5 — ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

A.10.5.1 — GENERAL — El análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente consiste en los siguientes aspectos:

(a) Determinación de los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
(b) Formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia, identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos, iniciando con aquellos con un mayor índice de sobreesfuerzo,
(c) Definición de un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento, y

(d) Obtención de un índice de flexibilidad general de la edificación, definido con base en el procedimiento definido en A.10.4.3.5. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento.

A.10.5.2 — EDIFICACIONES INDISPENSABLES — En la verificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones indispensables existentes se debe incluir, además de lo indicado en A.10.5.1, al menos los siguientes aspectos:

(a) Identificar la influencia de los movimientos sísmicos de diseño de Capítulo A.2, y de los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño del Capítulo A.12,
(b) Determinar el cortante basal resistente de la edificación en su totalidad, ya sea por flexión o por esfuerzos cortantes, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos de colapso posibles. Esta evaluación puede realizarse utilizando el procedimiento definido en el Apéndice A-3. Esta verificación puede realizarse para la distribución, en la altura de la edificación, de las fuerzas sísmicas horizontales que prescribe el método de la fuerza horizontal equivalente, Capítulo A.4, o el método del análisis dinámico, Capítulo A.5, y
(c) Debe, por medio de metodologías inelásticas adecuadamente sustentadas como la presentada en el Apéndice A-3, llevar a cabo la identificación del modo de falla prevaleciente, ya sea por flexión o por cortante. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R'}$ a emplear, debe ser concordante con la sustentación indicada, con la secuencia de degradación de rigidez y resistencia esperadas, y con su influencia en la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

A.10.6 — TIPOS DE MODIFICACIÓN

Se consideran los siguientes tipos de modificación a la estructura existente:

A.10.6.1 — AMPLIACIONES — Cubre aquellas edificaciones donde se amplía su área con o sin modificación en su altura. Se dividen en:

(a) ***Ampliación adosada*** — Es aquella en que se amplía el área sin modificar su altura. La ampliación debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos de A.10.7.

(b) ***Ampliación en altura*** — Es aquella en que se modifica la altura de la edificación con o sin aumento en planta del área construida. El diseño y la construcción de este tipo de ampliación debe llevarse a cabo siguiendo los requisitos de A.10.8.

A.10.6.2 — ACTUALIZACIÓN AL REGLAMENTO — Cubre aquellas edificaciones donde no hay ampliación ni en el área ni en su altura y donde voluntariamente el propietario desea modificar la capacidad del sistema estructural para que sea capaz de resistir las solicitaciones que exige la presente versión del Reglamento y así obtener un mejor comportamiento sísmico de la edificación. La actualización debe hacerse siguiendo los requisitos que se dan en A.10.9.

A.10.6.3 — MODIFICACIONES — Cubre aquellas construcciones o renovaciones en una edificación distintas de una ampliación adosada o en su altura. Las modificaciones se permiten en una construcción sin requerir validar la capacidad resultante de la estructura, en la medida que la modificación en sí cumpla con el presente reglamento y la modificación no incremente la solicitación sísmica en cualquier elemento de la estructura existente en más de un 10% ni reduzca la capacidad estructural de cualquier elemento en más de un 10%. En caso que alguna de estas condiciones sea superada, deberá revisarse la capacidad estructural ante cargas sísmicas de la totalidad de la construcción incluyendo la modificación propuesta según los requerimientos del presente Reglamento.

A.10.7 — AMPLIACION ADOSADA

A continuación se dan los requisitos que se deben cumplir en el diseño y construcción de una ampliación adosada:

A.10.7.1 — NECESIDAD DE INTERVENCION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE — Cuando los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad de la estructura existente son menores que la unidad no hay necesidad de intervenir el sistema estructural existente, siempre y cuando la porción nueva de la edificación se separe de la antigua con una junta apropiada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6 del Reglamento. En este caso la porción nueva debe

diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.7.1.1 — En aquellos casos en que para la edificación existente el índice de sobreesfuerzo o el índice de flexibilidad sea mayor que la unidad, hay necesidad de intervenir el sistema estructural de la porción existente hasta el punto en que el índice de sobreesfuerzo y el de flexibilidad sean menores que la unidad, aún en aquellos casos en que se separe la porción antigua de la nueva por medio de una junta.

A.10.7.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS — La edificación resultante de la modificación, incluyendo la parte nueva y la antigua, debe ser analizada nuevamente y los elementos estructurales nuevos deben diseñarse de tal manera que la edificación quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.7.2.1 — Cuando la porción nueva se separe de la porción existente por medio de una junta apropiada, la porción nueva debe diseñarse en su totalidad siguiendo los requisitos del Reglamento. La porción existente debe modificarse de tal manera que su índice de sobreesfuerzo y su índice de flexibilidad sean menores o iguales a la unidad. Sólo en aquellos casos en que la licencia de construcción de la ampliación no cubra la porción antigua puede dejarse esta porción sin intervención y se debe marcar claramente en los planos y documentos el hecho de que esta porción no fue intervenida, y que por lo tanto su comportamiento esperado puede ser diferente al de la porción nueva.

A.10.7.2.2 — Cuando las dos edificaciones, antigua y nueva, trabajen en conjunto ante las solicitaciones requeridas, la fuerzas horizontales deben distribuirse en proporción a las rigideces relativas de las dos porciones teniendo especial cuidado en evitar efectos torsionales nocivos al unir las porciones antigua y nueva de la edificación. El diseñador debe demostrar que el efecto torsional fue tomado en cuenta. Cuando la porción antigua se intervenga adecuadamente, se permite modificar el valor de $\mathbf{R'}$ así como la clasificación del estado de la edificación y utilizar el nuevo valor del coeficiente de reducción de resistencia por estado de la edificación, ϕ_e en el cálculo del índice de sobreesfuerzo.

A.10.7.3 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — La porción nueva debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos propios para el material y el sistema estructural que el Reglamento fije para la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación.

A.10.7.4 — EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN — Debe demostrarse que la cimentación de la porción nueva no afecta la cimentación de la parte antigua y que el conjunto se comportará adecuadamente desde el punto de vista de asentamientos y capacidad portante del suelo. En aquellos casos en que la cimentación antigua deba soportar cargas de la porción nueva, debe hacerse una exploración de la cimentación antigua, supervisada por un ingeniero geotecnista, que demuestre que existe la capacidad adecuada para resistir las nuevas cargas que se le imponen sin efectos nocivos.

A.10.8 — AMPLIACIÓN EN ALTURA

A continuación se dan los requisitos que deben cumplirse en el diseño y construcción de ampliaciones en la altura:

A.10.8.1 — TRABAJO EN CONJUNTO — En este tipo de modificaciones las dos porciones de la edificación trabajan en conjunto tanto para fuerzas horizontales como para cargas verticales, por lo tanto todo análisis y diseño debe tener en cuenta de una manera integrada la porción antigua y la porción nueva; y se deben tomar todas las precauciones necesarias para que la acción en conjunto ocurra, disponiendo elementos de amarre adecuados.

A.10.8.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS — La edificación en conjunto debe analizarse nuevamente y utilizando las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis debe demostrarse que es capaz de resistir las solicitaciones que exige el Reglamento tanto para cargas verticales como para fuerzas horizontales. Además debe demostrarse que la cimentación, incluyendo las modificaciones que se le hagan, es capaz de resistir las cargas que fija el Reglamento. La resistencia se debe evaluar de acuerdo con lo siguiente:

A.10.8.2.1 — ***Cargas verticales*** — La estructura en su totalidad debe ser capaz de resistir las cargas verticales que fija el Reglamento. La resistencia que se utilice en la evaluación de los elementos de la porción antigua no puede tenerse en un valor mayor que la resistencia efectiva calculada de acuerdo con A.10.4.3.4. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura, ϕ_e,

puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.2.2 — ***Fuerzas horizontales*** — Las solicitaciones sísmicas deben determinarse utilizando el mismo coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, utilizado en la determinación del índice de sobreesfuerzo, calculado de acuerdo con A.10.4.3.4. Estas solicitaciones deben calcularse para toda la edificación, incluyendo la parte nueva y la antigua. La resistencia de los elementos de la porción antigua no puede sobrepasar la resistencia efectiva evaluada de acuerdo con las prescripciones de A.10.4.3.3. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por el estado de la estructura, ϕ_e, puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.3 — ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES EN LA PORCIÓN ANTIGUA — En caso de que al calcular, para el conjunto, el índice de sobreesfuerzo o de flexibilidad, se encuentre que la porción antigua no tiene suficiente resistencia o rigidez para garantizar un buen comportamiento, deben proveerse elementos adicionales que den suficiente resistencia y rigidez para obtener un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menor que la unidad.

A.10.8.4 — EMPALME DE ELEMENTOS NUEVOS CON ELEMENTOS ANTIGUOS — Debe demostrase por análisis o ensayo que los empalmes entre elementos nuevos y antiguos son capaces de transferir las fuerzas resultado de las solicitaciones.

A.10.8.5 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — Todos los elementos estructurales nuevos, colocados en la porción nueva o antigua, deben cumplir los requisitos que para el material estructural exija el Reglamento, para el grado de capacidad de disipación de energía apropiado.

A.10.8.6 — EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN — El efecto de las fuerzas horizontales y verticales en la cimentación de la estructura, tomada en conjunto, debe ser investigado bajo la supervisión de un ingeniero geotecnista. Debe demostrarse que la cimentación es capaz de comportarse adecuadamente desde el punto de vista de capacidad portante, asentamientos y especialmente para el efecto de vuelco producido por la fuerzas horizontales trabajando con una nueva altura mayor de la edificación.

A.10.9 — REHABILITACIÓN SÍSMICA

A continuación se establecen los requisitos que se deben cumplir en la intervención de estructuras de edificaciones que deben ser reforzadas o actualizadas a la presente versión del Reglamento.

A.10.9.1 — ALCANCE — Los requisitos de la presente sección aplican para las siguientes edificaciones:

(a) Las designadas por la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, como de obligatoria actualización.
(b) Las que deben ser reforzadas por cambio de uso o modificaciones que exigen intervención estructural.
(c) Las que hayan sido dañadas por sismos, y
(d) Las que su propietario desee actualizar voluntariamente, conforme al presente reglamento.

A.10.9.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS SEGÚN EL USO Y LA EDAD DE LA EDIFICACIÓN — A continuación se definen los requisitos mínimos que se deben cumplir para el refuerzo y rehabilitación sísmica, según el uso y la edad de las edificaciones:

A.10.9.2.1 — ***Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad*****—** El diseño de las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **III** y **IV**, tal como los define A.2.5, independientemente de la época de construcción de la edificación, debe cumplir los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, y de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2. Si la edificación perteneciente a los grupos de uso **III** o **IV** ya fue intervenida durante la vigencia del Reglamento NSR-98 para cumplir con él y si se mantiene el mismo grupo de uso, no requiere obligatoriamente ser intervenida de nuevo para los requerimientos del presente Reglamento.

A.10.9.2.2 — ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR-98 de la Ley 400 de 1997*** **—** Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia de la Ley 400 de 1997, deben intervenirse cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1 con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.9.2.3 — ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984*** **—** En la intervención de edificaciones según A.10.9.1 diseñadas y construidas después del 1° de diciembre de 1984 y antes del 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984, se permite cumplir con los siguientes requisitos, sustitutivos de los requisitos correspondientes contenidos en el presente Reglamento:

(a) En el caso de diseñarse la intervención cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, se permite que el índice de flexibilidad evaluado para la edificación reparada alcance, sin exceder, valores hasta de 1.5. El índice de sobreesfuerzos no puede exceder la unidad.
(b) Alternativamente, el diseño de la intervención se podrá hacer cumpliendo los requisitos para el nivel de seguridad limitada, establecidos en A.10.4.2.2, y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.
(c) La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2.

A.10.9.2.4 — ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984*** **—** Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas antes del 1° de diciembre de 1984, fecha en que entró en vigencia el Decreto 1400 de 1984, deben obtener, como mínimo, al ser intervenidas, el nivel de seguridad limitada prescrito en A.10.4.2.2 y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada**.** Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.2.5 — ***Edificaciones declaradas como patrimonio histórico*** — Cuando se trate de intervenciones estructurales de edificaciones declaradas como patrimonio histórico, donde existan restricciones severas para lograr un nivel de seguridad equivalente al que el Reglamento exigiría a una edificación nueva o al prescrito en A.10.4.2.2, excepto que se trate de edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **III** y **IV**, tal como lo define A.2.5, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este menor nivel se justifique por parte del ingeniero diseñador y se acepte por parte del propietario, incluyendo dentro de los documentos que se presentan para solicitar la respectiva licencia de construcción, un memorial firmado en conjunto en el cual se incluyan las razones que motivan la reducción, el nivel de seguridad sísmica propuesto, y las medidas que se adoptarán para restringir el acceso al público en general o los procedimientos colaterales que se adoptarán para proveer seguridad apropiada a los ocupantes**.** Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.3 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — La modificación debe llevarse a cabo cumpliendo los requisitos, para el material y sistema estructural de la edificación, exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía utilizado en la determinación de índice de sobreesfuerzo de la edificación existente.

A.10.9.4 — METODOLOGÍAS ALTERNAS — Exclusivamente en la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones

existentes, en reemplazo de lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.9, alternativamente se permite el empleo de las secciones correspondientes a rehabilitación de edificios existentes de los siguientes documentos:

(a) *"Seismic Rehabilitation of Existing Buildings"*, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.
(b) *"Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"*, American Society of Civil Engineers for Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Washington, D.C., USA, 2000
(c) *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings"*, ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.

A.10.10 — REPARACIÓN DE EDIFICACIONES DAÑADAS POR SISMOS

A.10.10.1 — GENERAL — Con posterioridad a la ocurrencia de un sismo, las edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, deberán ser evaluadas con base en los estudios e investigaciones como las estipuladas en la sección A.10.10.2, lo que permitirá establecer si es técnicamente factible adelantar su reparación. Ello proveerá criterios básicos para orientar la decisión del dueño o de la autoridad competente para, de ser el caso, designar la estructura para demolición total, o para apelar la decisión de demolición si ella ha sido tomada por la autoridad competente o el censo que se hay realizado para el efecto, antes de contar con el estudio referido. La reparación de aquellas edificaciones que finalmente no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total, debe ser adelantada de acuerdo con las exigencias y criterios que a continuación se establecen:

A.10.10.1.1 — *Objeto* — Una edificación reparada de acuerdo con los requisitos establecidos aquí, debe cumplir el propósito mismo de las normas sismo resistentes como se indica en el artículo 1° de la Ley 400 de 1997 y en A.1.2.2 del presente Reglamento.

A.10.10.1.2 — *Alcance de la reparación* — De acuerdo con el tipo de daños presentados, con excepción de las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV** las cuales deben cumplir con lo establecido en A.10.9.2.1, el alcance de la reparación se podrá enfocar de una de las siguientes maneras:

1. *Daños en los elementos no estructurales, sin daño en los elementos estructurales* — *La* reparación se limitará a intervenir los elementos no estructurales afectados, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9 del Reglamento.

2. *Daños estructurales imputables a interacción adversa con elementos no estructurales* — El alcance de la reparación se puede limitar a reparar los elementos estructurales afectados, eliminando la interacción adversa de los elementos no estructurales, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

3. *Otro tipo de daños* — El alcance de la reparación estará dictado por la capacidad de cumplir los objetivos estructurales primordiales del diseño sismo resistente de proveer resistencia adecuada ante las solicitaciones impuestas por el sismo sin que la estructura tenga deflexiones horizontales (derivas) excesivas al verse afectada por ellas. Para garantizar el cumplimiento de estos objetivos debe realizarse una evaluación de la estructura en general y de acuerdo con los resultados de esta evaluación determinar los elementos de la edificación que deben intervenirse, los cuales en muchos casos comprenden más de los que simplemente hay que reparar. El alcance de la intervención debe cubrir como mínimo:

(a) Los elementos estructurales que sufrieron daño,
(b) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para dar la resistencia sísmica mínima requerida,
(c) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para cumplir los requisitos de deriva, y
(d) Los elementos no estructurales que sufrieron daño.

A.10.10.1.3 — *Ocupación de la edificación durante su reparación* — La edificación puede ser .ocupada durante la ejecución de la reparación, si los profesionales encargados de su diseño y dirección emiten un concepto positivo al respecto, con base en que no haya peligro para la vida de los ocupantes.

A.10.10.2 — ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS — Para efectos de establecer si la reparación es viable o no, deben realizarse, como mínimo, los estudios e investigaciones que se describen a continuación:

A.10.10.2.1 — *Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación* — Debe seguirse el procedimiento indicado en A.10.1.4, y en las etapas 11 y 12 se deben seguir los requisitos de la presente sección A.10.10.

A.10.10.2.2 — *Información sobre la estructura y su estado* — Deben seguirse los requisitos de A.10.2.

A.10.10.2.3 — *Criterios para diseñar la reparación* — Los criterios que se deben emplear para identificar la causa de los daños y su reparación, son los establecidos en A.10.4, modificados de acuerdo con lo indicado en A.10.9.2 según la edad de la edificación. Para edificaciones de concreto estructural y mampostería, en la parte metodológica para la evaluación y el diseño de la reparación se permite el empleo de las recomendaciones contenidas en los documentos:

(a) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings — Basic Procedures Manual"*, FEMA 306, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.
(b) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings — Technical Resources"*, FEMA 307, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.
(c) *"Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings.* FEMA 308, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999
(d) *"Seismic Rehabilitation of Existing Buildings"*, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston Virginia, USA, 2006.

A.10.10.2.2 — *Cálculos memorias y planos de la reparación* — Los cálculos, memorias y planos de la reparación deben ajustarse a lo requerido en A.10.1.5.

A.10.10.2.3 — *Supervisión técnica* — La reparación debe someterse a una supervisión técnica cuando la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos la requieran.

Notas:

CAPÍTULO A.11
INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

A.11.1 — GENERAL

A.11.1.1 — INSTRUMENTACIÓN — En el presente Capítulo se indica cuándo deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en dónde deben localizarse y quién corre con los costos de los instrumentos, del espacio que éstos ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos.

A.11.1.2 — ACELERÓGRAFOS — En la instrumentación sísmica de edificaciones deben emplearse acelerógrafos digitales de movimiento fuerte.

(a) ***Objetivos de la instrumentación*** — Dentro de los objetivos de este tipo de instrumentación se encuentra la recolección de registros que permitan, entre otros: la medición de los períodos de vibración de la edificación al verse sometida a movimientos sísmicos, la determinación del nivel de daño que ocurrió a la edificación debido a la ocurrencia de un sismo que la afecte, la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas debida a los estratos de suelo subyacentes, el grado de atenuación que sufren las ondas sísmicas al viajar desde el lugar donde ocurre la liberación de energía hasta el sitio donde se encuentre localizada la edificación, y en general el mejoramiento sobre el conocimiento que se tiene a nivel nacional de los fenómenos sísmicos y sus efectos sobre las construcciones y los materiales de construcción nacionales. La valiosa información que se recolecta por medio de la instrumentación permitirá realizar ajustes a los requisitos del presente Reglamento en sus ediciones futuras; llevando, a una reducción de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones colombianas, y, muy seguramente, a una reducción de los costos de proveer seguridad sísmica a ellas.

(b) ***Aprobación del tipo de instrumento*** — INGEOMINAS es la entidad gubernamental que opera la Red Nacional de Acelerógrafos y es la encargada de aprobar los tipos de instrumentos que se coloquen en las edificaciones que los requieran de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo. El INGEOMINAS mantendrá una lista de los tipos de instrumentos posibles de ser utilizados y las especificaciones mínimas de los mismos para ser colocados en edificaciones, tal como requiere el presente Capítulo. La Red Nacional de Acelerógrafos del INGEOMINAS y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir, sin costo alguno y por lo menos una vez al año, copia de los registros obtenidos, independientemente de quien sea el propietario del instrumento. Cuando el municipio o distrito donde se encuentra localizada la edificación haya, de acuerdo con A.2.9.3.7(d), desarrollado un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes, la entidad municipal o distrital que administre esta red podrá, si así lo desea, asumir las funciones que en esta misma sección se asignan al INGEOMINAS, a quien deberá informar sobre esta decisión.

A.11.1.3 — LOCALIZACIÓN — La definición de la localización de los instrumentos sísmicos acelerográficos dentro de las edificaciones es responsabilidad del Ingeniero que realice el diseño estructural del proyecto, atendiendo las recomendaciones dadas en la presente sección y en A.11.1.4. La localización de los instrumentos debe estar comprendida dentro uno de los siguientes tipos:

(a) ***Instrumentación en la altura*** — Se dispone un mínimo de tres instrumentos en la altura de la edificación, de tal manera que exista al menos uno en su base, uno aproximadamente a media altura de la edificación y uno en el nivel superior. En este caso el instrumento colocado en la base debe tener tres sensores triaxiales con dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical, y los otros dos instrumentos pueden tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

(b) ***Instrumento único en la edificación*** — Cuando se coloca un solo instrumento en la edificación, éste debe localizarse en la base de la misma.

(c) ***Instrumento de campo abierto*** — Se coloca un instrumento sobre el terreno, alejado de las edificaciones, por lo menos una distancia igual a su altura.

(d) ***Arreglo de instrumentos*** — Se dispone un conjunto de instrumentos que cubren las localizaciones anteriores. En este caso los instrumentos deben tener un dispositivo que inicie el registro de aceleraciones en todos ellos simultáneamente.

A.11.1.3.1 — En todas las edificaciones donde se coloquen instrumentos sísmicos, se debe realizar un estudio geotécnico cuyo alcance permita definir las propiedades dinámicas del suelo en el sitio.

A.11.1.3.2 — Las Curadurías o las entidades encargadas de expedir las licencias de construcción de acuerdo con lo requerido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios se abstendrán de expedir la correspondiente licencia de construcción, incluyendo las de remodelaciones y reforzamientos futuros, cuando en los casos que se requiera instrumentación sísmica según el presente Reglamento no se hayan dispuesto en el proyecto arquitectónico los espacios a que hace referencia este Capítulo y no se haya consignado en el reglamento de propiedad horizontal de la edificación, cuando se trate de copropiedades, las obligaciones de la copropiedad respecto a la ubicación, suministro, mantenimiento y vigilancia del instrumento. La autoridad competente se abstendrá de expedir el certificado de permiso de ocupación al que se refiere el Artículo 46 del Decreto 564 de 2006 cuando no se haya instalado el instrumento o instrumentos que se requieren de acuerdo con lo dispuesto en el presente Capítulo del Reglamento.

A.11.1.4 — CARACTERÍSTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO — El espacio físico donde se coloca el instrumento debe tener al menos un área de dos metros cuadrados con una dimensión mínima en planta de un metro y una altura libre mínima de dos metros, debe estar alejado de las zonas alta circulación, de maquinarias y equipos que induzcan vibraciones. El espacio debe ser cerrado, pero con ventilación adecuada, y ser de un material adecuado para garantizar la seguridad del instrumento. Además se debe colocar dentro de él una toma eléctrica doble, un breaker de 15 amperios y una salida de iluminación eléctrica con interruptor. El piso debe ser de concreto y de un espesor suficiente para permitir el anclaje del instrumento (mínimo 15 cm). El espacio no puede ser utilizado para ningún otro fin diferente al de albergar el instrumento. Cuando se utilice un arreglo de instrumentos, los espacios que alberguen los diferentes instrumentos, deben disponer de una conexión entre ellos por medio de un tubo de PVC de diámetro mínimo de una pulgada (1") para poder realizar las conexiones eléctricas entre instrumentos.

A.11.1.5 — COSTOS — Los diferentes costos en que se incurre en la instrumentación de una edificación se distribuyen de la siguiente manera:

(a) ***Costo de los instrumentos*** — Los instrumentos serán adquiridos por la persona, natural o jurídica, a cuyo nombre se expida la licencia de construcción de la edificación, quien además debe costear su instalación. El INGEOMINAS se reserva el derecho de colocar instrumentos adicionales, a su costo, dentro de los espacios que se destinen para la instrumentación sísmica. La propiedad de los instrumentos será de quienes los adquieran. Independientemente de quien sea el propietario del instrumento, la Red Sismológica Nacional y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir copia, sin costo alguno, de los registros obtenidos por medio de los instrumentos.

(b) ***Costo de los espacios donde se colocan los instrumentos*** — El costo del espacio o espacios donde se colocan los instrumentos será de cargo de los propietarios de la edificación. El propietario, o propietarios, de la edificación darán libre acceso a estos espacios a los funcionarios del INGEOMINAS, o a quienes ellos deleguen, para efectos de instalación, mantenimiento y retiro de los registros del instrumento. Cuando se trate de una copropiedad, en el reglamento de copropiedad deben incluirse cláusulas al respecto.

(c) ***Costo del mantenimiento de los instrumentos*** — El costo de mantenimiento de los instrumentos correrá por cuenta del propietario o propietarios de la edificación. Esta obligación debe quedar incluida en el reglamento de copropiedad. Quien preste el mantenimiento debe ser aprobado por el INGEOMINAS. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, ésta debe realizarse con una periodicidad no mayor de un año.

(d) ***Costo de la vigilancia del instrumento*** — Los costos de vigilancia de los instrumentos correrán por cuenta de los propietarios de la edificación donde se encuentren localizados, sean éstos de su propiedad o no. Los propietarios son responsables del instrumento para efectos de su seguridad, y deben adquirir y mantener una póliza de seguros, la cual debe cubrir el costo de reposición del instrumento en caso de hurto, substracción u otra eventualidad.

A.11.2 — COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS

Dentro de las construcciones que se adelanten en el territorio nacional, cubiertas por el alcance del presente Reglamento, deben colocarse instrumentos sísmicos en los siguientes casos:

A.11.2.1 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta deben colocarse instrumentos sísmicos:

(a) En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² y que tenga entre **3** y **10** pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo. El espacio para su colocación será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
(b) En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² que tenga entre **11** y **20** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta. En este caso el instrumento localizado cerca de la cubierta puede tener solo dos sensores horizontales ortogonales.
(c) En toda edificación de **21** o más pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores de aceleración, uno triaxial y dos biaxiales como indica A.11.1.3(a), conectados a un sistema central de captura de datos.
(d) En todo conjunto habitacional que tenga más de **200** unidades de vivienda, que no sean de interés social, se debe colocar un instrumento de campo abierto.

A.11.2.2 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia deben colocarse instrumentos sísmicos:

(a) En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² y que tenga entre **5** y **15** pisos debe colocarse un instrumento como mínimo. El espacio donde se coloque el instrumento será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
(b) En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² que tenga entre **16** y **25** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta.
(c) En toda edificación de más de **25** pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores triaxiales de aceleración, conectados a un sistema central de captura de datos.
(d) Todo conjunto habitacional que tenga más de **300** unidades de vivienda, que no sean de interés social, debe colocarse un instrumento sísmico de campo abierto.

A.11.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica baja no hay obligación de colocar instrumentos sísmicos.

Notas:

CAPÍTULO A.12
REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III Y IV

A.12.0 — NOMENCLATURA

A_d = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.
E_d = fuerzas sísmicas del umbral de daño.
F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.
g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).
h_{pi} = altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$.
I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
M = masa total de la edificación - M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
S = coeficiente de sitio dado en A.12.3.
$\overline{S}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño $\left(\overline{S} = 1.25S\right)$.
S_{ad} = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.12.3.
T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
T_{Cd} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase A.12.
T_{Ld} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de desplazamiento constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos largos. Véase A.12.3
V_s = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.

A.12.1 — GENERAL

A.12.1.1 — PROPÓSITO — El presente Capítulo contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **IV**, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del Grupo **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.12.1.2 — ALCANCE — Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2 y de las demás que la comunidad designe como tales.

A.12.1.3 — METODOLOGÍA — La determinación de la operatividad de la edificación con posterioridad a la ocurrencia de un sismo se realiza verificando que la edificación se mantiene dentro del rango elástico de respuesta al verse sometida a unas solicitaciones sísmicas correspondientes al inicio del daño, o umbral de daño.

A.12.1.4 — PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN — Además de los pasos que deben cumplirse en el diseño de la edificación presentados en A.1.3.4, deben realizarse los siguientes pasos adicionales, con el fin de verificar que la estructura y los elementos no estructurales se mantienen dentro del rango elástico de respuesta cuando se presenten los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño:

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — Determinación de los movimientos sísmicos del umbral de daño para el lugar, de acuerdo con lo establecido en A.12.2.

Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.

Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.

Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

A.12.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.2.1 — Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño, representada por el parámetro A_d. El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.12.2.2 y A.12.2.3.

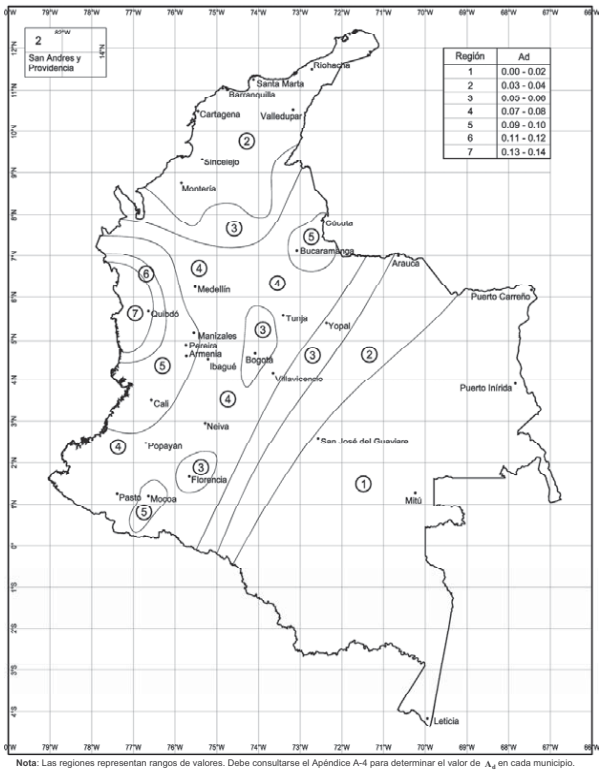
A.12.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el Mapa de la figura A.12.2-1. El valor de A_d se obtiene de la tabla A.12.2-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la tabla A.12.2-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

A.12.2.3 — Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local; con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible variar, por medio de una ordenanza municipal, el valor de A_d, con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá se menor al dado en el presente Reglamento.

Tabla A.12.2-1
Valores de A_d según la región del mapa de la figura A.12.2-1

Región Nº	A_d
7	0.13 – 0.14
6	0.11 – 0.12
5	0.09 – 0.10
4	0.07 – 0.08
3	0.05 – 0.06
2	0.03 – 0.04
1	0.00 – 0.02

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.



Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.

Figura A.12.2-1 — Mapa de valores de A_d

Tabla A.12.2-2
Valores de A_d para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_d	Ciudad	A_d
Arauca	0.04	Neiva	0.08
Armenia	0.10	Pasto	0.08
Barranquilla	0.03	Pereira	0.10
Bogotá	0.06	Popayán	0.08
Bucaramanga	0.09	Puerto Carreño	0.02
Cali	0.09	Puerto Inírida	0.02
Cartagena	0.03	Quibdó	0.13
Cúcuta	0.10	Riohacha	0.04
Florencia	0.05	San Andrés, Isla	0.03
Ibagué	0.06	San José del Guaviare	0.02
Leticia	0.02	Santa Marta	0.04
Manizales	0.10	Sincelejo	0.04
Medellín	0.07	Tunja	0.07
Mitú	0.02	Valledupar	0.03
Mocoa	0.10	Villavicencio	0.07
Montería	0.04	Yopal	0.06

A.12.3 — ESPECTRO SÍSMICO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.3.1 — Los parámetros para determinar el espectro de aceleraciones horizontales para el umbral de daño en el campo elástico, para un amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se dan en la figura A.12.3-1. El espectro del umbral de daño se define por medio de la ecuación A.12.3-1, en la cual el valor T es el mismo que se utilizó para obtener el espectro sísmico de diseño de la edificación en el Capítulo A.2 y el valor de $\overline{S}$ es igual a $1.25F_v$, siendo F_v el valor del coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios debida a los efectos de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección A.2.4, empleando allí para A_v el valor de A_d según A.12.2. Además deben cumplirse las limitaciones dadas en A.12.3.2 a A.12.3.4.

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\overline{S}}{T} \qquad \text{(A.12.3-1)}$$

A.12.3.2 — Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro sísmico del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación A.12.3-2.

$$S_{ad} = A_d\left(1.0 + 8T\right) \qquad \text{(A.12.3-2)}$$

A.12.3.3 — Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_{Cd}, calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-3, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-4.

$$T_{Cd} = 0.5\overline{S} \qquad \text{(A.12.3-3)}$$

y

$$S_{ad} = 3.0A_d \qquad \text{(A.12.3-4)}$$

A.12.3.4 – Para períodos de vibración mayores de T_{Ld}, calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-5, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-6.

$$T_{Ld} = 2.4\overline{S} \qquad \text{(A.12.3-5)}$$

y

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\overline{S}T_{Ld}}{T^2} \qquad \text{(A.12.3-6)}$$

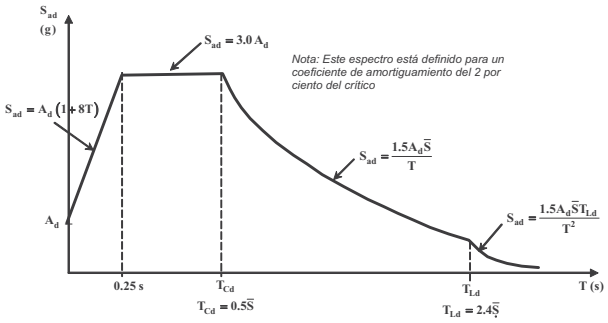


Figura A.12.3-1 — Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño

A.12.3.5 – Cuando la ciudad donde se encuentre localizada la edificación disponga de una reglamentación de microzonificación sísmica, debe utilizarse el espectro de umbral de daño definido allí. En su defecto, deben seguirse las prescripciones contenidas en la presente sección A.12.3.

A.12.4 — METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

A.12.4.1 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — En la verificación de la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, como mínimo debe emplearse el método de la fuerza horizontal equivalente dado en el Capítulo A.4, aunque se permite el uso del método del análisis dinámico, prescrito en el Capítulo A.5.

A.12.4.2 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para verificación del umbral de daño deben ser compatibles con las fuerzas y deformaciones que le imponen los movimientos sísmicos correspondientes a la estructura. Al nivel de deformaciones del umbral de daño se considera que la estructura responde en el rango lineal y elástico de comportamiento y que los elementos no estructurales pueden contribuir a la rigidez de la estructura, si no están aislados de ella. Cuando los elementos no estructurales interactúan con la estructura al nivel de deformaciones del umbral de daño, debe tenerse en cuenta esta interacción, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

A.12.4.3 — USO DEL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente en el análisis de la estructura para los movimientos sísmicos del umbral de daño deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

A.12.4.3.1 — *Período fundamental de la edificación* — Puede utilizarse el período de vibración fundamental determinado de acuerdo con los requisitos de A.4.2.

A.12.4.3.2 — *Fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño* — Las fuerzas sísmicas correspondientes a los movimientos sísmicos del umbral de daño corresponden a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, V_{sd}. Este cortante sísmico en la base es equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos del umbral de daño, en la dirección en estudio, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{sd} = S_{ad}\, g\, M \qquad \text{(A.12.4-1)}$$

El valor de S_{ad} en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración leída del espectro sísmico definido en A.12.3 para el período T de la edificación. La fuerza sísmica horizontal del umbral de daño en cualquier nivel puede obtenerse de las ecuaciones A.4.3-1 y A.4.3-2, utilizando V_{sd} en vez de V_s.

A.12.4.3.3 — *Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño* — Por medio de un análisis estructural realizado empleando las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño obtenidas como se indica en A.12.4.3.2, se obtienen las fuerzas internas del umbral de daño, E_d. Deben utilizarse los requisitos de A.4.4.1 con la excepción del literal (f). En las estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, el grado de fisuración debe ser compatible con las fuerzas sísmicas del umbral de daño, tomando en cuenta que la estructura actúa dentro del rango lineal de respuesta. Como resultados del análisis se deben obtener los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, los cuales se emplean para evaluar el cumplimiento de los requisitos de deriva para el umbral de daño. Si los elementos no estructurales fueron incluidos en el análisis deben determinarse sus deformaciones y esfuerzos.

A.12.4.4 — USO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método del análisis dinámico deben emplearse los requisitos del Capítulo A.5, empleando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño en vez de los movimientos sísmicos de diseño. El ajuste de los resultados indicado en A.5.4.5 debe hacerse con respecto al valor de V_{sd}, obtenido por medio de la ecuación A.12.4-1, en vez de V_s.

A.12.5 — REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.5.1 — DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos para el umbral de daño, definidos en A.12.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.12.4 y con las rigideces indicadas en A.12.4.2. Los desplazamientos horizontales para el umbral de daño, en cualquiera de las direcciones principales en planta y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen por medio de la ecuación A.6.2-1, con la excepción de que no hay necesidad de incluir los desplazamientos causados por los efectos P-Delta.

A.12.5.2 — DERIVA MÁXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, en cualquier punto del piso bajo estudio se obtiene por medio de la ecuación A.6.3-1.

A.12.5.3 — LÍMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.12.5-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Tabla A.12.5-1
Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	$0.40\% \left(\Delta^i_{max} \le 0.0040\, h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	$0.20\% \left(\Delta^i_{max} \le 0.0020\, h_{pi}\right)$

A.12.5.3.1 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.0040 h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.12.5.3.2 — Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.0020 h_{pi}$.

A.12.6 — VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

A.12.6.1 — ELEMENTOS ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

A.12.6.2 — MUROS NO ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos no estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

Notas:

CAPÍTULO A.13
DEFINICIONES Y NOMENCLATURA DEL TÍTULO A

A.13.1 — DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden al Título A de este Reglamento:

Acabados — Partes y componentes de una edificación que no hacen parte de la estructura o de su cimentación. Véase elementos no estructurales

Aceleración pico efectiva, A_a — Es un parámetro utilizado para determinar el espectro de diseño y se da en A.2.2.

Acelerograma — Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

Acelerógrafo — Instrumento que permite registrar las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo. Este registro queda consignado en un acelerograma.

Altura de la edificación en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia.

Altura del piso — Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación esta medida se llevará hasta el nivel de enrace de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

Amenaza sísmica — Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Amortiguamiento — Pérdida de energía en un movimiento ondulatorio.

Amplificación de la onda sísmica — Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.

Análisis dinámico — Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Análisis dinámico elástico — Tipo de análisis dinámico en el cual las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

Análisis dinámico inelástico — Tipo de análisis dinámico en el cual se tiene en cuenta que las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura pueden salirse del rango de respuesta lineal y entrar en el rango de respuesta inelástica.

Análisis espectral — Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo.

Análisis modal — Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración.

Apéndice — Es un elemento no estructural que sobresale del volumen general de la edificación.

Armadura — Véase cercha.

Base — Es el nivel en el que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o el nivel en el que la estructura, considerada como un oscilador, está apoyada.

Capacidad de disipación de energía — Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0, el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía $R\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

Capacidad de rotación de la sección — Es la capacidad que tiene una sección de un elemento estructural de admitir rotaciones en el rango inelástico sin perder su capacidad de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación.

Carga muerta — Es la carga vertical debida a los efectos gravitacionales de la masa, o peso, de todos los elementos permanentes ya sean estructurales o no estructurales. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Carga gravitacional o peso, $(M.g)$ — Es el efecto vertical de la aceleración debida a la gravedad sobre la masa, M, de la edificación. M debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.

Carga viva — Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Casa — Edificación unifamiliar destinada a vivienda. Esta definición se incluye únicamente para efectos de la aplicación del Título E del Reglamento.

Centro de masa del piso — Es el lugar geométrico donde estaría localizada, en planta, toda la masa del piso al suponer el diafragma del piso como un cuerpo infinitamente rígido en su propio plano.

Centro de rigidez del piso — Es el lugar geométrico, localizado en planta y determinado bajo el supuesto de que el diafragma del piso es infinitamente rígido en su propio plano, donde al aplicar una fuerza horizontal, en cualquier dirección, no se presenta rotación del diafragma alrededor de un eje vertical.

Cercha — Es un conjunto de elementos estructurales unidos entre sí, los cuales resisten primordialmente fuerzas axiales.

Cerramiento — Muro localizado en el paramento del lote de terreno y que se encuentra separado de la edificación en la dirección perpendicular al paramento del lote de terreno, que no hace parte del sistema estructural de soporte de la edificación, y cuya altura no excede 4 metros.

Coeficiente de amortiguamiento crítico — Es, para un sistema elástico, de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, el cociente entre la cantidad de amortiguamiento del sistema y el amortiguamiento mínimo que inhibe toda oscilación.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 — Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R — Coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado, ϕ_a, irregularidad en planta, ϕ_p, y a ausencia de redundancia del sistema estructural de

resistencia sísmica, ϕ_r. $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$.

Coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia — Se considera que las losas de entrepiso de dos estructuras colindantes coinciden o están en contacto cuando al menos la mitad de la altura de la losa de entrepiso de la edificación cuya licencia de construcción se solicita, coincida en nivel con la losa de entrepiso de la edificación colindante existente.

Construcción sismo resistente — Es el tipo de construcción que cumple el objetivo expresado en A.1.2.2, a través de un diseño y una construcción que cumplan los requisitos de la Ley 400 de 1997 y del presente Reglamento.

Constructor — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se adelante la construcción de la edificación.

Cortante de piso, V_x — Es la suma algebraica de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan por encima del piso en consideración.

Cortante en la base, V_s — Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

Cuerda — Es el elemento de borde de un diafragma, el cual resiste principalmente esfuerzos axiales, en una forma análoga a las aletas de una viga.

Deriva de piso — Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

Desempeño de los elementos no estructurales — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte. El desempeño se clasifica en grado superior, bueno y bajo.

- ***(a) Grado de desempeño superior*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación en ningún aspecto.
- ***(b) Grado de desempeño bueno*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo.
- ***(c) Grado de desempeño bajo*** — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables.

DES — Capacidad especial de disipación de energía.

Diafragma — Conjunto de elementos estructurales, tal como una losa de entrepiso, que transmite las fuerzas inerciales horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. El término diafragma incluye conjuntos arriostrados horizontales. Véase sistema de arriostramiento horizontal.

Diagonal — Es un elemento estructural que hace parte de un pórtico con diagonales. La diagonal puede ser concéntrica, en pórticos con diagonales de concreto reforzado o de acero estructural, o excéntrica en pórticos de acero estructural.

Diagonal concéntrica — Es una diagonal cuyos dos extremos llegan a conexiones entre viga y columna.

Diagonal excéntrica — Es una diagonal en la cual uno de sus extremos llega a la viga en un punto alejado de la conexión entre viga y columna. Solo se utiliza en pórticos de acero estructural con diagonales.

Diseñador arquitectónico — Es el arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador de los elementos no estructurales — Es el profesional facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador estructural — Es el ingeniero civil, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

DMO — Capacidad moderada de disipación de energía.

DMI — Capacidad mínima de disipación de energía.

Ductilidad — Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. (Véase capacidad de disipación de energía, pues muchas veces estos términos son confundidos.) Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

- **(a)** ***Ductilidad de curvatura*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,
- **(b)** ***Ductilidad de rotación*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,
- **(c)** ***Ductilidad de desplazamiento*** — cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y
- **(d)** ***Ductilidad de deformación*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Edificación — Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Edificación de atención a la comunidad — Son los equipamentos urbanos necesarios para atender emergencias, preservar la salud y la seguridad de las personas, tales como estaciones de bomberos, cuarteles de policía y fuerzas militares, instalaciones de salud, sedes de organismos operativos de emergencias, entre otros.

Edificaciones indispensables — Son aquellos equipamentos urbanos de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno, tales como hospitales y centrales de operación y control de líneas vitales.

Efectos gravitacionales — Véase peso.

Elemento o miembro estructural — Componente del sistema estructural de la edificación. En las estructuras metálicas los dos términos no son sinónimos pues un miembro está compuesto por elementos. Por ejemplo en una viga con sección en I, la viga en sí es el miembro estructural, y su alma y alas son elementos del miembro.

Elemento colector — Es un elemento que sirve para transmitir las fuerzas inerciales generadas dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Elemento de borde — Es un elemento que se coloca en los bordes de las aberturas, en el perímetro de los muros de cortante o en el perímetro de los diafragmas.

Elementos flexibles (o sistemas flexibles) — Son aquellos cuya deformación, al ser solicitados por una fuerza horizontal, es significativamente mayor que la de los elementos adyacentes del sistema.

Elementos no estructurales — Elementos o componentes de la edificación que no hacen parte de la estructura o su cimentación. Véase acabados.

Efectos ortogonales — Son los que se producen en los elementos estructurales que pertenecen, simultáneamente, a sistemas resistentes situados en dos ejes ortogonales, cuando las fuerzas sísmicas actúan en una dirección distinta a la de estos dos ejes.

Efectos P-Delta — Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro — Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas de un grado de libertad durante un sismo.

Espectro de diseño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño.

Espectro del umbral de daño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos al nivel del umbral de daño.

Estructura — Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales. Las estructuras pueden ser catalogadas como estructuras de edificaciones o estructuras diferentes a las de las edificaciones.

Falla geológica — Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

Falla geológica activa — Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos. Para efectos del presente Reglamento una falla activa es aquella que haya tenido actividad sismogénica recurrente durante el Cuaternario (véase A.2.9.3.1).

Fuerzas mayoradas — Son las fuerzas que han sido multiplicadas por sus respectivos coeficientes de carga, tal como los define B.2.1 de este Reglamento.

Fuerzas sísmicas — Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

Grupo de uso — Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo, o cualquier tipo de desastre.

Histéresis — Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Índice de deriva — Es la deriva del piso dividida por la altura del mismo.

Ingeniero geotecnista — Es el ingeniero civil, quien firma el estudio geotécnico, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

Instalaciones indispensables — Véase edificaciones indispensables.

Interacción suelo-estructura — Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades de rigidez del suelo que da apoyo a la edificación, en conjunto con las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura.

Interventor — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, que representa al propietario durante la construcción de la edificación y bajo cuya responsabilidad se verifica que ésta se adelante de acuerdo con todas las reglamentaciones correspondientes y siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizados por los diseñadores. Véase supervisión técnica. La Interventoría incluye igualmente actividades de cuantificación de obra y puede extenderse a tareas administrativas.

Licencia de construcción — Acto por medio del cual se autoriza, a solicitud del interesado, la realización de obras en un predio con construcciones, cualquiera que ellas sean, acordes con el plan de ordenamiento territorial y las normas urbanísticas del distrito o municipio.

Licuación — Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

Líneas vitales — Infraestructura básica de redes, tuberías o elementos conectados o continuos, que permite la movilización de energía eléctrica, aguas, combustibles, información y el transporte de personas o productos, esencial para realizar con eficiencia y calidad las actividades de la sociedad.

Mampostería estructural — Véanse las Definiciones en el Título D de éste Reglamento.

Masa — Cantidad de materia que posee un cuerpo. En el Sistema Internacional de Medidas (SI) se expresa en kilogramos, kg.

Método de la fuerza horizontal equivalente — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de unas fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Método del análisis dinámico elástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal o elástica.

Método del análisis dinámico inelástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura se salen del rango de respuesta lineal o elástica.

Microzonificación sísmica — División de una región o de un área urbana, en zonas más pequeñas que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectados los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

Modos de vibración — Son las diferentes formas de vibración propias de la estructura. A cada modo de vibración corresponde una frecuencia de vibración propia. La respuesta dinámica de la estructura, en el rango elástico, se puede expresar como la superposición de los efectos de los diferentes modos. Una estructura tiene tantos modos de vibración, como grados de libertad tenga.

Modo fundamental — Es el modo de vibración correspondiente al período fundamental de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Movimientos sísmicos de diseño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo de diseño.

Movimientos sísmicos para el umbral de daño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo correspondiente al umbral de daño.

Movimiento telúrico — Movimiento de la corteza terrestre. Véase sismo.

Muro de carga — Es un muro estructural, continuo hasta la cimentación, que soporta principalmente cargas verticales.

Muro de cortante — Véase muro estructural.

Muro divisorio o partición — Es un muro que no cumple una función estructural y que se utiliza para dividir espacios.

Muro estructural — Es un muro, de carga o no, que se diseña para resistir fuerzas horizontales, de sismo o de viento, paralelas al plano del muro.

Muro no estructural — Véase muro divisorio.

Nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia medidas desde la base hasta la parte superior del piso bajo estudio.

Número de pisos aéreos de la edificación — Para efectos de la aplicación de la reglamentación de separación entre edificaciones de A.6.5.2, el máximo número de pisos aéreos de una edificación corresponde al número de losas de entrepiso aéreas, contando dentro de ellas la cubierta como una losa de entrepiso, y sin contar los sótanos. Una losa de entrepiso aérea es aquella que no esta en contacto con el terreno en ningún punto. Cuando un piso tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos aéreos de la edificación.

Número de pisos aéreos en la colindancia — Corresponde al número de pisos aéreos de la edificación, que se extienden hasta el paramento del lote de terreno en la zona de colindancia bajo estudio. Cuando un piso en la colindancia tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos

aéreos de la edificación en la colindancia.

Perfil de suelo — Son los diferentes estratos de suelo existentes debajo del sitio de la edificación.

Período de vibración, T — Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

Período de vibración fundamental — Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Peso — Efecto gravitacional sobre la masa. Se obtiene de multiplicar la masa en kg, por la aceleración debida a la gravedad, g ($g = 9.8$ m/s^2). Se expresa en newtons, N (1 N = 1 kg · 1 m/s^2).

Piso — Es el espacio comprendido entre dos niveles de una edificación. Piso x es el que está debajo del nivel x.

Piso flexible — Es aquel en el cual la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, es menor que el 70% de la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Piso débil — Es aquel en el cual la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso es menor que el 70% de la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Plastificación progresiva, método de — Método de análisis no lineal estático conocido en inglés con el nombre de "push-over" (Véase Apéndice A-3).

Pórtico — Es un conjunto de vigas, columnas y, en algunos casos, diagonales, todos ellos interconectados entre si por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro. Dependiendo de sus características tiene las siguientes denominaciones:

Pórtico arriostrado — Véase la definición de pórtico con diagonales.

Pórtico-cercha de acero resistente a momentos — Pórtico en el que las vigas son cerchas cuyo tramo central, denominado segmento especial, se diseña para que actúe como elemento disipador de energía, de modo que todos los elementos diferentes al segmento especial permanezcan en el rango elástico.

Pórtico con diagonales — Pórtico compuesto por vigas, columnas y diagonales excéntricas, o concéntricas, que se utiliza primordialmente para resistir fuerzas horizontales. Sus elementos trabajan principalmente deformándose axialmente, como en una cercha. Sus nudos pueden, o no, ser capaces de transmitir momentos flectores, dependiendo del material estructural que se emplee.

Pórtico con diagonales concéntricas — Es un pórtico con diagonales en el cual éstas llegan a los nudos conformados por las conexiones entre vigas y columnas.

Pórtico con diagonales excéntricas — Es un pórtico, de acero estructural, con diagonales que cumple los requisitos presentados en el Capítulo F.3.

Pórtico de acero con diagonales restringidas a pandeo — Es un pórtico con diagonales cuyo pandeo se restringe mediante el empleo de camisas rellenas de concreto.

Pórtico espacial — Es un sistema estructural tridimensional, que no tiene muros de carga, compuesto por elementos interconectados de tal manera que el conjunto actúe como una unidad, con o sin la ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de arriostramiento horizontal. (Véase pórtico plano).

Pórtico losa-columna — Es un sistema estructural tridimensional aporticado en el cual las losas cumplen la función de las vigas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso. Véase reticular cedulado.

Pórtico no arriostrado — Es un pórtico resistente a momentos que soporta las fuerzas horizontales por medio de momentos flectores en sus elementos, y que no tiene diagonales ni muros estructurales.

Pórtico no resistente a momentos — Es un pórtico cuyas conexiones no son resistentes a momentos y que por lo tanto es inestable ante una solicitación de fuerzas horizontales, a menos que la responsabilidad de la resistencia ante estas fuerzas sea atendida por diagonales dentro del mismo pórtico o por conjuntos de elemento estructurales, tales como muros estructurales o pórticos con diagonales.

Pórtico para carga verticales — Es un pórtico espacial diseñado para resistir únicamente cargas verticales.

Pórtico plano — Es un pórtico en el cual todos sus elementos están contenidos dentro de un plano vertical. Este tipo de pórticos no puede utilizarse a menos que existan elementos estructurales que restrinjan los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano del pórtico, tales como otros pórticos o muros estructurales y que exista un diafragma que amarre horizontalmente el conjunto. (Véase A.3.1.5) Los enlaces entre pórticos planos a través de la viguetería del sistema de entrepiso no se consideran adecuados para efectos de restringir los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano de pórtico, caso en el cual deben disponerse vigas paralelas a la viguetería que enlacen las columnas y conformen un pórtico espacial.

Pórtico resistente a momentos — Es un pórtico espacial en el cual sus miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas, principalmente, por flexión.

Pórtico resistente a momentos, sin capacidad de disipación de energía — Es un pórtico de concreto reforzado que no cumple con los requisitos especiales de detallado del refuerzo para lograr un comportamiento dúctil, o que no está dispuesto espacialmente y no tiene resistencia ante fuerzas horizontales en la dirección perpendicular a su propio plano.

Pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o de los Capítulos F.1 y F.2 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) — Es un pórtico espacial, diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado, o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Probabilidad — Es el cociente del número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.

Propietario — Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción.

Resistencia — Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de los límites de deformación establecidos en este Reglamento.

Reticular celulado — Es un tipo de pórtico losa-columna, en el cual la losa trabaja en dos direcciones y es aligerada en las zonas lejanas de las columnas y maciza, o con capiteles, en las zonas aledañas a las columnas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso.

Revisor de los diseños — Es el ingeniero civil, diferente del diseñador e independiente laboralmente de él, que tiene la responsabilidad de revisar los diseños estructurales y estudios geotécnicos, o el arquitecto, ingeniero civil o mecánico, que revisa los diseños de elementos no estructurales; dentro del trámite de expedición de una licencia de construcción, para constatar que la edificación propuesta cumple con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento.

Riesgo sísmico — Corresponde a la determinación de las consecuencias económicas y sociales, expresada en términos monetarios, o de víctimas, respectivamente, para el sitio de interés en función de su probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición dado.

Rigidez de piso — Para un piso x, es el cociente entre el cortante de piso, V_x, y la deriva que éste cortante produce en el piso.

Riostra — Véase diagonal.

Riostra del diafragma (riostra transmisora, amarre, elemento colector) — Es el elemento de un diafragma, paralelo a la fuerza aplicada, que recoge y transmite el cortante del diafragma a los elementos resistentes verticales o el que distribuye las fuerzas dentro del diafragma. Estos miembros pueden estar sometidos a efectos axiales de tensión o de compresión. Véase sistemas de arriostramiento horizontal.

Sello seco registrado — Marca realzada que queda colocada sobre un plano de construcción y que reemplaza la firma del diseñador responsable de los diseños expresados en él. La marca que produce debe contener el nombre del profesional, su profesión (ingeniero civil, arquitecto, etc.) y el número de la matricula profesional.

Separación sísmica en la colindancia — Es la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano.

Sismo, temblor o terremoto — Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

Sismo característico — Es un sismo definido para una falla activa que tiene una magnitud igual al mejor estimativo que pueda hacerse sobre la máxima magnitud que pueda ocurrir en la falla, pero no menor que la mayor magnitud que haya ocurrido históricamente en la falla.

Sismo de diseño — Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 475 años. El diseño sismo resistente tiene dentro de sus objetivos la protección de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño.

Sismo de seguridad limitada - Es la caracterización de los movimientos sísmicos que pueden utilizarse alternativamente en la evaluación e intervención de ciertas estructuras existentes. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual corresponde a un período promedio de retorno de 225 años. Su uso está sometido a las limitaciones dadas en A.10.3.

Sismo del umbral de daño — Es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 31 años. Corresponde a un sismo de intensidad relativamente baja, ante cuya ocurrencia no deben producirse daños a los elementos estructurales y no estructurales, que en caso de que ocurran, éstos deben ser reparables y no deben interferir con el funcionamiento de la edificación.

Sistema combinado — Es un sistema estructural en el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico, resistente a momentos o no, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.2).

Sistema de muros de carga — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son llevadas hasta la cimentación por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.1).

Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, no arriostrado, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales. (Véase A.3.2.1.3).

Sistema dual — Es el sistema estructural resultante de la combinación de un pórtico espacial resistente a momentos (de capacidad moderada o alta de disipación de energía) con muros estructurales o pórticos con diagonales, diseñado de acuerdo con A.3.2.1.4.

Sistema de arriostramiento horizontal — Es un sistema de cercha, o armadura, horizontal que cumple las mismas

funciones de un diafragma.

Sistema de resistencia sísmica — Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

Sistema Internacional de Medidas (SI) — El sistema SI se estableció en la Decimoprimera Conferencia Mundial de Pesos y Medidas, que tuvo lugar en Sevres, Francia, en 1960. Por medio del Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el único sistema de medidas permitido en el país es el Sistema Internacional de Medidas SI. El sistema está basado en siete unidades básicas, que son para longitud el metro (m), para masa el kilogramo (kg), para tiempo el segundo (s), para corriente eléctrica el amperio (A), para temperatura el kelvin (K), para intensidad luminosa el candela (cd) y para cantidad de substancia el mol (mol).
Para efectos del presente Reglamento se utilizan las siguientes unidades:

Unidades básicas — para distancia el metro (m), para masa el kilogramo (kg), y para tiempo el segundo (s).
Unidades suplementarias — para ángulo plano el radian (rad)
Unidades derivadas — para frecuencia el hertz (Hz) [1 Hz = 1 s^{-1}], para fuerza el newton (N) [1 N = 1 kg · m/s^2], para esfuerzo, o fuerza por unidad de área, el pascal (Pa) [1 Pa = 1 N/m^2], y para energía o trabajo el joule (J) [1 J = N · m]

El sistema SI utiliza los siguientes prefijos:

exa	E	10^{18}	1 000 000 000 000 000 000.
peta	P	10^{15}	1 000 000 000 000 000.
tera	T	10^{12}	1 000 000 000 000.
giga	G	10^{9}	1 000 000 000.
mega	M	10^{6}	1 000 000.
kilo	k	10^{3}	1 000.
mili	m	10^{-3}	0.001
micro	μ	10^{-6}	0.000 001
nano	n	10^{-9}	0.000 000 001
pico	p	10^{-12}	0.000 000 000 001
femto	f	10^{-15}	0.000 000 000 000 001
atto	a	10^{-18}	0.000 000 000 000 000 001

Con el fin de evitar confusión en el uso del sistema SI, existen las siguientes reglas aceptadas internacionalmente respecto a la sintaxis que debe emplearse:

(a) Nunca se intercambian minúsculas y mayúsculas: mm y no MM, o kg y no KG.
(b) Los símbolos no se alteran en el plural: kg, y no kgs.
(c) No se deja espacio entre el prefijo y el símbolo: MPa y no M Pa.
(d) No se agrega punto al final del símbolo, a menos que sea el punto final de una oración.
(e) Los símbolos no son abreviaturas, por lo tanto: Pa y no Pasc, m y no mts.
(f) En los productos de símbolos se utiliza un punto levantado: kN · m.
(g) En los cocientes se utiliza un solo símbolo de división, o pueden utilizarse potencias negativas: kg/(m · s), o kg · m^{-1} · s^{-1}, pero no kg/m/s.
(h) Puede utilizarse punto, o coma, para indicar los decimales, dependiendo de la costumbre local. Esto significa que ninguno de los dos se debe utilizar para separar grupos de dígitos, para esto se utiliza un blanco. Ejemplo: g = 9.806 650 m/s^2.
(i) Para números menores que la unidad, nunca se omite el cero inicial: 0.123 y no .123.
(j) Debe haber siempre un espacio entre el número y las unidades: 12.3 m/s, excepto cuando se trata de grados celsius: 12°C.
(k) La unidades cuyo nombre es el apellido de un científico, se emplean con mayúscula: N, Pa, etc., pero cuando se refiere a ellas no se utiliza la mayúscula: pascales, etc.

Solicitaciones — Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura, dentro de las cuales se cuentan: los efectos gravitacionales sobre su propia masa, o peso propio, las cargas generadas por los elementos no estructurales, por sus ocupantes y sus posesiones, los efectos ambientales tales como el viento o el sismo, los asentamientos diferenciales, y los cambios dimensionales causados por variaciones en la temperatura o efectos reológicos de los materiales. En general corresponden a todo lo que puede afectar la estructura.

Supervisión técnica — Es la verificación de que la construcción de la estructura de la edificación se adelante de acuerdo con los diseños, planos y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los diseños, planos, y especificaciones realizadas por el diseñador de elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño requerido.

Supervisor técnico — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. El alcance de la supervisión técnica está definido en el Título I de este Reglamento. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría. Véase interventor.

Temblor, terremoto — Véase sismo.

Umbral de daño — Corresponde al nivel de movimiento sísmico a partir del cual se pueden presentar daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Velocidad de la onda de cortante — Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo.

Vulnerabilidad — Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una edificación con respecto a alguna solicitación.

Zona de amenaza sísmica (baja, intermedia o alta) — Son regiones del país donde la amenaza sísmica se considera baja, intermedia o alta, tal como se define en A.2.3. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

A.13.2 — NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente corresponde a las variables utilizadas en el Título A de este Reglamento:

a_p = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Véase el Capítulo A.9.
a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o sobre el elemento no estructural, localizado en el piso x. Véanse los Capítulos A.8 y A.9.
A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_B = área de la edificación en su base, en m^2.
A_d = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.
A_e = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.
A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véanse ecuaciones A.3.6-3, A.8.2-1 o A.9.4-2.
A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_{wi} = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m^2. Véase A.4.2.
A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x, definido en A.3.6.7.
a_i = aceleración en el nivel i, Véanse ecuaciones A.3.6-3 y A.8.2-1.
C_t = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2
C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1
C_{vx} = coeficiente definido en A.4.3.
d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil
d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s/R\right)$, o $\left(E = F_p/R_p\right)$, o fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación $\left(E = F_s/R'\right)$.
E_d = fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase el Capítulo A.12.

f_i = fuerza sísmica horizontal en el nivel i para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.
F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
F_i = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i, véase A.3.6.6.
F_i, F_x = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles i o x respectivamente. Véase A.4.3.
F_p = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o elemento no estructural, componente o equipo de una edificación, aplicada en su centro de masa. Véanse los Capítulos A.8 y A.9
F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1, o fuerzas sísmicas equivalentes, véase
F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.
F_{xm} = parte del cortante sísmico modal V_m que se genera en el nivel x, de acuerdo con A.5.4.
g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s²).
h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
h_i, h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x. Véase A.4.3.2.
h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio, véase A.3.6.8.2, A.4.2.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
h_p^i = altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$. Véanse los Capítulos A.4, A.6 y A.12.
h_{wi} = altura del muro i medida desde la base, en m.
H = espesor total en m de los estratos de suelos cohesivos.
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
IP = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.
j = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser x o y. Véase el Capítulo A.6.
k = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.
ℓ_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.
m_i = parte de M que está colocada en el nivel i, en kg. Véase A.4.3.2.
m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x respectivamente. Véanse los Capítulos A.3 y A.4.
M = masa total de la edificación — M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
M_p = masa de un elemento o componente, en kg. Véanse los Capítulos A.3, A.8, y A.9.
$\bar{M}_j$ = masa actuante total de la edificación en la dirección j. Ecuación A.5.4-1.
$\bar{M}_m$ = masa efectiva modal del modo m, determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.
n_w = número de muros de la edificación efectivos para resistir las fuerzas sísmicas horizontales en la dirección bajo estudio.
N = número de pisos de la edificación.
N_{ef} = resistencia efectiva. Véase el Capítulo A.10.
N_{ex} = resistencia existente. Véase el Capítulo A.10.
N_i = número de golpes por pie obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, sin hacerle corrección por energía N60. El valor de N_i usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
p = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura. Véase el Capítulo A.5.
P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta de diseño, no hay necesidad que los

coeficientes de carga de sean mayores que la unidad. Véase el Capítulo A.6.
Q_i = índice de estabilidad del piso i utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.
r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección en estudio, j, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés. Véase el Capítulo A.6.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a\phi_p\phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.
R' = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.
R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
R_C = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de T_C en función del valor de R, cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1
R_p = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).
S = coeficiente de sitio considerado en A.12.3
$\bar{S}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño $\left(\bar{S} = 1.25S\right)$.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.
S_{ad} = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.12.3.
S_{am} = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración T_m, correspondiente al modo de vibración m. Véase el Capítulo A.5.
S_d = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.3.
S_v = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.2.
T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
T_0 = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.
T_a = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.
T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.
T_{Cd} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase el Capítulo A.12.
T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).
T_{Ld} = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de umbral de daño, para períodos largos. (Véase A.12.3.4).
T_m = período de vibración correspondiente al modo de vibración m, en seg. Véase el Capítulo A.5.
T_s = período de vibración fundamental, en segundos, del depósito de suelo subyacente en el sitio. Véase A.2.4.
v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s.

V_{mj} = cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j. Véase el Capítulo A.5.
V_i, V_x = fuerza cortante del piso i o x, respectivamente, en la dirección en estudio, sin dividir por R. Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas de diseño que se aplican al nivel i o x, y todos los niveles localizados por encima de él.
V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.
V_{tj} = cortante sísmico total en la base en la dirección horizontal j. Véase el Capítulo A.5.
V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x. Véase A.3.6.6.
w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).
α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a. Véase A.4.2.2.
$\delta^i_{cm,j}$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso i, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.
δ_i = desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i, para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1, o desplazamiento horizontal del centro de masas del nivel i de la estructura, en metros, utilizado en el Capítulo A.6.
δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.
$\delta^i_{pd,j}$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso i, causado por efectos P-Delta, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.
δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.
$\delta^i_{t,j}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier punto del diafragma del piso i, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.
$\delta^i_{tot,j}$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j Véase el Capítulo A.6.
$\Delta^i_{cm,j}$ = deriva del piso i, en la dirección bajo estudio, j, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso i menos el del piso $i-1$ en la misma dirección j. Véase el Capítulo A.6.
Δ^i_j = deriva del piso i en la dirección principal en planta j.
Δ^i_{max} = deriva máxima de diseño para cualquier punto del piso i. Véase el Capítulo A.6.
ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
ϕ^m_{ij} = amplitud de desplazamiento del nivel i de la edificación, en la dirección j, cuando está vibrando en el modo m. Véase el Capítulo A.5.
ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.
ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.
Ω_0 = coeficiente de sobreresistencia. Véase A.3.3.9.
θ_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i, causada por los efectos torsionales, en radianes. Véase el Capítulo A.6.

APENDICE A-1
RECOMENDACIONES SÍSMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO

A-1.0 — NOMENCLATURA

g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
M = masa total de la edificación; M debe ser igual a la masa total de la estructura más su contenido. En estructuras tales como tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento debe incluir la masa correspondiente al contenido operacional normal de la estructura.
R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.
T = período fundamental de la estructura.
W = peso total de la edificación; $W = Mg$.

A-1.1 — GENERAL

A-1.1.1 — PROPÓSITO — En el presente Apéndice se dan recomendaciones que permiten determinar las fuerzas sísmicas de diseño de algunas estructuras especiales no cubiertas por el alcance de las Normas Sismo Resistentes Colombianas y su Reglamento. Complementariamente, se puede consultar el documento "*Norma AIS-180 — Requisitos de diseño sismo resistente para algunas estructuras diferentes a edificaciones*", 2010, de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, el que corresponde a la traducción y adaptación del Capítulo 14 del documento NEHRP 2003 y el cual analiza en detalle el comportamiento de tanques, recipientes y silos principalmente. El presente Apéndice y el documento de AIS señalado, contienen recomendaciones de diseño que no tienen carácter obligatorio, y se incluyen únicamente por razones ilustrativas.

A-1.1.2 — ALCANCE — Los requisitos del presente Apéndice pueden emplearse en el diseño sismo resistente de construcciones que se salen del alcance de la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos. Se dan los parámetros de diseño sismo resistente de una forma compatible con lo que se requiere para edificaciones en el presente Reglamento.

A-1.1.3 — REQUISITOS APLICABLES — En general se recomienda seguir los requisitos del Reglamento con las excepciones anotadas en el presente Capítulo. Debe tenerse especial cuidado con las fuerzas de viento sobre estas estructuras especiales, pues en muchos casos son mayores que las fuerzas sísmicas.

A-1.2 — PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

A-1.2.1 — El valor del período fundamental de la estructura, T, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la ecuación A.4.2-1.

A-1.3 — CALCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO

A-1.3.1 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO — Debe utilizarse la definición de los movimientos sísmicos de diseño dada en el Capítulo A.2 del Reglamento.

A-1.3.2 — MASA TOTAL, M — La masa total, M, debe incluir la masa correspondiente a todas las cargas muertas y las masas correspondientes al contenido operacional normal de la estructura, especialmente en tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento.

A-1.3.3 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I — Debe tomarse un coeficiente de importancia, I, igual a la unidad, a menos que la estructura sea parte o pueda afectar edificaciones de los grupos de usos **II, III** o **IV**. En el caso de estructuras que sean parte de sistemas de líneas vitales, la definición del coeficiente de importancia a emplear se debe basar en consideraciones que incluyan el nivel de redundancia del sistema y el potencial de que una eventual falla de la estructura pueda afectar la operación o estabilidad de edificaciones indispensables.

A-1.3.4 — DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — La distribución en la altura de las fuerzas sísmicas horizontales puede realizarse por cualquiera de los procedimientos presentados en los Capítulos A.4 o A.5 del Reglamento.

A-1.3.5 — COEFICIENTE BÁSICO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R_0 — Se recomienda utilizar los valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0, dados en la tabla A-1.3-1 del presente Apéndice.

Tabla A-1.3-1
Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0, para algunas estructuras especiales

Tipo de estructura	Valor de R_0
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión, apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	2.0
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	3.5
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	3.0
Torres en celosía, autoportantes o con tempietes, chimeneas y torres con tempietes.	3.0
Estructuras de tipo péndulo invertido	2.0
Tolvas sobre columnas, con o sin contravientos.	3.0
Torres de enfriamiento	3.5
Torres o anaqueles de almacenamiento	3.0
Avisos y vallas publicitarias	3.5
Monumentos y estructuras de parques de diversión	2.0
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	3.0

A-1.4 — REQUISITOS DE DERIVA

A-1.4.1 — Los requisitos para la deriva presentados en el Capítulo A.6, no son aplicables directamente a estructuras especiales diferentes de las cubiertas por el Reglamento en su alcance. Los límites de la deriva deben ser establecidos por el diseñador tomando en cuenta el peligro que represente para la vida la falla de elementos estructurales y no estructurales, como consecuencia de los desplazamientos que sufre la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño

APÉNDICE A-2
RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

A-2.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
A_o = área de la cimentación.
D_s = profundidad del estrato blando. Véase A-2.2.1.2.
G_o = γv_{s0}^2 = módulo de cortante promedio para los suelos localizados bajo la cimentación para deformaciones unitarias pequeñas.
g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)
h_x = altura medida desde la base del nivel en estudio.
$\bar{h}$ = altura efectiva de la edificación, la cual debe tomarse igual a 0.7 veces la altura total, h_n. En edificios en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrada en un solo piso, debe tomarse igual a la altura del piso, medida desde la base.
I_o = momento de inercia de la cimentación con respecto a un eje horizontal, perpendicular a la dirección en estudio.
$\bar{k}$ = rigidez de la estructura considerándola como empotrada en la base. Se calcula por medio de la ecuación A-2-4.
K_y = rigidez lateral de la cimentación de la edificación, la cual se define como la fuerza estática horizontal aplicada en la cimentación, que produce una deflexión horizontal unitaria. Tanto la fuerza estática como la deflexión horizontal se toman en la dirección en estudio.
K_θ = rigidez rotacional, o de balanceo, de la cimentación de la edificación, definida como el momento estático necesario para producir una rotación unitaria, en promedio, de la cimentación con respecto a un eje horizontal perpendicular a la dirección en estudio.
L_o = longitud total de la cimentación en la dirección en estudio.
M_o = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales de diseño sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.
M_{lo} = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales correspondientes al primer modo sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.
$\bar{M}$ = masa participante de la edificación, el cual puede tomarse igual a 0.7M, excepto en aquellos casos en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrado en un solo piso, caso en el cual debe tomarse igual a M.
$\bar{M}_{lj}$ = masa participante de la edificación, para el modo fundamental de la edificación en la dirección j, calculado utilizando la ecuación A.5.4-2.
r = longitud característica de la cimentación. Se determina por medio de las ecuaciones A-2-7 o A-2-8.
r_a = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-7.
r_m = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-8.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, T o T_a, considerada empotrada en su base, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.
S_{al} = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período del modo fundamental de la estructura, T_l, considerada empotrada en su base.
$\bar{S}_a$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, tal como se define en A-2.2.1.1.
$\bar{S}_{al}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}_l$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.
T = valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.
T_l = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración.
$\bar{T}$ = valor del período fundamental del edificio tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. Se determina de acuerdo con los requisitos de A-2.2.1.1.
$\bar{T}_l$ = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.
V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
V_s' = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, utilizando un período de vibración igual a $C_u T_a$.
V_{lj} = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, calculado de acuerdo con la ecuación A.5.4-3 y sin ser afectado por efectos de interacción suelo-estructura.
$\bar{V}_s$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.
$\bar{V}_{lj}$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, y afectado por la interacción suelo-estructura.
ΔV_s = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, debido a los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-2.
ΔV_{lj} = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, debida a los efectos de la interacción suelo-estructura.
v_{so} = velocidad promedio de la onda de cortante, de los suelos localizados debajo de la cimentación, para niveles bajos de deformación unitaria, menores de 0.00001 (0.001%).
α = parámetro que describe la densidad relativa de la estructura y el suelo bajo ella. Definida en la ecuación A-2-6.
α_θ = modificador de la rigidez dinámica de la cimentación para tener en cuenta el balanceo.
$\bar{\beta}$ = coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema estructural, considerando la interacción suelo-estructura, calculado de acuerdo con lo prescrito en A-2.2-1.
β_o = coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación. Se determina por medio de la figura A-2.2-1.
δ_x = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada siguiendo el método de la fuerza horizontal equivalente y utilizando las fuerzas sísmicas de diseño sin ser modificadas por los efectos de la interacción suelo-estructura.
δ_{lx} = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada para el primer modo de vibración sin incluir los efectos de la interacción suelo-estructura.
$\bar{\delta}_x$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-11.
$\bar{\delta}_{lx}$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, para el primer modo de vibración, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura.
γ = masa unitaria promedio del suelo.

A-2.1 — GENERAL

A-2.1.1 — Los requisitos presentados en este Apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que éstas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el Capítulo A.7 cuando el modelo matemático utilizado para determinar la respuesta de la estructura no incorpora directamente la flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base). En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, pero aumenta las deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas, en sitios particulares de la estructura, además de los

desplazamientos y fuerzas secundarias asociadas con los efectos P-Delta. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3. Estos requisitos no deben ser usados si se empleó un modelo de base flexible donde la cimentación se modela directamente en el análisis de la estructura, y no un modelo de base empotrada.

A-2.2 — MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Los requisitos que se presentan a continuación, complementan en lo concerniente a interacción suelo-estructura los dados en el Capítulo A.7.

A-2.2.1 — **CORTANTE EN LA BASE** — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, V_s, determinado por medio de la ecuación A.4-5, puede modificarse a:

$$\bar{V}_s = V_s - \Delta V_s \qquad \text{(A-2-1)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base, para diseño, debe calcularse por medio de:

$$\Delta V_s = \left[S_a - \bar{S}_a \left(\frac{0.05}{\bar{\beta}} \right)^{0.4} \right] g \bar{M} \qquad \text{(A-2-2)}$$

El valor del cortante sísmico en la base modificado, $\bar{V}_s$, no puede ser menor que $0.7V_s'$.

A-2.2.1.1 — ***Período efectivo de la edificación*** — El período efectivo, $\bar{T}$, debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \qquad \text{(A-2-3)}$$

y

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{M}}{T^2} \right) \qquad \text{(A-2-4)}$$

Las rigideces de la cimentación, K_y y K_θ, deben determinarse por medio de principios establecidos de mecánica de suelos, utilizando propiedades del suelo que sean representativas de su comportamiento a niveles de deformación unitaria, conmensurables con los que producen los movimientos sísmicos de diseño. En aquellos casos en los cuales el estudio geotécnico no lo indique, el módulo promedio de cortante, G, para los suelos localizados debajo de la cimentación, en condiciones de deformaciones unitarias apreciables, y la velocidad de la onda de cortante, v_s, asociada con estas deformaciones unitarias, pueden determinarse utilizando la tabla A.-2.1-1.

Tabla A-2.1-1
Valores de G/G_o y v_s/v_{so}

	Valor de A_a			
	≤ 0.10	≤ 0.15	≤ 0.20	≥ 0.30
Valor de G/G_o	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de v_s/v_{so}	0.90	0.80	0.70	0.65

Alternativamente, para edificaciones cuya cimentación sea una losa de fundación superficial o aproximadamente superficial, que se construye de una manera tal que se pueda considerar que el contacto entre los muros de contención y el suelo no restringe el libre movimiento de la estructura, el período de vibración efectivo, tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, se puede determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{25 \alpha r_a \bar{h}}{v_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3} \right)} \qquad \text{(A-2-5)}$$

en donde:

$$\alpha = \frac{\bar{M}}{\gamma A_o \bar{h}} \qquad \text{(A-2-6)}$$

$$r_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \qquad \text{(A-2-7)}$$

y

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4 I_o}{\pi}} \qquad \text{(A-2-8)}$$

A-2.2.1.2 — ***Amortiguamiento efectivo*** — El coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema estructura-cimentación, debe calcularse por medio de:

$$\bar{\beta} = \beta_o + \frac{0.05}{\left(\frac{\bar{T}}{T} \right)^3} \qquad \text{(A-2-9)}$$

Los valores de β_o se obtienen de la figura A-2.2-1. El parámetro r en la figura A-2.2-1 es una longitud característica de la cimentación, la cual se puede determinar así:

Para $\frac{\bar{h}}{L_o} \leq 0.5$, r es igual a r_a, de la ecuación A-2-7 y para $\frac{\bar{h}}{L_o} \geq 1.0$, r es igual a r_m, de la ecuación A-2-8.

Para valores intermedios se puede interpolar. L_o es la longitud de la cimentación en la dirección en estudio, y en la aplicación de las ecuaciones A-2-7 y A-2-8, A_o e I_o se determinan para el área de la cimentación que efectivamente está en contacto con el suelo, pues le transmite el peso de la edificación.

Para edificios cimentados sobre pilotes que trabajan en punta, y para todos los otros casos en los cuales el suelo de fundación consiste en un estrato de suelos blandos relativamente uniforme, colocado sobre un depósito de suelos más duros, o roca, presentándose un cambio abrupto de rigidez, el coeficiente de amortiguamiento efectivo, β_o, que se utiliza en la ecuación A-2-9 puede ser substituido por el valor dado en la siguiente ecuación:

$$\beta_o' = \beta_o \left(\frac{4 D_s}{v_s \bar{T}} \right)^2 \qquad \text{(A-2-10)}$$

la cual es aplicable sólo en aquellos casos en los cuales la expresión entre paréntesis es menor que la unidad. En esta ecuación D_s es la profundidad total del estrato blando.

El valor de $\bar{\beta}$, calculado de acuerdo con la ecuación A-2-9, con o sin el ajuste representado en la ecuación A-2-10, en ningún caso puede ser menor de 0.05, ni mayor que 0.20.

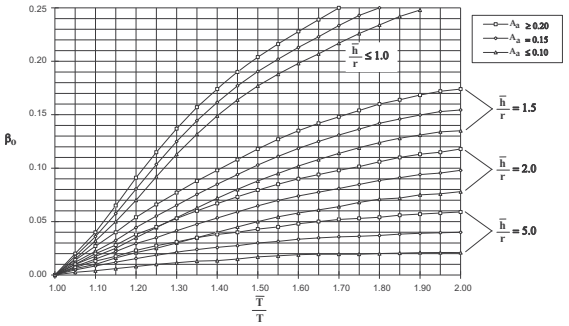


Figura A-2.2-1 — Coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación, β_0

A-2.2.2 — DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — La distribución en la altura del cortante en la base corregido por efectos de interacción suelo-estructura se debe tomar igual a la de la estructura sin interacción.

A-2.2.3 — OTROS EFECTOS — Los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos torsionales deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, pero utilizando las fuerzas horizontales reducidas por efectos de interacción. Las deflexiones modificadas deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_x = \frac{\bar{V}_s}{V_s}\left(\delta_x + \frac{M_0\, h_x}{K_\theta}\right) \qquad \text{(A-2-11)}$$

A-2.3 — MÉTODO DEL ANÁLISIS MODAL

Los siguientes requisitos complementan, en lo concerniente a interacción suelo-estructura, lo presentado en el Capítulo A.5.

A-2.3.1 — CORTANTES MODALES EN LA BASE — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, correspondiente al modo fundamental, V_{1j}, en la dirección j, determinado por medio de la ecuación A.5.4-3, puede modificarse a:

$$\bar{V}_{1j} = V_{1j} - \Delta V_{1j} \qquad \text{(A-2-12)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base correspondiente al modo fundamental, debe calcularse utilizando la ecuación A-2-13:

$$\Delta V_{1j} = \left[S_{a1} - \bar{S}_{a1}\left(\frac{0.05}{\bar{\beta}}\right)^{0.4}\right] g\, \bar{M}_{1j} \qquad \text{(A-2-13)}$$

El período $\bar{T}_1$ se calcula utilizando la ecuación A-2-3 o A-2-5, según corresponda, utilizando T_1 en vez de T, determinando $\bar{k}$ por medio de la ecuación A-2-4, utilizando $\bar{M}_{1j}$ en vez de $\bar{M}$, y calculando $\bar{h}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^1 h_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^1} \qquad \text{(A-2-14)}$$

Los valores mencionados de $\bar{T}_1$, T_1, $\bar{M}_{1j}$, y $\bar{h}$ se utilizan para calcular α en la ecuación A-2-6 y el coeficiente β_0 de la figura A-2.2-1. No debe realizarse ninguna reducción en las contribuciones de los modos de vibración diferentes al fundamental por efectos de interacción suelo-estructura. El cortante en la base de diseño, en ningún caso puede ser menor que $0.7V_s'$.

A-2.3.2 — OTROS EFECTOS MODALES — Los cortantes de piso, y los momentos de vuelco deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, tal como lo prescribe el Capítulo A.5, pero utilizando el valor de $\bar{V}_{1j}$ en vez de V_{1j}. Las deflexiones modificadas del primer modo deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_{1x} = \frac{\bar{V}_1}{V_1}\left(\delta_{1x} + \frac{M_{10}\, h_x}{K_\theta}\right) \qquad \text{(A-2-15)}$$

A-2.3.3 — VALORES DE DISEÑO — Se determinan utilizando los procedimientos indicados en el Capítulo A.5, pero utilizando los valores modificados del los efectos del primer modo en cada una de las direcciones principales, en planta, de la edificación.

APÉNDICE A-3
PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO DE PLASTIFICACIÓN PROGRESIVA "PUSH-OVER"

PREFACIO — Este apéndice trata del análisis no lineal estático, un procedimiento de análisis sísmico también conocido algunas veces como análisis "push-over", o método de capacidad, o método de la curva de capacidad.

Este apéndice no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente con el fin de adoptarlo en ediciones futuras del Reglamento si se considera conveniente.

Aunque el análisis estático no lineal se ha incluido solo recientemente en las disposiciones de diseño y construcción de edificaciones, el procedimiento en sí mismo no es nuevo y ha sido utilizado durante muchos años tanto en investigación como en aplicaciones de diseño. Por ejemplo, el análisis no lineal estático ha sido utilizado durante muchos años como metodología estándar en el diseño de estructuras para plataformas marinas para efectos hidrodinámicos, y ha sido adoptado recientemente en varias metodologías estándar para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, incluyendo los *Criterios Recomendados de Diseño Sísmico para Edificios con Estructura de Acero Resistente a Momentos* (FEMA-350, 2000a), *Pre-estándar y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356, 2000b) y *Evaluación Sísmica y Mejoramiento de Edificios* (ATC 40, 1996). El análisis no lineal estático constituye el fundamento para los procedimientos de estimación de pérdidas por sismos contenida en HAZUS (NIBS, 1999), que es el modelo de estimación de pérdidas sísmicas de la oficina de atención de desastres norteamericana (FEMA). Aunque no aparece explícitamente en el Reglamento, la metodología del análisis no lineal estático también constituye la base para los procedimientos de la fuerza lateral equivalente contenidos en las disposiciones para estructuras aisladas en la base y estructuras con disipadores de energía.

Una de las objeciones a la introducción de una metodología de esta naturaleza en el Reglamento se relaciona con la determinación de la deformación límite (llamada algunas veces desplazamiento de desempeño). Se han propuesto diferentes metodologías para determinar el desplazamiento inducido a la estructura por los movimientos del terreno producidos por un sismo y algunas de ellas han sido adoptadas como procedimiento normativo en diferentes países. El tratamiento presentado en este apéndice se basa en correlaciones estadísticas de los desplazamientos cuya predicción se ha realizado utilizando metodologías de análisis lineal y no lineal de la estructura, las cuales son similares a las contenidas en FEMA 356. Un segundo motivo de discusión tiene que ver con la falta de uniformidad de criterio respecto a la bondad del diseño una vez se han estimado las fuerzas y deformaciones producidas por el sismo de diseño. Se debe tener en cuenta que esta limitación aplica igualmente al tratamiento contra el tiempo de la respuesta no lineal, la cual ya ha sido adoptada en el Reglamento.

El análisis no lineal estático corresponde a un método simplificado para evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras a movimientos fuertes del terreno causados por un sismo. Esta es una alternativa atractiva en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo. Se espera que la consideración de esta metodología a través de su inclusión en este apéndice permitirá el desarrollo del consenso necesario para permitir una posterior integración en el Reglamento como tal.

A-3.1 — GENERAL

A-3.1.1 — *Propósito* — En el presente Apéndice se dan recomendaciones para realizar un análisis no lineal estático, también conocido como procedimiento "push-over". Este apéndice no tiene carácter obligatorio dentro del reglamento.

A-3.1.2 — *Alcance* — Los requisitos del presente Apéndice pueden emplearse en el análisis y diseño sismo resistente de edificaciones existentes y nuevas. Se dan los parámetros de análisis y diseño sismo resistente de una forma compatible con lo que se requiere en el Título A del Reglamento.

A-3.1.3 — *Definiciones*

***Base (Base)* —** Véase Capítulo A.13

***Carga Muerta (Dead load)* —**Véase Capítulo A.13

***Carga Viva (Live load)*—** Véase Capítulo A.13

***Componente (Component)* —** Una parte o elemento de un sistema arquitectónico, eléctrico, mecánico o estructural.

***Corte Basal (Base shear)* —** Véase Capítulo A.13

***Curva de Capacidad (Capacity curve)* —** Un gráfico de la fuerza lateral total V_f confrontada contra el desplazamiento lateral del punto de control, tal como se determina en un análisis no lineal estático.

***Desplazamiento de fluencia efectivo (Effective yield displacement)* —** El desplazamiento del punto de control en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

***Desplazamiento Objetivo* —** Un estimado del desplazamiento máximo esperado del punto de control calculado para el sismo de diseño de acuerdo con la sección A-3.2.5

***Diafragma (Diaphragm)* —** Véase Capítulo A.13

***Diseñador Estructural (Structural engineer of record)* —** Véase Capítulo A.13

***Edificación (Building)* —** Véase Capítulo A.13

***Estructura (Structure)* —** Véase Capítulo A.13

***Movimientos sísmicos de diseño (Design earthquake ground motion)* —**Véase Capítulo A.13

***Piso (Story)* —** Véase Capítulo A.13

***Punto de Control (Control point)* —** Un punto utilizado para indexar el desplazamiento lateral de la estructura en un análisis no lineal estático, determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.1

Resistencia efectiva a fluencia (Effective yield strength) — Es la fuerza lateral total aplicada en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

***Sistema de Resistencia Sísmica (Seismic-force-resisting system)* —** Véase Capítulo A.13

A-3.1.4 — Nomenclatura

C_s = coeficiente de respuesta sísmica, resultado de dividir S_a por R.
C_0 = un factor de modificación para relacionar el desplazamiento del punto de control con el desplazamiento de un sistema representativo de un grado simple de libertad, como lo determina la Ecuación A-3.2-3
C_1 = un factor de modificación para tener en cuenta la influencia del comportamiento inelástico sobre la respuesta del sistema como lo determina la ecuación A-3.2-4
g = aceleración de gravedad (9.8 m/s^2)
j = el incremento de la carga lateral
M = masa total de la edificación
m_i = la porción de la masa total de la edificación M, al Nivel i
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).
R_d = el factor de ductilidad del sistema analizado por "push-over" como lo determina la ecuación A-3.2-5
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.
T_i = el periodo fundamental de la estructura en la dirección que está bajo consideración determinado en la primera iteración del análisis de "push-over".
T_c = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante

del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.

T_e = el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección que se está considerando, como se determina en la Sección A-3.2.3

V_j = la fuerza lateral total aplicada al incremento de carga j

V_1 = la fuerza lateral total aplicada al primer incremento de la carga lateral

V_y = resistencia efectiva a la fluencia determinada de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Δ = deriva del piso como se determina la Sección A-3.2.6

γ_i = las deformaciones del miembro i

δ_j = el desplazamiento del punto de control a un incremento de carga j

δ_T = el desplazamiento objetivo del punto de control determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5

δ_1 = el desplazamiento del punto de control al primer incremento de la carga lateral

δ_y = el desplazamiento efectivo de fluencia del punto de control determinado de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3.

ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i, determinada de acuerdo con la Sección A-3.2.4

Ω_0 = coeficiente de sobreresistencia. Véase A.3.3.9.

A-3.2 - PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO

Se deben utilizar los requisitos de esta sección cuando se use el procedimiento no lineal estático para diseñar estructuras.

A-3.2.1 — *Modelación* — Se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se deben incluir los efectos P-Delta en el análisis.

Para estructuras regulares con sistemas de resistencia sísmica ortogonales, se permite usar modelos independientes bi-dimensionales para representar cada sistema. Para estructuras que tienen irregularidades en planta Tipos 4P y 5P, como se define en la Tabla A.3-6 o estructuras sin sistemas ortogonales independientes se debe usar un modelo tridimensional que incorpore un mínimo de tres grados de libertad para cada nivel de la estructura, consistentes en la translación en dos direcciones ortogonales y la rotación torsional respecto al eje vertical. Cuando los diafragmas no son rígidos comparados con los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el modelo debe incluir la representación de la flexibilidad del diafragma.

A menos que el análisis indique que el componente permanece en el rango elástico, se debe usar un modelo fuerza-deformación no lineal para representar la rigidez de los componentes antes de llegar a la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los componentes a diferentes niveles de deformación después de la fluencia. Las propiedades de los componentes de los modelos no lineales deben ser consistentes con los principios de la mecánica o con datos experimentales. Las propiedades que representan el comportamiento de los componentes antes de la fluencia deben ser consistentes con lo indicado en el Capítulo A.5. La resistencia de los elementos no debe exceder los valores esperados teniendo en cuenta la sobre resistencia del material y el endurecimiento por deformación. Las propiedades de los elementos y componentes más allá de fluencia deben tener en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de acuerdo con los principios de la mecánica estructural o los resultados de ensayos experimentales. El modelo para las columnas debe tener en cuenta la influencia de la carga axial cuando se excede el 15% de la resistencia a la compresión. Igualmente se deben considerar los efectos de fisuración de la sección en el caso de las propiedades de rigidez de elementos de concreto y mampostería, así como la contribución de las deformaciones de las zonas de panel para los desplazamientos generalizados de piso en los pórticos de acero resistentes a momentos. Se debe suponer que la estructura tiene una base fija o alternativamente se debe permitir usar consideraciones reales con relación a la rigidez y a las características de capacidad de carga de las fundaciones, consistentemente con los datos del suelo específico del sitio y los principios racionales de la mecánica de suelos.

Se debe seleccionar un punto de control para cada modelo. Para estructuras sin altillos el punto de control debe ser en el centro de la masa del nivel más alto de la estructura. Para estructuras con altillos, el punto de control debe estar en el centro de la masa del nivel en la base del altillo.

A-3.2.2 — *Análisis* — La estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo simultáneamente con los efectos de carga muerta combinadas con no menos del 25 por ciento de las cargas vivas requeridas por el diseño, reducidas como se permita para el área de un piso individual. Las fuerzas laterales se deben aplicar al centro de la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Las cargas laterales se deben incrementar de manera monotónica.

Al incremento j de la carga lateral, el total de la fuerza lateral aplicada al modelo se debe caracterizar por el término V_j. Los aumentos de la fuerza lateral se deben realizar en incrementos que sean lo suficientemente pequeños para permitir detectar cambios significativos en el comportamiento de los componentes individuales (tales como fluencia, pandeo o falla). El primer incremento en la carga lateral debe producir un comportamiento elástico. En cada paso del análisis se debe registrar el total de la fuerza lateral aplicada V_j, el desplazamiento lateral del punto de control δ_j y las fuerzas y deformaciones de cada componente. El análisis se debe continuar hasta que el desplazamiento del punto de control sea por lo menos 150% del desplazamiento objetivo determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5. La estructura se debe diseñar para que el total de la fuerza lateral aplicada no disminuya en ningún paso del análisis para los desplazamientos del punto de control en un valor menor o igual al 125% del desplazamiento objetivo.

A-3.2.3 — *Resistencia efectiva a la fluencia y periodo efectivo* — Se debe ajustar una curva bilineal a la curva de capacidad, de tal manera que el primer segmento de la curva bilineal coincida con la curva de capacidad al 60% de la capacidad efectiva a la fluencia; el segundo segmento debe coincidir con la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo y el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia V_y, corresponde al total de la fuerza lateral aplicada en la intersección de los dos segmentos. El desplazamiento efectivo de fluencia δ_y, corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos segmentos de línea.

El periodo efectivo fundamental T_e, se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_1\sqrt{\frac{V_1/\delta_1}{V_y/\delta_y}} \qquad \text{(A-3.2-1)}$$

Donde: V_1, δ_1, y T_1 se determinan para el primer incremento de la carga lateral.

A-3.2.4 — *Vector característico de forma* — El vector característico de forma debe ser igual a la forma del primer modo de la estructura en la dirección que se está considerando, determinada por medio de un análisis modal de la estructura con las propiedades del primer incremento de la carga lateral, y normalizado para tener una amplitud unitaria en el nivel del punto de control. Se permite sustituir la forma deflectada de la estructura en el incremento en el que el desplazamiento del punto de control sea igual al desplazamiento efectivo de fluencia en lugar de la forma del modo, para determinar el vector de forma.

A-3.2.5 — *Desplazamiento Objetivo* — El desplazamiento objetivo del punto de control δ_T, se debe determinar utilizando la ecuación A-3.2-2 de la siguiente manera:

$$\delta_T = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \qquad \text{(A-3.2-2)}$$

Donde la aceleración espectral S_a, se determina como dice la Sección A.2.6 para el periodo fundamental efectivo T_e, g es la aceleración de gravedad, y los coeficientes C_0 y C_1 se determinan de la siguiente manera:

El coeficiente C_0 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-3 como:

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^2} \qquad \text{(A-3.2-3)}$$

Donde:

m_i = la porción de la masa total M localizada en el Nivel i

ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i

Cuando el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección bajo consideración, T_e, es mayor que T_c como lo define el numeral A.2.6.1.1, el coeficiente C_1 se debe tomar como 1.0. De lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-4 así:

$$C_1 = \frac{1}{R_d}\left(1 + \frac{(R_d - 1)T_c}{T_e}\right) \qquad \text{(A-3.2-4)}$$

Donde: R_d es dado por la ecuación A-3.2-5 de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{S_a M g}{V_y} \qquad \text{(A-3.2-5)}$$

T_c y V_y se definen arriba, S_a es la aceleración espectral del diseño en el periodo efectivo fundamental, T_e es el período efectivo fundamental definido en la sección A-3.2.3 y M se define en la Sección A-3.1.4.

A-3.2.6 — *Deriva de Piso* — La deriva de piso Δ, tomada como el valor obtenido para cada piso al paso en el cual se alcanza el desplazamiento objetivo no debe exceder el límite de la deriva especificada en la Sección A.6.4.1.

A-3.2.7 — *Resistencia de los elementos* — Además de satisfacer los requisitos de este apéndice, la resistencia de los elementos también debe satisfacer los requerimientos del paso 11 del numeral A.1.3.4 utilizando $E = 0$, excepto que el numeral A.3.3.9 deba aplicarse cuando el presente Reglamento específicamente requiere la consideración de sobreresistencia estructural en la fuerza sísmica de diseño.

Cuando este Reglamento requiere la consideración de sobreresistencia estructural de acuerdo con el numeral A.3.3.9, el valor de la fuerza individual del miembro obtenida del análisis al nivel del desplazamiento objetivo debe ser substituida por $\Omega_0 F_x / R$.

A-3.2.8 — *Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño* — Las fuerzas laterales utilizadas para diseñar los elementos se deben aplicar a la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando.

A-3.2.9 — *Evaluación Detallada* — No hay necesidad de cumplir con la Sección A-3.2.9.1 y la Sección A-3.2.9.2 si la resistencia efectiva de fluencia excede el producto del factor de sobreresistencia del sistema dado en las Tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4 modificada para usar el periodo T_e fundamental efectivo, en lugar de T para la determinación de C_s.

A-3.2.9.1 — *Fuerza y deformación requeridas para el elemento* — Para cada análisis estático no lineal los parámetros de respuesta del diseño, incluyendo las fuerzas individuales del elemento y las deformaciones del elemento γ_i, deben ser tomadas como los valores obtenidos del análisis en la iteración en la cual el desplazamiento objetivo se alcanza.

A-3.2.9.2 — *Elementos* — La competencia de los elementos individuales y sus conexiones para resistir las fuerzas y las deformaciones de los elementos γ_i, se debe evaluar con base en datos de ensayos de laboratorio para componentes similares. Los efectos de gravedad y demás cargas sobre la capacidad de deformación de los elementos se deben considerar en estas evaluaciones. La deformación de un elemento para soportar las cargas de

gravedad no debe exceder:

(i) Dos tercios de la deformación que resulta en pérdida de capacidad para soportar cargas de gravedad.

(ii) Dos tercios de la deformación a la cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. La deformación de un elemento no requerida para soportar las cargas gravitacionales no debe exceder los dos tercios del valor al cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. Alternativamente, se permite considerar la deformación del elemento como aceptable si la deformación no excede el valor determinado que establecen los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) para el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida.

Las fuerzas del elemento se deben considerar aceptables si no exceden las capacidades esperadas.

A-3.2.10 — *Revisión del Diseño* — Un comité independiente integrado por al menos dos miembros, compuesto por ingenieros facultados según la Ley 400 de 1997 para diseñar en las disciplinas apropiadas y otros con experiencia en métodos de análisis sísmico y en la teoría y aplicación de análisis sísmico no lineal y comportamiento estructural bajo cargas sísmicas, debe llevar a cabo la revisión del diseño sismo resistente y los análisis estructurales de soporte. La revisión del diseño debe incluir:

(i) Revisión de cualquier criterio sísmico específico para el sitio empleado en el análisis, incluyendo, de ser el caso, el desarrollo del espectro específico del sitio y

(ii) Revisión de la determinación del desplazamiento objetivo y la resistencia efectiva de fluencia de la estructura.

Para aquellas estructuras con resistencia efectiva de fluencia inferior al producto del factor de sobreresistencia del sistema como lo suministra las tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4, modificada para usar el periodo fundamental efectivo T_e en lugar de T para la determinación de C_s, la revisión de diseño además debe incluir pero no se debe limitar a lo siguiente:

(1) Revisión de los criterios de aceptación utilizados para demostrar la idoneidad de los elementos estructurales y de los sistemas para resistir la fuerza calculada y las demandas de deformación, junto con datos de laboratorio y demás datos usados para soportar tales criterios. Revisión de los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) es discrecional por parte del equipo de revisión del diseño.

(2) Revisión del diseño final de todo el sistema estructural y todos los análisis de soporte. El equipo de revisión del diseño debe producir un informe que identifique, dentro del alcance de la revisión, las preocupaciones significativas y cualquier discrepancia de cumplimiento general con las disposiciones del Reglamento.

REFERENCIAS

ATC 40 (SSC, 1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, SSC Report No. 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California, Developed by the Applied Technology Council, Redwood City, California.

FEMA 250 (FEMA 2000a), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

FEMA 356 (FEMA, 2000b), *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buidings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

HAZUS (NIBS, 1999), *HAZUS99 Technical Manual*, National Institute of Building Science, Washington D.C. Developed by the Federal Emergency Management Agency through agreements with the National Institute of Building Sciences.

ASCE/SEI (2003), "Seismic Evaluation of Existing Buildings", ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003

ASCE/SEI (2006), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

APÉNDICE A-4
VALORES DE A_a, A_v, A_e Y A_d Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS

Departamento de Amazonas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Leticia	91001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Encanto	91263	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Chorrera	91405	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Pedrera	91407	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Victoria	91430	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Mirití-Paraná	91460	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Alegría	91530	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Arica	91536	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Nariño	91540	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Santander	91669	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Tarapacá	91798	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de Antioquia

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Medellín	05001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Abejorral	05002	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Abriaquí	05004	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Alejandría	05021	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Amagá	05030	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Amalfi	05031	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Andes	05034	0.25	0.30	Alta	0.17	0.10
Angelópolis	05036	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Angostura	05038	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Anorí	05040	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Anzá	05044	0.20	0.30	Alta	0.14	0.08
Apartadó	05045	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Arboletes	05051	0.10	0.20	Intermedia	0.05	0.03
Argelia	05055	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Armenia	05059	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbosa	05079	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Bello	05088	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Belmira	05086	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Betania	05091	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Betulia	05093	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Briceño	05107	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Buriticá	05113	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cañasgordas	05138	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cáceres	05120	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.03
Caicedo	05125	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Caldas	05129	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Campamento	05134	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Caracolí	05142	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Caramanta	05145	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Carepa	05147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Carmen De Viboral	05148	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Carolina	05150	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caucásia	05154	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02

Chigorodó	05172	0.25	0.30	Alta	0.19	0.10
Cisneros	05190	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Ciudad Bolívar	05101	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Cocorná	05197	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Concepción	05206	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Concordia	05209	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Copacabana	05212	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Dabeiba	05234	0.25	0.30	Alta	0.13	0.08
Don Matías	05237	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Ebéjico	05240	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
El Bagre	05250	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Entrerríos	05264	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Envigado	05266	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Fredonia	05282	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Frontino	05284	0.30	0.30	Alta	0.15	0.09
Giraldo	05306	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Girardota	05308	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Gómez Plata	05310	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Granada	05313	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guadalupe	05315	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Guarne	05318	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Guatapé	05321	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Heliconia	05347	0.15	0.25	Alta	0.16	0.08
Hispania	05353	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Itagüí	05360	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Ituango	05361	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Jardín	05364	0.25	0.30	Alta	0.20	0.11
Jericó	05368	0.25	0.25	Alta	0.18	0.10
La Ceja	05376	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
La Estrella	05380	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
La Pintada	05390	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
La Unión	05400	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Liborina	05411	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Maceo	05425	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Marinilla	05440	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Montebello	05467	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Murindó	05475	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Mutatá	05480	0.25	0.30	Alta	0.16	0.09
Nariño	05483	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Nechí	05495	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Necoclí	05490	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Olaya	05501	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Peñol	05541	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Peque	05543	0.20	0.25	Alta	0.11	0.06
Pueblorrico	05576	0.25	0.25	Alta	0.17	0.10
Puerto Berrío	05579	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Nare	05585	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Triunfo	05591	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Remedios	05604	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Retiro	05607	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Rionegro	05615	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Sabanalarga	05628	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sabaneta	05631	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Salgar	05642	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
San Andrés	05647	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Carlos	05649	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	05652	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
San Jerónimo	05656	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
San José de la Montaña	05658	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Juan de Urabá	05659	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.03

San Luis	05660	0.15	0.25	Alta	0.12	0.06
San Pedro	05664	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Pedro de Urabá	05665	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.04
San Rafael	05667	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Roque	05670	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
San Vicente	05674	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Santa Bárbara	05679	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Santa Rosa de Osos	05686	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Santafé de Antioquia	05042	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Santo Domingo	05690	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santuario	05697	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Segovia	05736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sonsón	05756	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Sopetrán	05761	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Támesis	05789	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Tarazá	05790	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Tarso	05792	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Titiribí	05809	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Toledo	05819	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Turbo	05837	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Uramita	05842	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Urrao	05847	0.30	0.30	Alta	0.17	0.10
Valdivia	05854	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Valparaíso	05856	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Vegachí	05858	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Venecia	05861	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Vigía del Fuerte	05873	0.35	0.35	Alta	0.22	0.12
Yalí	05885	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yarumal	05887	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yolombó	05890	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Yondó	05893	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Zaragoza	05895	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03

Departamento de Arauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Arauca	81001	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.04
Arauquita	81065	0.20	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Cravo Norte	81220	0.05	0.05	Baja	0.03	0.02
Fortul	81300	0.30	0.20	Alta	0.32	0.12
Puerto Rondón	81591	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.05
Saravena	81736	0.30	0.25	Alta	0.21	0.08
Tame	81794	0.25	0.20	Alta	0.31	0.10

Archipiélago de San Andrés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San Andrés	88001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Providencia y Santa Catalina	88564	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento de Atlántico

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Barranquilla	08001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Baranoa	08078	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Campo de la Cruz	08137	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03

Candelaria	08141	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Galapa	08296	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Juan de Acosta	08372	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Luruaco	08421	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Malambo	08433	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manatí	08436	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Palmar de Varela	08520	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Piojo	08549	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Polonuevo	08558	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Ponedera	08560	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Puerto Colombia	08573	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Repelón	08606	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanagrande	08634	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Sabanalarga	08638	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Lucía	08675	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Santo Tomás	08685	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Soledad	08758	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Suán	08770	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Tubará	08832	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Usiacurí	08849	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03

Departamento de Bolívar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cartagena	13001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Achí	13006	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Altos del Rosario	13030	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Arenal	13042	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Arjona	13052	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Arroyohondo	13062	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Barranco de Loba	13074	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Calamar	13140	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Cantagallo	13160	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cicuco	13188	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Clemencia	13222	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Córdoba	13212	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
El Carmen de Bolívar	13244	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
El Guamo	13248	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Peñón	13268	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Hatillo de Loba	13300	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Magangue	13430	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Mahates	13433	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Margarita	13440	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
María la Baja	13442	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Mompós	13468	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Montecristo	13458	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Morales	13473	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Pinillos	13549	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Regidor	13580	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Río Viejo	13600	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Cristóbal	13620	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Estanislao	13647	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
San Fernando	13650	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
San Jacinto	13654	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Jacinto del Cauca	13655	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Juan Nepomuceno	13657	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Martín de Loba	13667	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Pablo	13670	0.15	0.15	Intermedia	0.36	0.04
Santa Catalina	13673	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03

Santa Rosa	13683	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Rosa del Sur	13688	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Simití	13744	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Soplaviento	13760	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Talaigua Nuevo	13780	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Tiquisio	13810	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Turbaco	13836	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Turbaná	13838	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Villanueva	13873	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Zambrano	13894	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03

Departamento de Boyacá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Tunja	15001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Almeida	15022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aquitania	15047	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Arcabuco	15051	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Belén	15087	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Berbeo	15090	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Beteitiva	15092	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boavita	15097	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boyacá	15104	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Briceño	15106	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
Buenavista	15109	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Busbanzá	15114	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Caldas	15131	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Campohermoso	15135	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cerinza	15162	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07
Chinavita	15172	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Chiquinquirá	15176	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chiquiza	15232	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Chiscas	15180	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chita	15183	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chitaraque	15185	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chivatá	15187	0.15	0.25	Alta	0.14	0.07
Chivor	15236	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Ciénega	15189	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Cómbita	15204	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Coper	15212	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Corrales	15215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Covarachia	15218	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Cubará	15223	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Cucaita	15224	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Cuítiva	15226	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Duitama	15238	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
El Cocuy	15244	0.25	0.30	Alta	0.22	0.08
El Espino	15248	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Firavitoba	15272	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Floresta	15276	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Gachantiva	15293	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gámeza	15296	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Garagoa	15299	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Guacamayas	15317	0.25	0.25	Alta	0.18	0.08
Guateque	15322	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Guayatá	15325	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guicán	15332	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Iza	15362	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Jenesano	15367	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07

Jericó	15368	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Capilla	15380	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
La Uvita	15403	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Victoria	15401	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Labranzagrande	15377	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Macanal	15425	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Maripí	15442	0.20	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Miraflores	15455	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Mongua	15464	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Monguí	15466	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Moniquirá	15469	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Motavita	15476	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Muzo	15480	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Nobsa	15491	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Nuevo Colón	15494	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Oicatá	15500	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Otanche	15507	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Pachavita	15511	0.25	0.25	Alta	0.16	0.07
Páez	15514	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Paipa	15516	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Pajarito	15518	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Panqueba	15522	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Pauna	15531	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Paya	15533	0.35	0.25	Alta	0.16	0.08
Paz De Río	15537	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pesca	15542	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Pisba	15550	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerto Boyacá	15572	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Quípama	15580	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Ramiriquí	15599	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Ráquira	15600	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Rondón	15621	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Saboyá	15632	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Sáchica	15638	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Samacá	15646	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
San Eduardo	15660	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San José de Pare	15664	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Luis de Gaceno	15667	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
San Mateo	15673	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Miguel de Sema	15676	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Pablo Borbur	15681	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
San Rosa Viterbo	15693	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa María	15690	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa Sofía	15696	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santana	15686	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sativanorte	15720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sativasur	15723	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Siachoque	15740	0.15	0.25	Alta	0.16	0.08
Soatá	15753	0.25	0.25	Alta	0.16	0.07
Socha	15757	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Socotá	15755	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Sogamoso	15759	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Somondoco	15761	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sora	15762	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Soracá	15764	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Sotaquirá	15763	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susacón	15774	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sutamarchán	15776	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatenza	15778	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tasco	15790	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08

Tenza	15798	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tibaná	15804	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Tibasosa	15806	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tinjacá	15808	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tipacoque	15810	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Toca	15814	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Toguí	15816	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Tópaga	15820	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tota	15822	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tunungua	15832	0.15	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Turmequé	15835	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tuta	15837	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Tutazá	15839	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Úmbita	15842	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Ventaquemada	15861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villa de Leyva	15407	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Viracachá	15879	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Zetaquirá	15897	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08

Departamento de Caldas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Manizales	17001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Aguadas	17013	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Anserma	17042	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Aranzazu	17050	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Belalcázar	17088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Chinchiná	17174	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Filadelfia	17272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
La Dorada	17380	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
La Merced	17388	0.25	0.25	Alta	0.21	0.10
Manzanares	17433	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Marmato	17442	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Marquetalia	17444	0.20	0.20	Intermedia	0.17	0.08
Marulanda	17446	0.20	0.25	Alta	0.18	0.09
Neira	17486	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Norcasia	17495	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Pácora	17513	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Palestina	17524	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Pensilvania	17541	0.20	0.20	Intermedia	0.18	0.09
Riosucio	17614	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Risaralda	17616	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Salamina	17653	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Samaná	17662	0.20	0.20	Intermedia	0.19	0.09
San José	17665	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Supía	17777	0.15	0.30	Alta	0.20	0.10
Victoria	17867	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Villamaría	17873	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Viterbo	17877	0.25	0.30	Alta	0.23	0.10

Departamento de Caquetá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Florencia	18001	0.20	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Albania	18029	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Belén de los Andaquíes	18094	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Cartagena del Chairá	18150	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Currillo	18205	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03

El Doncello	18247	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
El Paujil	18256	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Montañita	18410	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Milán	18460	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Morelia	18479	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Puerto Rico	18592	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.03
San José de la Fragua	18610	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
San Vicente del Caguán	18753	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solano	18756	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solita	18785	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Valparaíso	18860	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.03

Departamento de Casanare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Yopal	85001	0.30	0.20	Alta	0.15	0.06
Aguazul	85010	0.30	0.20	Alta	0.14	0.06
Chámeza	85015	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Hato Corozal	85125	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Salina	85136	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Maní	85139	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Monterrey	85162	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Nunchía	85225	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.04
Orocué	85230	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Paz de Ariporo	85250	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Pore	85263	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Recetor	85279	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Sabanalarga	85300	0.35	0.30	Alta	0.13	0.05
Sácama	85315	0.35	0.20	Alta	0.16	0.08
San Luis de Palenque	85325	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Támara	85400	0.35	0.15	Alta	0.16	0.08
Tauramena	85410	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Trinidad	85430	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Villanueva	85440	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03

Departamento del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Popayán	19001	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Almaguer	19022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Argelia	19050	0.35	0.25	Alta	0.09	0.06
Balboa	19075	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Bolívar	19100	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Buenos Aires	19110	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Cajibío	19130	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Caldono	19137	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Caloto	19142	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Corinto	19212	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
El Tambo	19256	0.30	0.25	Alta	0.14	0.08
Florencia	19290	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Guapi	19318	0.40	0.35	Alta	0.14	0.08
Inzá	19355	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Jambaló	19364	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
La Sierra	19392	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
La Vega	19397	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
López	19418	0.40	0.30	Alta	0.14	0.07
Mercaderes	19450	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Miranda	19455	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06

Morales	19473	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Padilla	19513	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Páez	19517	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Patía	19532	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Piamonte	19533	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Piendamó	19548	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Puerto Tejada	19573	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Puracé	19585	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Rosas	19622	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
San Sebastián	19693	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Santa Rosa	19701	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Santander de Quilichao	19698	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Silvia	19743	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Sotará	19760	0.25	0.20	Alta	0.13	0.07
Suárez	19780	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Sucre	19785	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Timbío	19807	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Timbiquí	19809	0.40	0.30	Alta	0.14	0.08
Toribio	19821	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Totoró	19824	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Villa Rica	19845	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08

Departamento del Cesar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Valledupar	20001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Aguachica	20011	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Agustín Codazzi	20013	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Astrea	20032	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Becerril	20045	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Bosconia	20060	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chimichagua	20175	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chiriguaná	20178	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Curumaní	20228	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Copey	20238	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Paso	20250	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Gamarra	20295	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
González	20310	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Gloria	20383	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua de Ibirico	20400	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
La Paz	20621	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manaure	20443	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Pailitas	20517	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Pelaya	20550	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Bello	20570	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Río de Oro	20614	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Alberto	20710	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Diego	20750	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
San Martín	20770	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Tamalameque	20787	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04

Departamento del Chocó

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Quibdó	27001	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Acandí	27006	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04
Alto Baudó	27025	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Atrato	27050	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10

Bagadó	27073	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Bahía Solano	27075	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Bajo Baudó	27077	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Belén de Bajirá	27086	0.25	0.30	Alta	0.24	0.10
Bojayá	27099	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Cantón de San Pablo	27135	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Carmen del Darién	27150	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Certeguí	27160	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Condoto	27205	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
El Carmen de Atrato	27245	0.30	0.30	Alta	0.24	0.10
El Litoral del San Juan	27250	0.40	0.40	Alta	0.20	0.10
Itsmina	27361	0.40	0.40	Alta	0.23	0.10
Juradó	27372	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Lloró	27413	0.40	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Atrato	27425	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Baudó	27430	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Medio San Juan	27450	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Nóvita	27491	0.40	0.35	Alta	0.24	0.10
Nuquí	27495	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Río Iro	27580	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Río Quito	27600	0.35	0.40	Alta	0.24	0.10
Riosucio	27615	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
San José del Palmar	27660	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Sipí	27745	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Tadó	27787	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Unguía	27800	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Unión Panamericana	27810	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Ciénaga de Oro	23189	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cotorra	23300	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Apartada	23350	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Lorica	23417	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Los Córdobas	23419	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Moñitos	23500	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Momil	23464	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Montelíbano	23466	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Planeta Rica	23555	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Nuevo	23570	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Escondido	23574	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.04
Puerto Libertador	23580	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Purísima	23586	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Sahagún	23660	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Andrés de Sotavento	23670	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Antero	23672	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Bernardo del Viento	23675	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Carlos	23678	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Pelayo	23686	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Tierralta	23807	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Valencia	23855	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04

Departamento de Cundinamarca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Agua de Dios	25001	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Albán	25019	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Anapoima	25035	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Anolaima	25040	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Apulo	25599	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Arbeláez	25053	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Beltrán	25086	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Bituima	25095	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Bojacá	25099	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Cabrera	25120	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cachipay	25123	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cajicá	25126	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caparrapí	25148	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cáqueza	25151	0.25	0.25	Alta	0.15	0.06
Carmen de Carupa	25154	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Chaguaní	25168	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Chía	25175	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Chipaque	25178	0.20	0.25	Alta	0.11	0.05
Choachí	25181	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Chocontá	25183	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Cogua	25200	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cota	25214	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cucunubá	25224	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
El Colegio	25245	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
El Peñón	25258	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
El Rosal	25260	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Facatativá	25269	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Fómeque	25279	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Fosca	25281	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Funza	25286	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Fúquene	25288	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Fusagasugá	25290	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachalá	25293	0.30	0.25	Alta	0.26	0.06
Gachancipá	25295	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachetá	25297	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Gama	25299	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Girardot	25307	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Granada	25312	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guachetá	25317	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Guaduas	25320	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Guasca	25322	0.15	0.25	Alta	0.11	0.05
Guataquí	25324	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guatavita	25326	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Guayabal de Síquima	25328	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guayabetal	25335	0.30	0.25	Alta	0.16	0.06
Gutiérrez	25339	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Jerusalén	25368	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Junín	25372	0.20	0.25	Alta	0.16	0.06
La Calera	25377	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
La Mesa	25386	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
La Palma	25394	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Peña	25398	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Vega	25402	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Lenguazaque	25407	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05

Machetá	25426	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Madrid	25430	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Manta	25436	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Medina	25438	0.35	0.25	Alta	0.16	0.06
Mosquera	25473	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Nariño	25483	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Nemocón	25486	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Nilo	25488	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Nimaima	25489	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Nocaima	25491	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Pacho	25513	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Paime	25518	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Pandi	25524	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Paratebueno	25530	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Pasca	25535	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Puerto Salgar	25572	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Pulí	25580	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Quebradanegra	25592	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Quetame	25594	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Quipile	25596	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Ricaurte	25612	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Antonio de Tequendama	25645	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Bernardo	25649	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
San Cayetano	25653	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	25658	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Juan de Rioseco	25662	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sasaima	25718	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sesquilé	25736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sibaté	25740	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Silvania	25743	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Simijaca	25745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Soacha	25754	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sopó	25758	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Subachoque	25769	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Suesca	25772	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Supatá	25777	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susa	25779	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatausa	25781	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Tábio	25785	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tausa	25793	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tena	25797	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tenjo	25799	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibacuy	25805	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibirita	25807	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Tocaima	25815	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tocancipá	25817	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Topaipí	25823	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06
Ubalá	25839	0.35	0.25	Alta	0.16	0.06
Ubaque	25841	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Ubaté	25843	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Une	25845	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Útica	25851	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.06
Venecia	25506	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Vergara	25862	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Vianí	25867	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Villagómez	25871	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Villapinzón	25873	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villeta	25875	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.06
Viotá	25878	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Yacopí	25885	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06

Zipacón	25898	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Zipaquirá	25899	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05

Distrito Capital

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06

Departamento del Guainía

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Inírida	94001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Barranco Mina	94343	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cacahual	94886	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Guadalupe	94885	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Mapiripaná	94663	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Morichal	94888	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pana Pana	94887	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Colombia	94884	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Felipe	94883	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de la Guajira

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Riohacha	44001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Albania	44035	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Barrancas	44078	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Dibulla	44090	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Distracción	44098	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Molino	44110	0.10	0.10	Baja	0.06	0.04
Fonseca	44279	0.15	0.10	Intermedia	0.07	0.04
Hatonuevo	44378	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua del Pilar	44420	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Maicao	44430	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Manaure	44560	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Juan del Cesar	44650	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Uribia	44847	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Urumita	44855	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Villanueva	44874	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento del Guaviare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San José Del Guaviare	95001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Calamar	95015	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Retorno	95025	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Miraflores	95200	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento del Huila

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Neiva	41001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.08
Acevedo	41006	0.30	0.15	Alta	0.17	0.06
Agrado	41013	0.30	0.15	Alta	0.26	0.08

Aipe	41016	0.25	0.25	Alta	0.14	0.05
Algeciras	41020	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Altamira	41026	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Baraya	41078	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Campoalegre	41132	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Colombia	41206	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Elías	41244	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Garzón	41298	0.30	0.15	Alta	0.20	0.07
Gigante	41306	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Guadalupe	41319	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Hobo	41349	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Iquira	41357	0.25	0.20	Alta	0.16	0.06
Isnos	41359	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
La Argentina	41378	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
La Plata	41396	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
Nátaga	41483	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Oporapa	41503	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Paicol	41518	0.25	0.20	Alta	0.20	0.08
Palermo	41524	0.25	0.25	Alta	0.18	0.07
Palestina	41530	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Pital	41548	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Pitalito	41551	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Rivera	41615	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Saladoblanco	41660	0.25	0.20	Alta	0.20	0.07
San Agustín	41668	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08
Santa María	41676	0.25	0.20	Alta	0.14	0.05
Suazá	41770	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Tarqui	41791	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Tello	41799	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Teruel	41801	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Tesalia	41797	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Timaná	41807	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Villavieja	41872	0.25	0.25	Alta	0.19	0.07
Yaguará	41885	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08

Departamento del Magdalena

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Santa Marta	47001	0.15	0.10	Intermedia	0.10	0.04
Algarrobo	47030	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Aracataca	47053	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ariguaní	47058	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Cerro San Antonio	47161	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Chivolo	47170	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ciénaga	47189	0.10	0.10	Baja	0.06	0.02
Concordia	47205	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Banco	47245	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Piñon	47258	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Reten	47268	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Fundación	47288	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Guamal	47318	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Nueva Granada	47460	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pedraza	47541	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pijino del Carmen	47545	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pivijay	47551	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Plato	47555	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pueblo viejo	47570	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Remolino	47605	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanas de San Ángel	47660	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02

Salamina	47675	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Sebastián de Buenavista	47692	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Zenón	47703	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Ana	47707	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Bárbara de Pinto	47720	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sitionuevo	47745	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Tenerife	47798	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zapayán	47960	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zona Bananera	47980	0.10	0.10	Baja	0.08	0.02

Departamento del Meta

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Villavicencio	50001	0.25	0.30	Alta	0.20	0.07
Acacias	50006	0.30	0.30	Alta	0.17	0.06
Barranca de Upía	50110	0.25	0.25	Alta	0.08	0.04
Cabuyaro	50124	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Castilla la Nueva	50150	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Cumaral	50226	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04
El Calvario	50245	0.30	0.25	Alta	0.26	0.08
El Castillo	50251	0.25	0.25	Alta	0.11	0.04
El Dorado	50270	0.25	0.25	Alta	0.11	0.05
Fuente de Oro	50287	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.02
Granada	50313	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Guamal	50318	0.35	0.25	Alta	0.28	0.08
La Macarena	50350	0.05	0.10	Baja	0.03	0.02
La Uribe	50370	0.25	0.25	Alta	0.10	0.04
Lejanías	50400	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Mapiripán	50325	0.05	0.05	Baja	0.02	0.02
Mesetas	50330	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Puerto Concordia	50450	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Gaitán	50568	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Puerto Lleras	50577	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto López	50573	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Rico	50590	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Restrepo	50606	0.30	0.30	Alta	0.13	0.05
San Carlos Guaroa	50680	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03
San Juan de Arama	50683	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
San Juanito	50686	0.30	0.25	Alta	0.20	0.08
San Luis de Cubarral	50223	0.35	0.25	Alta	0.20	0.08
San Martín	50689	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Vista Hermosa	50711	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02

Departamento de Nariño

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pasto	52001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Albán	52019	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aldana	52022	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Ancuyá	52036	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Arboleda	52051	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbacoas	52079	0.35	0.35	Alta	0.16	0.08
Belén	52083	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Buesaco	52110	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Chachagui	52240	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Colón	52203	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Consacá	52207	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Contadero	52210	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07

Córdoba	52215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Cuaspud	52224	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Cumbal	52227	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cumbitará	52233	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
El Charco	52250	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
El Peñol	52254	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Rosario	52256	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
El Tablón	52258	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Tambo	52260	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Francisco Pizarro	52520	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Funes	52287	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guachucal	52317	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guaitarilla	52320	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Gualmatán	52323	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Iles	52352	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Imúes	52354	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Ipiales	52356	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
La Cruz	52378	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Florida	52381	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
La Llanada	52385	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
La Tola	52390	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
La Unión	52399	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Leiva	52405	0.30	0.25	Alta	0.15	0.08
Linares	52411	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Los Andes	52418	0.30	0.30	Alta	0.12	0.07
Magüi	52427	0.40	0.35	Alta	0.16	0.08
Mallama	52435	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Mosquera	52473	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Olaya Herrera	52490	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Ospina	52506	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Policarpa	52540	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
Potosí	52560	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Providencia	52565	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerres	52573	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pupiales	52585	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Ricaurte	52612	0.35	0.30	Alta	0.16	0.08
Roberto Payán	52621	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Samaniego	52678	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
San Bernardo	52685	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Lorenzo	52687	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
San Pablo	52693	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Pedro de Cartago	52694	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Sandoná	52683	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Santa Bárbara	52696	0.45	0.35	Alta	0.16	0.08
Santacruz	52699	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Sapuyés	52720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Taminango	52786	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Tangua	52788	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Tumaco	52835	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Túquerres	52838	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Yacuanquer	52885	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07

Departamento del Norte de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cúcuta	54001	0.35	0.25	Alta	0.25	0.10
Abrego	54003	0.30	0.20	Alta	0.07	0.04
Arboledas	54051	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Bochalema	54099	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06

Bucarasica	54109	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Cáchira	54128	0.25	0.25	Alta	0.07	0.04
Cácota	54125	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Chinácota	54172	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
Chitagá	54174	0.30	0.30	Alta	0.11	0.05
Convención	54206	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Cucutilla	54223	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Durania	54239	0.35	0.25	Alta	0.14	0.06
El Carmen	54245	0.15	0.10	Intermedia	0.04	0.02
El Tarra	54250	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
El Zulia	54261	0.35	0.25	Alta	0.22	0.09
Gramalote	54313	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Hacarí	54344	0.25	0.20	Alta	0.06	0.03
Herrán	54347	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
La Esperanza	54385	0.20	0.20	Intermedia	0.05	0.03
La Playa	54398	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Labateca	54377	0.35	0.30	Alta	0.14	0.06
Los Patios	54405	0.35	0.30	Alta	0.22	0.09
Lourdes	54418	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Mutiscua	54480	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Ocaña	54498	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.03
Pamplona	54518	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Pamplonita	54520	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06
Puerto Santander	54553	0.35	0.25	Alta	0.09	0.04
Ragonvalia	54599	0.35	0.30	Alta	0.20	0.09
Salazar	54660	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
San Calixto	54670	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Cayetano	54673	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
Santiago	54680	0.30	0.25	Alta	0.14	0.06
Sardinata	54720	0.30	0.25	Alta	0.15	0.06
Silos	54743	0.25	0.25	Alta	0.07	0.03
Teorama	54800	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Tibú	54810	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.04
Toledo	54820	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Villa Caro	54871	0.30	0.25	Alta	0.07	0.04
Villa del Rosario	54874	0.35	0.30	Alta	0.25	0.10

Departamento del Putumayo

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mocoa	86001	0.30	0.25	Alta	0.20	0.10
Colón	86219	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Orito	86320	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05
Puerto Asís	86568	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Caicedo	86569	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Guzmán	86571	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Leguízamo	86573	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Francisco	86755	0.30	0.25	Alta	0.16	0.10
San Miguel	86757	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Santiago	86760	0.30	0.25	Alta	0.17	0.10
Sibundoy	86749	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Valle del Guamuez	86865	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Villagarzón	86885	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05

Departamento del Quindio

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Armenia	63001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10

Buenavista	63111	0.25	0.20	Alta	0.19	0.09
Calarcá	63130	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Circasia	63190	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Córdoba	63212	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Filandia	63272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Génova	63302	0.25	0.20	Alta	0.20	0.09
La Tebaida	63401	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Montenegro	63470	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Pijáo	63548	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Quimbaya	63594	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Salento	63690	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09

Departamento de Risaralda

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pereira	66001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Apía	66045	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Balboa	66075	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Belén de Umbría	66088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Dos Quebradas	66170	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Guática	66318	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
La Celia	66383	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
La Virginia	66400	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Marsella	66440	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Mistrató	66456	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Pueblo Rico	66572	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Quinchía	66594	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Santa Rosa de Cabal	66682	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Santuario	66687	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10

Departamento de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Aguada	68013	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.09
Albania	68020	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Aratoca	68051	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Barbosa	68077	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Barichara	68079	0.20	0.25	Alta	0.13	0.08
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Betulia	68092	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.09
Bolívar	68101	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Cabrera	68121	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
California	68132	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Capitanejo	68147	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Carcasi	68152	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cepitá	68160	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Cerrito	68162	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Charalá	68167	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Charta	68169	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
Chima	68176	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Chipatá	68179	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Cimitarra	68190	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Concepción	68207	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Confines	68209	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Contratación	68211	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Coromoro	68217	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Curití	68229	0.20	0.25	Alta	0.10	0.06

El Carmen de Chucurí	68235	0.15	0.15	Intermedia	0.17	0.08
El Florián	68271	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
El Guacamayo	68245	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.10
El Peñón	68250	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
El Playón	68255	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Encino	68264	0.20	0.25	Alta	0.09	0.05
Enciso	68266	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
Floridablanca	68276	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Galán	68296	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Gámbita	68298	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.05
Goepsa	68327	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Girón	68307	0.20	0.25	Alta	0.18	0.10
Guaca	68318	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Guadalupe	68320	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.09
Guapotá	68322	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.08
Guavatá	68324	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Hato	68344	0.15	0.20	Intermedia	0.21	0.10
Jesús Maria	68368	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Jordán	68370	0.20	0.25	Alta	0.10	0.07
La Belleza	68377	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
La Paz	68397	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.09
Landázuri	68385	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Lebrija	68406	0.25	0.20	Alta	0.13	0.09
Los Santos	68418	0.20	0.25	Alta	0.11	0.08
Macaravita	68425	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Málaga	68432	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Matanza	68444	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Mogotes	68464	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Molagavita	68468	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Ocamonte	68498	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Oiba	68500	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Onzága	68502	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Palmar	68522	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.09
Palmas del Socorro	68524	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.08
Páramo	68533	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Piedecuesta	68547	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Pinchote	68549	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Puente Nacional	68572	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Parra	68573	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Puerto Wilches	68575	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Rionegro	68615	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Sabana de Torres	68655	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Andrés	68669	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
San Benito	68673	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
San Gil	68679	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
San Joaquín	68682	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
San José de Miranda	68684	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
San Miguel	68686	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
San Vicente de Chucurí	68689	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Santa Bárbara	68705	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Santa Helena del Opón	68720	0.15	0.15	Intermedia	0.18	0.10
Simacota	68745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Socorro	68755	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Suaita	68770	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Sucre	68773	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Suratá	68780	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Tona	68820	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Valle San José	68855	0.20	0.25	Alta	0.08	0.06
Vélez	68861	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Vetas	68867	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05

Villanueva	68872	0.20	0.25	Alta	0.11	0.07
Zapatoca	68895	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10

Departamento de Sucre

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Sincelejo	70001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	70110	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Caimito	70124	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Chalán	70230	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Coloso	70204	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Corozal	70215	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
El Roble	70233	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Galeras	70235	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Guaranda	70265	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.05
La Unión	70400	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Los Palmitos	70418	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Majagual	70429	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
Morroa	70473	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Ovejas	70508	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Palmito	70523	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Sampués	70670	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Benito Abad	70678	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Juan Betulia	70702	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Marcos	70708	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
San Onofre	70713	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Pedro	70717	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sincé	70742	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sucre	70771	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Tolú	70820	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Toluviejo	70823	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04

Departamento del Tolima

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Ibagué	73001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Alpujarra	73024	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Alvarado	73026	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Ambalema	73030	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Anzoátegui	73043	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Armero	73055	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Ataco	73067	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Cajamarca	73124	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Carmen Apicalá	73148	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Casabianca	73152	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Chaparral	73168	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Coello	73200	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Coyaima	73217	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Cunday	73226	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Dolores	73236	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Espinal	73268	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Falán	73270	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Flandes	73275	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Fresno	73283	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.09
Guamo	73319	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
Herveo	73347	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Honda	73349	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Icononzo	73352	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.05

Lérida	73408	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Líbano	73411	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Mariquita	73443	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Melgar	73449	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Murillo	73461	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Natagaima	73483	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Ortega	73504	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Palocabildo	73520	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Piedras	73547	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Planadas	73555	0.25	0.20	Alta	0.06	0.04
Prado	73563	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Purificación	73585	0.25	0.20	Alta	0.14	0.06
Rioblanco	73616	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Roncesvalles	73622	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Rovira	73624	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Saldaña	73671	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
San Antonio	73675	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
San Luis	73678	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Santa Isabel	73686	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Suárez	73770	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Valle de San Juan	73854	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Venadillo	73861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Villahermosa	73870	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Villarrica	73873	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05

Departamento del Valle del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cali	76001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Alcalá	76020	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Andalucía	76036	0.25	0.25	Alta	0.14	0.09
Ansermanuevo	76041	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Argelia	76054	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Bolívar	76100	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Buenaventura	76109	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
Buga	76111	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Bugalagrande	76113	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Caicedonia	76122	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Calima	76126	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
Candelaria	76130	0.25	0.20	Alta	0.10	0.07
Cartago	76147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Dagua	76233	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
El Águila	76243	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cairo	76246	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cerrito	76248	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
El Dovio	76250	0.30	0.30	Alta	0.18	0.10
Florida	76275	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Ginebra	76306	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Guacarí	76318	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Jamundí	76364	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
La Cumbre	76377	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
La Unión	76400	0.25	0.25	Alta	0.16	0.13
La Victoria	76403	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Obando	76497	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Palmira	76520	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Pradera	76563	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Restrepo	76606	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
Riofrío	76616	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Roldanillo	76622	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
San Pedro	76670	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08

Sevilla	76736	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Toro	76823	0.25	0.25	Alta	0.16	0.14
Trujillo	76828	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Tuluá	76834	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Ulloa	76845	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Versalles	76863	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Vijes	76869	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yotoco	76890	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yumbo	76892	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Zarzal	76895	0.25	0.25	Alta	0.14	0.10

Departamento del Vaupés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mitú	97001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Carurú	97161	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pacoa	97511	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Papunahua	97777	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Taraira	97666	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Yavarate	97889	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento del Vichada

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Carreño	99001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cumaribo	99773	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Primavera	99524	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Santa Rosalía	99624	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

■

Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

BICENTENARIO de la Independencia de Colombia 1810-2010

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TÍTULO B — CARGAS

Secretaría de la Comisión:

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

TÍTULO B
CARGAS

CAPÍTULO B.1
REQUISITOS GENERALES

B.1.1 — ALCANCE

El presente Título de este Reglamento da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones con respecto a cargas que deben emplearse en su diseño, diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo. Para que una estructura sismo resistente cumpla adecuadamente su objetivo, debe ser capaz de resistir además de los efectos sísmicos, los efectos de las cargas prescritas en el presente Título. El diseño de los elementos que componen la estructura de la edificación debe hacerse para la combinación de carga crítica.

B.1.2 — REQUISITOS BÁSICOS

B.1.2.1 — La estructura y todas sus partes deben cumplir, además de las prescripciones dadas en el Título A por razones sísmicas, los siguientes requisitos:

B.1.2.1.1 — ***Resistencia*** — La estructura de la edificación y todas sus partes deben diseñarse y construirse para que los materiales utilizados en la construcción de los elementos y sus conexiones puedan soportar con seguridad todas las cargas contempladas en el presente Título B de la NSR-10 sin exceder las resistencias de diseño cuando se mayoran las cargas por medio de coeficientes de carga, o los esfuerzos admisibles cuando se utilicen las cargas sin mayorar.

B.1.2.1.2 — ***Funcionamiento*** — Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite: (a) las deflexiones verticales de los elementos, (b) la deriva ante cargas de sismo y viento, (c) las vibraciones y (d) cualquier otra deformación que afecte adversamente el funcionamiento de la estructura o edificación.

B.1.2.1.3 — ***Fuerzas causadas por deformaciones impuestas*** — Deben tenerse en cuenta en el diseño las fuerzas causadas por deformaciones impuestas a la estructura por: (a) los asentamientos diferenciales contemplados en el título H, (b) por restricción a los cambios dimensionales debidos a variaciones de temperatura, expansiones por humedad, retracción de fraguado, flujo plástico y efectos similares.

B.1.2.1.4 — ***Análisis*** — Los efectos de las cargas en los diferentes elementos de la estructura y sus conexiones deben determinarse utilizando métodos aceptados de análisis estructural, teniendo en cuenta los principios de equilibrio, estabilidad general, compatibilidad de deformaciones y las propiedades de los materiales tanto a corto como a largo plazo. En aquellos elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio sostenidas (flujo plástico) debe tenerse en cuenta en el análisis sus efectos durante la vida útil de la estructura.

B.1.3 — UNIDAD E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

B.1.3.1 — Además de los requisitos de amarre entre partes de la estructura y entre los elementos estructurales que se dan por razones sísmicas en el Título A de este Reglamento, deben tenerse en cuenta los requisitos adicionales que se dan a continuación. En el caso de estructuras de concreto reforzado deben consultarse también los requisitos de C.7.13.

B.1.3.2 — Por razones accidentales o debido a que la estructura se utiliza para fines diferentes a los previstos en el diseño, ésta puede sufrir daño local o la falta de capacidad resistente en un elemento o en una porción menor de la edificación. Debido a esto los elementos y miembros estructurales deben estar unidos con el fin de obtener una

integridad estructural general que les permita experimentar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros elementos, ni se presente colapso progresivo.

B.1.3.3 — El método más común para obtener integridad estructural consiste en disponer los elementos estructurales de tal manera que provean estabilidad general a la estructura, dándoles continuidad y garantizando que tengan suficiente ductilidad, capacidad de absorción y capacidad de disipación de energía para que pueda redistribuir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso.

B.1.4 — TRAYECTORIAS DE CARGAS

B.1.4.1 — El sistema estructural debe diseñarse de tal manera que exista una trayectoria continua para todas las cargas y solicitaciones consideradas en el diseño.

B.1.4.2 — La trayectoria de carga que se disponga debe diseñarse de tal manera que sea capaz de resistir adecuadamente las fuerzas desde su punto de aplicación a la estructura, o lugar donde se originen en la estructura, a través de los elementos estructurales hasta la cimentación u otros elementos de apoyo.

B.1.4.3 — En estructuras sometidas a fuerzas horizontales de viento, sismo, empuje de tierras y otras, los elementos estructurales que sean parte de la trayectoria de cargas deben ser capaces de resistir las fuerzas que se aplican en la superficie de otros elementos estructurales ya sea como cargas distribuidas o efectos inerciales causados por la masa de estos elementos y debe incluir diafragmas cuando sean requeridos para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

CAPÍTULO B.2
COMBINACIONES DE CARGA

B.2.1 — DEFINICIONES Y LIMITACIONES

B.2.1.1 — DEFINICIONES — Las definiciones que se dan a continuación hacen referencia al presente Título B (Se incluye la traducción al inglés de cada uno de los términos definidos para efectos de concordancia con los requisitos de las normas que han servido de base a la actualización de estos requisitos dentro de la NSR-10):

Cargas (Loads) — Son fuerzas u otras solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables.

Cargas de servicio (Service loads) — Véase cargas nominales.

Carga mayorada (Factored load) — Es una carga que se obtiene como el producto de una carga nominal por un coeficiente de carga. Las fuerzas sísmicas dadas en el Título A de este Reglamento corresponden a fuerzas mayoradas, pues ya han sido afectadas por el coeficiente de carga, el cual va incluido en la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño.

Cargas nominales (Nominal loads) — Son las magnitudes de las cargas especificadas en B.3 a B.6 de este Reglamento. Las cargas muertas, vivas y de viento que se dan en este Título son cargas nominales o reales, las cuales NO han sido multiplicadas por el coeficiente de carga.

Coeficiente de carga (Load factor) — Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural. Es sinónimo de "factor de carga" para efectos del Reglamento NSR-10.

Coeficiente de reducción de resistencia (Strength reduction factor) — Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables entre la resistencia real y la resistencia nominal del elemento y la forma y consecuencia de su tipo de falla. Es sinónimo de "factor de reducción de resistencia" para efectos del Reglamento NSR-10.

Curadurías — Son, de acuerdo con la Ley 388 de 1997, las entidades encargadas de estudiar, tramitar y expedir las licencias de construcción en los casos que contempla la Ley. En aquellos casos en los cuales dentro del presente Reglamento NSR-10 se menciona la Curaduría, implica además de ellas la entidad que expide las licencias de construcción o urbanismo que cumplen sus funciones.

Durabilidad (Durability) — Capacidad de una estructura o elementos estructural para garantizar que no se presente deterioro perjudicial para el desempeño requerido en el ambiente para el cual se diseñó.

Edificación (Building) — Es una construcción cuyo uso principal es la habitación o ocupación por seres humanos.

Efectos de las cargas (Load effects) — Son las deformaciones y fuerzas internas que producen las cargas en los elementos estructurales.

Estado límite (Limit state) — Es una condición mas allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de servicio) o se vuelve insegura (estado límite de resistencia).

Funcionamiento (Serviceability) — Capacidad de la estructura, o de un elemento estructural, de tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio.

Integridad estructural (Structural integrity) — Capacidad de la estructura para evitar colapso generalizado cuando ocurre daño localizado.

Mantenimiento (Maintenance) — Conjunto total de actividades que se realizan durante la vida de servicio de diseño de la estructura para que sea capaz de cumplir con los requisitos de desempeño.

Método de la resistencia (Strength design method) — Es un método de diseño para los elementos estructurales tal que las fuerzas internas calculadas producidas por las cargas mayoradas no excedan las resistencias de diseño de los mismos.

Método de los esfuerzos de trabajo (Allowable stress design method) — Es un método para diseñar los elementos estructurales en el cual los esfuerzos calculados elásticamente, utilizando cargas reales, no deben exceder un valor límite especificado para cada material.

Método de los estados límites (Limit state design method) — Es un método para diseñar estructuras de tal manera que la probabilidad de falla para ciertos estados límites considerados importantes esté dentro de valores aceptables. Por lo general se estudian los estados límites de servicio y de resistencia. Este último caso se conoce como método de la resistencia.

Reparabilidad (Restorability) — Capacidad de la estructura, o de un elemento estructural, de poder ser reparada física y económicamente cuando sea dañada por los efectos de las solicitaciones consideradas.

Resistencia (Resistance) — Capacidad de un elemento estructural para soportar las cargas o fuerzas que se le apliquen

Resistencia de diseño (Design strength) — Es el producto de la resistencia nominal por un coeficiente de reducción de resistencia.

Resistencia nominal (Nominal strength) — Es la capacidad de la estructura, o componente de ella, de resistir los efectos de las cargas, determinada por medio de cálculo en el cual se utilizan los valores nominales de las resistencias de los materiales, las dimensiones nominales del elemento y ecuaciones derivadas de principios aceptables de mecánica estructural. Estas ecuaciones provienen de ensayos de campo y ensayos de laboratorio con modelos a escala, teniendo en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones en el terreno y en laboratorio.

Sistema estructural (Structural system) — Elementos estructurales interconectados que en conjunto cumplen una función específica.

Trayectoria de cargas (Load path) — Sucesión de elementos estructurales a lo largo de los cuales se transmiten las cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación.

Vida de servicio de diseño (Design service life) — Período durante el cual la estructura o el elemento estructural sean utilizables para el propósito para el cual se diseñaron con los mantenimientos que se requieran pero sin que haya necesidad de realizarles reparaciones importantes.

B.2.1.2 — LIMITACIÓN — La seguridad de la estructura puede verificarse utilizando los requisitos de B.2.3 o B.2.4 dependiendo del método de diseño escogido y del material estructural. Una vez se ha determinado si se usan unos requisitos u otros, el diseño debe hacerse en su totalidad siguiendo los requisitos de ese numeral para todos los elementos de la estructura.

B.2.2 — NOMENCLATURA

D = carga Muerta consistente en:
(a) peso propio del elemento.
(b) peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de espacios.
(c) peso del equipo permanente.

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s / R\right)$ que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

E_d = fuerza sísmica del umbral de daño.

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

F_a = carga debida a inundación.

F_s = fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento.

G = carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

L = cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles,

particiones que se pueden cambiar de sitio. **L** incluye cualquier reducción que se permita. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tenerse en cuenta en la carga viva **L**.

L_e = carga de empozamiento de agua.

L_r = carga viva sobre la cubierta.

L_0 = carga viva sin reducir, en kN/m^2. Véase B.4.5.1.

H = cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.

T = fuerzas y efectos causados por efectos acumulados de variación de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamiento diferencial o combinación de varios de estos efectos.

W = carga de Viento.

B.2.3 — COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

B.2.3.1 — COMBINACIONES BÁSICAS — Excepto cuando así se indique en la parte correspondiente a cada uno de los materiales que se regulan en este Reglamento, deben tenerse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

En el presente Reglamento NSR-10, todos los materiales estructurales, con la excepción de la madera y guadua en el Título G, se diseñan por el método de la resistencia y por lo tanto las combinaciones básicas de carga de la presente sección B.2.3.1 no son aplicables a los materiales estructurales prescritos en el Reglamento y no deben utilizarse. Se incluyen para aquellos casos especiales en los cuales el diseño se realiza por el método de los esfuerzos admisibles y solo deben emplearse cuando así lo indique explícitamente el Título o Capítulo o Sección correspondiente del Reglamento.

$$D + F \quad \text{(B.2.3-1)}$$

$$D + H + F + L + T \quad \text{(B.2.3-2)}$$

$$D + H + F + \left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \quad \text{(B.2.3-3)}$$

$$D + H + F + 0.75\left(L + T\right) + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \quad \text{(B.2.3-4)}$$

$$D + H + F + W \quad \text{(B.2.3-5)}$$

$$D + H + F + 0.7E \quad \text{(B.2.3-6)}$$

$$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \quad \text{(B.2.3-7)}$$

$$D + H + F + 0.75\left(0.7E\right) + 0.75L + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \quad \text{(B.2.3-8)}$$

$$0.6D + W + H \quad \text{(B.2.3-9)}$$

$$0.6D + 0.7E + H \quad \text{(B.2.3-10)}$$

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y de sismo tomándolos independientemente.

B.2.3.2 — FUERZAS SÍSMICAS — Las fuerzas sísmicas reducidas, E, utilizadas en las combinaciones B.2.3-6, B.2.3-8 y B.2.3-10 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, F_s, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $R\left(E = F_s/R\right)$. Cuando se trata de diseñar los miembros por el método de los esfuerzos de trabajo del material, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas E, es 0.7.

B.2.3.2.1 — *Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño* — Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s, sin haber sido divididas por R, empleando $1.0E$ en vez de $0.7E$ en las ecuaciones que incluyan E en B.2.3.

B.2.3.2.2 — *Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño* — Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso **IV**, deben utilizarse los requisitos del capítulo A.12, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas E_d.

B.2.4 — COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA

B.2.4.1 — APLICABILIDAD — Las combinaciones de carga y factores de carga dados en la sección B.2.4.2 deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el Reglamento de diseño del material, con la excepción de aquellos casos en que el Reglamento indique explícitamente que deba realizarse el diseño utilizando el método de los esfuerzos de trabajo. caso en el cual se deben utilizar las combinaciones de la sección B.2.3.1.

Nota Importante: *Las combinaciones de carga dadas en B.2.4.2 contienen factores de carga menores que los que prescribía el Reglamento NSR-98, pero al mismo tiempo para cada uno de los materiales estructurales en esta nueva versión del Reglamento (NSR-10) se han prescrito valores de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, menores que los que contenía el Reglamento NSR-98, siendo los nuevos valores concordantes con la probabilidad de falla estructural que limita el Reglamento. Por lo tanto es incorrecto, e inseguro, utilizar las nuevas ecuaciones de combinación de carga de B.2.4.2 con los valores de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, que contenía la NSR-98.*

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$$1.4\left(D+F\right) \qquad \text{(B.2.4-1)}$$

$$1.2\left(D+F+T\right)+1.6\left(L+H\right)+0.5\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \qquad \text{(B.2.4-2)}$$

$$1.2D+1.6\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)+\left(L \text{ ó } 0.8W\right) \qquad \text{(B.2.4-3)}$$

$$1.2D+1.6W+1.0L+0.5\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right) \qquad \text{(B.2.4-4)}$$

$$1.2D+1.0E+1.0L \qquad \text{(B.2.4-5)}$$

$$0.9D+1.6W+1.6H \qquad \text{(B.2.4-6)}$$

$$0.9D+1.0E+1.6H \qquad \text{(B.2.4-7)}$$

B.2.4.2.1 — Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, utilizadas en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, F_s, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $R\left(E = F_s/R\right)$. Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del

coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas E, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. Para la verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s, sin haber sido divididas por R.

B.2.4.2.2 — Se permite reducir a 0.5 el factor de carga de carga viva, L, en las combinaciones B.2.4-3, B.2.4-4 y B.2.4-5, excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L_0 sea superior a 4.8 kN/m^2.

B.2.4.2.3 — Cuando las cargas de viento prescritas en el capítulo B.6 del Reglamento NSR-10 no se reducen por el factor de direccionalidad prescrito allí se permite utilizar $1.3W$ en lugar de $1.6W$ en las combinaciones B.2.4-4 y B.2.4-6.

B.2.4.2.4 — El Título A del Reglamento NSR-10 define las fuerzas por sismo al nivel de resistencia por lo tanto en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 se debe usar $1.0E$. En las ecuaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 se puede usar $1.4E$ en lugar de $1.0E$, cuando los efectos de carga por sismo E se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

B.2.4.2.5 — El factor de carga para H, cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las combinaciones B.2.4-6 y B.2.4-7 si la acción estructural debida a H neutraliza las causadas por W o E. Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en H, sino deben incluirse en la resistencia de diseño.

B.2.4.2.6 — Si los efectos del impacto deben ser tenidos en cuenta en el diseño, estos efectos deben incluirse con la carga viva L.

B.2.4.2.7 — Los estimativos de asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Notas

CAPÍTULO B.3
CARGAS MUERTAS

B.3.1 — DEFINICIÓN

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de preesfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

B.3.2 — MASAS Y PESOS DE LOS MATERIALES

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masa reales (en kg/m^3) de los materiales las cuales se deben multiplicar por la aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2, para así obtener valores de peso en N/m^3. En la tabla B.3.2-1 se muestran los valores de la densidad de masa en kg/m^3 para los materiales de uso más frecuente.

Tabla B.3.2-1
Masas de los materiales

Material	*Densidad* (kg/m^3)	*Material*	*Densidad* (kg/m^3)
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

B.3.3 — CARGAS MUERTAS MÍNIMAS

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las masas reales de los materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar masas representativas en este cálculo, utilizar el peso especificado por el fabricante o en su defecto deben evaluarse analítica o experimentalmente.

B.3.4 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para el cálculo de las cargas muertas producidas por materiales de construcción no estructurales, estos elementos se dividen en horizontales y verticales.

B.3.4.1 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES HORIZONTALES — Los elementos no estructurales horizontales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente menor que sus dimensiones horizontales, y están aplicados, soportados, fijados o anclados a las losas o a la cubierta de la edificación. Estos elementos incluyen, entre otros: formaletería permanente para losas o viguetas, morteros de afinado de piso, rellenos de piso, acabados de piso, rellenos en cubiertas inclinadas, elementos de cubiertas, tejas, membranas impermeables, aislamientos térmicos, claraboyas, cielo raso, alistados, y ductos para servicios.

[Nota: *Para propósitos de diseño, las cargas muertas para los elementos no estructurales horizontales se consideran como cargas verticales uniformes por unidad de área de superficie o proyección horizontal, aplicada en las zonas correspondientes en que se localizan tales elementos. En la determinación de las cargas muertas producidas por tales elementos se debe usar la densidad de masa real de los materiales y un espesor realista. Como guía, en la tabla B.3.2-1 se sugieren las densidades de masa mínimas (tales valores deben ser multiplicados por* **g** *y por el espesor correspondiente en m para obtener las cargas muertas en N/m^2). En las tablas B.3.4.1-1 a B.3.4.1-4 se dan valores de cargas muertas de los materiales típicos en elementos no estructurales horizontales, los cuales corresponden a valores mínimos promedio. El diseñador estructural debe tener en cuenta la posibilidad de variación de estos valores debido a diferencias en los materiales locales y en la práctica constructiva.*]

Tabla B.3.4.1-1
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Tabla B.3.4.1-2
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – relleno de pisos

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

Tabla B.3.4.1-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Tabla B.3.4.1-4
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – cubiertas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cubierta		
Cobre o latón	0.05	5
Cubiertas aislantes		
Fibra de vidrio	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliestireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Cubiertas corrugadas de asbesto-cemento	0.20	20
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Láminas de yeso, 12 mm	0.10	10
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Membranas impermeables:		
Bituminosa, cubierta de grava	0.25	25
Bituminosa, superficie lisa	0.10	10
Líquido aplicado	0.05	5
Tela asfáltica de una capa	0.03	3
Marquesinas, marco metálico, vidrio de 10 mm	0.40	40
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de madera, 50 mm	0.25	25
Tableros de madera, 75 mm	0.40	40
Tablero metálico, calibre 20 (0.9 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablero metálico, calibre 18 (1.2 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablillas (shingles) de asbesto – cemento	0.20	20
Tablillas (shingles) de asfalto	0.10	10
Tablillas (shingles) de madera	0.15	15
Teja de arcilla, incluyendo el mortero	0.80	80

B.3.4.2 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES VERTICALES — Los elementos no estructurales verticales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente mayor que su mínima dimensión horizontal y se encuentran erguidos libremente o soportados por los elementos estructurales verticales o fijados a ellos o anclados solamente a las losas de entrepiso. Tales elementos incluyen, entre otros: fachadas, muros no estructurales, particiones, recubrimiento de muros, enchapes, ornamentación arquitectónica, ventanas, puertas, y ductos verticales de servicios. En las edificaciones en las cuales se puedan disponer particiones, se debe hacer provisión de carga para ellas, ya sea que estas figuren o no, en los planos arquitectónicos.

Tabla B.3.4.2-1
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – recubrimiento de muros

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Recubrimiento de muros		
Baldosín de cemento	0.80	80
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Tableros aislantes para muros		
Espuma de poli estireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Fibra o acrílico	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de yeso, 12 mm	0.10	10

Tabla B.3.4.2-2
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Particiones livianas		
Particiones móviles de acero (altura parcial)	0.50	50
Particiones móviles de acero (altura total)	0.20	20
Poste en madera o acero, yeso de 12 mm a cada lado	0.90	90
Poste en madera, 50 x 100, sin pañetar	0.30	30
Poste en madera, 50 x 100, pañete por un lado	0.60	60
Poste en madera, 50 x 100, pañete por ambos lados	2.00	200

Tabla B.3.4.2-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – enchapes

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Enchape		
Enchape cerámico	0.015 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Enchape en arenisca	0.013 (por mm de espesor)	13 (por cm de espesor)
Enchape en caliza	0.015 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Enchape en granito	0.017 (por mm de espesor)	17 (por cm de espesor)

Tabla B.3.4.2-4
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – muros

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250

Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390

Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610

Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550

Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Tabla B.3.4.2-5
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – ventanas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Ventanas		
Muros cortina de vidrio, entramado y marco	0.50	50
Ventanas, vidrio, entramado y marco	0.45	45

[Nota: *Para propósitos de diseño, las cargas muertas causadas por los elementos no estructurales verticales se consideran como cargas concentradas, o distribuidas por unidad de longitud del elemento no estructural. Como una guía, se sugieren los valores mínimos de densidad de masa de la tabla B.3.2-1 (los valores allí dados deben multiplicarse por* **g**, *por el espesor correspondiente en m, y por la altura del elemento en m, con el fin de obtener cargas muertas uniformes distribuidas en N/m). En las tablas B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5 se dan los valores de carga muerta de los materiales típicos empleados en los elementos no estructurales verticales, en kN por unidad de área vertical en m^2. Para obtener las cargas muertas distribuidas en kN/m, los valores sugeridos en las tablas B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5 deben multiplicarse por la altura en m del elemento no estructural vertical. Los valores dados en las tablas B.3.2-1 y B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5, corresponden a valores mínimos promedio; el diseñador estructural debe tener en cuenta la posibilidad de variación de estos valores debido a diferencias en los materiales locales y en la práctica constructiva.*]

[Nota: *La carga muerta de los elementos no estructurales verticales internos, como muros y particiones interiores, puede considerarse como una carga muerta uniforme vertical por unidad de área cuando los elementos estructurales secundarios del sistema de piso sean capaces de soportar las cargas concentradas o distribuidas causadas por ellas, sin que se afecte el nivel de resistencia o servicio del sistema de piso del elemento no estructural. Si los elementos no estructurales verticales tienen más de un nivel de altura, sus cargas muertas deben considerarse como cargas concentradas o distribuidas. La carga muerta de fachadas y elementos de cerramiento de la edificación deben considerarse como cargas distribuidas sobre el borde de la losa.*]

B.3.4.3 — **VALORES MÍNIMOS ALTERNATIVOS PARA CARGAS MUERTAS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES —** En edificaciones con alturas entre pisos terminados menores a 3 m, se pueden utilizar los valores mínimos de carga muerta en kN/m^2 de área horizontal en planta, dados en la tabla B.3.4.3-1 según el tipo de ocupación, en vez de aquellos obtenidos del análisis detallado de las cargas muertas causadas por los elementos no estructurales.

Tabla B.3.4.3-1
Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación		*Fachada y particiones* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Afinado de piso y cubierta* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Fachada y particiones* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*	*Afinado de piso y cubierta* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacenamiento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

B.3.5 — EQUIPOS FIJOS

Dentro de las cargas muertas deben incluirse la masa correspondiente de todos los equipos fijos que estén apoyados sobre elementos estructurales tales como ascensores, bombas hidráulicas, transformadores, equipos de aire acondicionado y ventilación y otros.

B.3.6 — CONSIDERACIONES ESPECIALES

Los profesionales que participen en la construcción y la supervisión técnica, y el propietario de la edificación, deben ser conscientes de los valores de las cargas muertas utilizadas en el diseño y tomar las precauciones necesarias para verificar en la obra que los pesos de los materiales utilizados no superen los valores usados en el diseño. Es responsabilidad de quien suscribe como constructor la licencia de construcción el cumplimiento de este requisito. Véase A.1.3.6.5.

CAPÍTULO B.4
CARGAS VIVAS

B.4.1 — DEFINICIÓN

B.4.1.1 — Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento y sismo.

B.4.1.2 — Las cargas vivas en las cubiertas son aquellas causadas por:
(a) Los materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta y
(b) Las causadas por objetos móviles, tales como materas u otros objetos decorativos, y por las personas que tengan acceso a ellas.

B.4.2 — CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

B.4.2.1 — **CARGAS VIVAS REQUERIDAS** — Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener. En ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan en las tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2.

Tabla B.4.2.1-1
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Sillería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Sillería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Tabla B.4.2.1-2
Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	*Carga uniforme* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga uniforme* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

B.4.2.2 — **EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS** — Las barandas, pasamanos de escaleras y balcones, y barras auxiliares tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 1.00 kN/m (100 kgf/m) aplicada en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho y deben ser capaces de transferir esta carga a través de los soportes a la estructura. Para viviendas unifamiliares, la carga mínima es de 0.4 kN/m. (40 kgf/m). En estadios y coliseos esa carga mínima horizontal de barandas y antepechos no será menor de 2.5 kN/m (250 kgf/m). En estos y otros escenarios públicos las barandas deberán ser sometidas a pruebas de carga, las cuales deben ser dirigidas y documentadas por el Supervisor Técnico antes de ser puestas en servicio.

Las barandas intermedias (todas excepto los pasamanos) y paneles de relleno se deben diseñar para soportar una carga normal aplicada horizontalmente de 0.25 kN (25 kgf) sobre un área que no exceda 0.3 m de lado, incluyendo aberturas y espacios entre barandas. No es necesario superponer las acciones debidas a estas cargas con aquellas de cualquiera de los párrafos precedentes.

Los sistemas de barreras para vehículos, en el caso de automóviles de pasajeros, se deben diseñar para resistir una única carga de 30 kN (3000 kgf) aplicada horizontalmente en cualquier dirección al sistema de barreras, y debe tener anclajes o uniones capaces de transferir esta carga a la estructura. Para el diseño del sistema, se debe suponer que la carga va a actuar a una altura mínima de 0.5 m por encima de la superficie del piso o rampa sobre un área que no exceda 0.3 m de lado, y no es necesario suponer que actuará conjuntamente con cualquier carga para pasamanos o sistemas de protección especificada en los párrafos precedentes. Las cargas indicadas no incluyen sistemas de barreras en garajes para vehículos de transporte público y camiones; en estos casos se deben realizar los análisis apropiados que contemplen estas situaciones.

B.4.3 — CARGA PARCIAL

Cuando la luz de un elemento esté cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto más desfavorable que cuando está cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser tenido en cuenta en el diseño.

B.4.4 — IMPACTO

Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse, para efectos de diseño, por los siguientes porcentajes:

(a) Soportes de Elevadores y Ascensores, ... 100%
(b) Vigas de puentes grúas con cabina de operación y sus conexiones, ... 25%
(c) Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones, ... 10%
(d) Apoyos de maquinaria liviana, movida mediante motor eléctrico o por un eje, ... 20%

(e) Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, no menos de 50%
(f) Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos y escaleras, ... 33%

B.4.5 — REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA

B.4.5.1 — **REDUCCION DE LA CARGA VIVA POR AREA AFERENTE** — Cuando el área de influencia del elemento estructural sea mayor o igual a 35 m^2 y la carga viva sea superior a 1.80 kN/m^2 (180 kgf/m^2) e inferior a 3.00 kN/m^2 (300 kgf/m^2), la carga viva puede reducirse utilizando la ecuación B.4.5-1:

$$L = L_o\left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right) \qquad \text{(B.4.5-1)}$$

Donde:

L = carga viva reducida, en kN/m^2
L_o = carga viva sin reducir, en kN/m^2
A_i = área de influencia del elemento en m^2

B.4.5.1.1 — La carga viva reducida no puede ser menor del 50% de L_o en elementos que soporten un piso ni del 40% de L_o en dos o más pisos.

B.4.5.1.2 — El área de influencia es el área de los paneles adyacentes al elemento considerado, en tal forma que para columnas y vigas equivale al área de los paneles de placa que tocan el elemento, así:

vigas centrales	A_i = área de dos paneles
vigas de borde	A_i = área de un panel
columnas centrales	A_i = área de cuatro paneles
columnas de borde	A_i = área de dos paneles
columnas de esquina	A_i = área de un panel

Para elementos que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos

B.4.5.2 — **REDUCCION POR NÚMERO DE PISOS** — Alternativamente a lo estipulado en el numeral anterior en edificios de cinco pisos o más la carga viva para efectos del diseño de las columnas y la cimentación puede tomarse como la suma de las cargas vivas de cada piso multiplicadas por el coeficiente r correspondiente a ese piso:

$r = 1.0$	para $i = n$ a $i = n-4$ (cinco pisos superiores)
$r = 1.0 + 0.10(in + 4)$	para $i = n-5$ a $i = n-8$
$r = 0.5$	para $i = n-9$ en adelante

Donde:

n = número de pisos del edificio
i = número del piso donde se aplica el coeficiente r

B.4.6 – PUENTE GRÚAS

En el diseño de las vigas carrilera de los puente grúas debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos el 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada. En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa. Esta fuerza debe suponerse colocada en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas teniendo en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles. Además debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de rueda de la grúa.

B.4.7 — EFECTOS DINÁMICOS

Las edificaciones expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, coliseos, teatros, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz (períodos naturales verticales menores de 0.2 s).

B.4.8 — CARGAS EMPOZAMIENTO DE AGUA Y DE GRANIZO

B.4.8.1 — GENERALIDADES — En el diseño estructural de cubiertas se deben considerar los efectos de empozamiento de agua y de granizo. El empozamiento de agua se produce por obstrucción de los sistemas de drenaje de la cubierta, el cual puede ocurrir por debido a residuos, hojas de árboles, o granizo, entre otras fuentes de obstrucción. La determinación de las cargas por empozamiento de agua y granizo se realiza de la siguiente manera:

(a) Toda cubierta debe disponer de sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua cuando se presenta una obstrucción de las bajantes normales. Este sistema puede consistir en gárgolas, rebosaderos u otros implementos que eviten la acumulación de agua y la evacuen de forma confiable ante la obstrucción de las bajantes del sistema de drenaje.

(b) La carga de empozamiento de agua, $\mathbf{I}_e$, se determina con base en el volumen de agua que es posible contener hasta que se alcance el nivel de los elementos del sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua, como se indica en B.4.8.2.

B.4.8.2 — CARGA POR EMPOZAMIENTO DE AGUA

B.4.8.2.1 — El proyecto hidráulico de la edificación debe incluir el diseño del sistema de drenaje de la cubierta y del sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua y definirá el volumen de agua que pueda acumularse antes de que el sistema auxiliar de drenaje del exceso opere. Es responsabilidad del constructor que suscribe la licencia de construcción aprobar el proyecto hidráulico y asegurarse de que los sistemas de drenaje normal y auxiliar sean apropiados y de suministrar la información acerca del volumen de agua que pueda acumularse al diseñador estructural.

B.4.8.2.2 — Con base en la información suministrada por el constructor el diseñador estructural determinará las cargas causadas por el volumen de agua que pueda acumularse antes de que el sistema auxiliar de drenaje del exceso opere y su distribución a los elementos estructurales de soporte de la cubierta realizando su diseño de tal manera que sean capaces de resistir este peso sin fallar.

B.4.8.2.3 — Para cubiertas en estructura metálica, la revisión del empozamiento debe tener adicionalmente en cuenta lo indicado en F.2.2.3.9.

B.4.8.3 — CARGA DE GRANIZO

B.4.8.3.1 — Las cargas de granizo, $\mathbf{G}$, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2 000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija.

B.4.8,3.2 — En los municipios y distritos donde la carga de granizo deba tenerse en cuenta, su valor es de 1.0 kN/m^2 (100 kgf/m^2). Para cubiertas con una inclinación mayor a 15° este valor puede reducirse a 0.5 kN/m^2 (50 kgf/m^2).

CAPÍTULO B.5
EMPUJE DE TIERRA Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA

B.5.1 — EMPUJE EN MUROS DE CONTENCIÓN DE SÓTANOS

B.5.1.1 — En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tenerse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Igualmente deben tenerse en cuenta las posibles cargas tanto vivas como muertas que puedan darse en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática. Deben consultarse los requisitos del Título H del Reglamento.

B.5.1.2 — El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor, hasta el valor del pasivo, a juicio del ingeniero geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes, cumpliendo los requisitos adicionales del Título H del Reglamento.

B.5.2 — PRESIÓN ASCENDENTE, SUBPRESIÓN, EN LOSAS DE PISO DE SÓTANOS

En el diseño de la losa de piso de sótano y otras estructuras aproximadamente horizontales localizadas bajo tierra debe tenerse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática ascendente aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas. Véase el capítulo C.23.

B.5.3 — SUELOS EXPANSIVOS

Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del ingeniero geotecnista. Debe consultarse el Título H del Reglamento.

B.5.4 — ZONAS INUNDABLES

En aquellas zonas designadas por la autoridad competente como inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos y de impacto de objetos flotantes.

Notas

CAPÍTULO B.6
FUERZAS DE VIENTO

B.6.1 — ALCANCE

A continuación se presentan métodos para calcular las fuerzas de viento con que debe diseñarse el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones, sus componentes y elementos de revestimiento. No es aplicable a las estructuras de forma o localización especiales, las cuales requieren investigación apropiada, ni a las que puedan verse sometidas a oscilaciones graves inducidas por el viento, ni tampoco a estructuras de puentes. Cuando existan resultados experimentales, obtenidos en túneles de viento, éstos pueden usarse en lugar de los especificados en este capítulo, siempre y cuando reciban la aprobación de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

B.6.1.1 — **PROCEDIMIENTOS PERMITIDOS** — Las cargas de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo el SPRFV y todos los componentes y elementos de revestimiento de estos, se determinaran usando uno de los siguientes procedimientos:

Método 1 — Procedimiento Simplificado, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección B.6.4
Método 2 — Procedimiento Analítico, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección B.6.5.
Método 3 — Procedimiento de Túnel de Viento como se especifica en la sección B.6.6.

B.6.1.2 — **PRESIONES DE VIENTO QUE ACTÚAN EN CARAS OPUESTAS DE CADA SUPERFICIE DEL EDIFICIO** — Para el cálculo de las cargas de viento de diseño del SPRFV, se deberá tomar la suma algebraica de las presiones que actúan en caras opuestas de cada superficie del edificio.

B.6.1.3 — **CARGA DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMA** — La carga de viento de diseño, determinada mediante cualquiera de los procedimientos de la sección B.6.1.1, no deberá ser menor a la especificada a continuación.

B.6.1.3.1 — ***Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (SPRFV)*** — Para una edificación cerrada, parcialmente cerrada o para cualquier estructura, la carga de viento a usarse en el diseño de SPRFV no será menor a la multiplicación de 0.40 kN/m^2 por el área de la edificación o estructura, proyectada a un plano vertical normal a la dirección de viento en estudio.

B.6.1.3.2 — ***Componentes y Revestimientos*** — La presión de viento de diseño para los componentes y revestimientos de la estructura no será menor a una presión neta de 0.40 kN/m^2 actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

B.6.2 — DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a este capítulo:

Aberturas — Vanos o espacios en el cerramiento del edificio, que permiten la circulación del aire a través del cerramiento y que se diseñan como "abiertos" durante vientos de diseño como se define en estas especificaciones.

Altura de la cornisa, $\mathbf{h}$ — La distancia desde la superficie del suelo adyacente al edificio hasta la cornisa en una determinada pared. Si la altura de la cornisa varía a lo largo de la pared, se tomará la altura promedio.

Altura media de cubierta, $\mathbf{h}$ — El promedio de la altura hasta la cornisa y la altura hasta el punto más elevado de la cubierta. Para cubiertas con ángulos de inclinación menores o iguales a 10°, la altura media de cubierta será la altura de la cornisa.

Aprobado — Aceptado por la autoridad competente.

Área efectiva — El área usada para determinar GC_p. Para elementos de componentes y paneles de revestimiento, el área efectiva en las figs. B.6.5-8A a B.6.5-14 y en la Fig. B.6.5-16A, B, C y D y es la longitud de luz multiplicada por un ancho efectivo que no debe ser menor que un tercio de la longitud del tramo. Para los elementos de amarre de revestimientos, el área efectiva de viento no será mayor que el área tributaria de un amarre individual.

Colina — Con respecto a los efectos topográficos de la sección B.6.5.7, se refiere a una superficie de terreno caracterizada por un cambio notable de relieve en cualquier dirección horizontal.

Componentes y revestimientos — Aquellos elementos que no forman parte del sistema principal resistente a fuerzas de viento, SPRFV.

Cubierta libre — Cubierta con una configuración similar a la de las figs. B.6.5-15A a B.6.5-15D (a una, dos aguas o en artesa), en un edificio abierto sin paredes de cerramiento bajo la superficie del cubierta.

Edificio abierto — Un edificio con aberturas de al menos 80% del área en cada una de las paredes que conforman el cerramiento del edificio (fachadas y cubiertas). Se expresa esta condición mediante la siguiente ecuación $A_o \geq 0.8Ag$, donde:

A_o = área total de aberturas en una pared que reciba presión positiva externa, en m^2.
A_g = área total de la pared a la cual A_o hace referencia.

Edificio bajo — Edificio cerrado o parcialmente cerrado que cumpla con las siguientes condiciones:

(a) Altura media de la cubierta (h) menor o igual a 18 m (60ft).

(b) Altura media de la cubierta (h) no excede la menor dimensión horizontal del edificio.

Edificio cerrado — Un edificio que no cumpla los requerimientos de edificios abiertos o parcialmente cerrados.

Edificio de diafragma simple — Un edificio en el cual las cargas de viento a barlovento y sotavento se trasmiten a través de los diafragmas de piso y cubierta hacia un mismo SPRFV, es decir no tiene separaciones estructurales.

Estructura o edificio de forma regular — Un edificio u otra estructura que no tenga geometría irregular en su forma espacial.

Estructura o edificio rígido — Un edificio u otra estructura cuya frecuencia fundamental sea mayor o igual a $1\ Hz$.

Edificio parcialmente cerrado — Un edificio que cumpla las siguientes condiciones:

(a) El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede por más de 10% a la suma de las áreas de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio (paredes y cubierta).

(b) El área total de aberturas en una pared que soporta cargas positivas, excede de $0.37\ m^2$ o 1% del área de esa pared (la que sea menor), y el porcentaje de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio no excede 20%.

Estas condiciones se expresan mediante las siguientes condiciones:

$A_o > 1.10A_{oi}$

$A_o > 0.37m^2$ o $A_o > 0.01A_g$, el que sea menor, y $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.20$

donde

A_o = área total de aberturas en una pared que reciba presión positiva externa, en m^2.
A_g = área total de la pared a la cual A_o hace referencia.
A_{oi} = la suma de las áreas de aberturas, sin incluir A_o, en la revestimiento del edificio (paredes y cubierta), en m^2.
A_{gi} = la suma de las áreas brutas, sin incluir A_g, del revestimiento del edificio (paredes y cubierta), en m^2

Edificio u otra estructura flexible — Edificios u otras estructuras esbeltas con frecuencia natural fundamental menor a 1 Hz.

Escarpe — Con respecto a los efectos topográficos de la sección B.6.5.7, se refiere a un acantilado o pendiente fuerte que separa dos niveles de terreno (véase Fig. B.6.5-1).

Factor de importancia, I — Factor que tiene en cuenta el grado de amenaza a la vida humana y daño a la propiedad.

Fuerza de diseño, F — Fuerza estática equivalente usada para determinar las cargas de viento para edificios abiertos y otras estructuras.

Literatura reconocida — Investigaciones publicadas o documentos técnicos que han sido aprobados.

Material para vidriado — Elementos de vidrio, incluyendo vidrio recocido, vidrio con recubrimiento orgánico, vidrio templado, vidrio laminado, vidrio armado, láminas de material plástico o combinaciones de éstos usados en vidriados (véase K.4.1.2).

Presión de diseño, p — Presión estática equivalente usada para determinar cargas de viento para edificios.

Revestimiento del edificio — Componentes que cierren el edificio como cubiertas, claraboyas, paredes exteriores, puertas y ventanas.

Revestimiento resistente a impactos — Un cerramiento diseñado para proteger los materiales para vidriados.

Sistema principal resistente a cargas de viento **(SPRFV)** — Un conjunto de elementos estructurales destinado a brindar apoyo y estabilidad a la estructura en su totalidad. El sistema generalmente recibe las cargas de viento provenientes de mas de una superficie.

Velocidad de viento, V — Como se especifica en la sección B.6.5.4, es la velocidad de una ráfaga de 3 segundos medida 10 m por encima del suelo en la Exposición C (Véase sección B.6.5.6.3).

Vidriera — Vidrio o láminas traslucidas de plástico usado en ventanas, puertas, claraboyas o cerramientos.

B.6.3 — NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente comprende las variables utilizadas en el presente capítulo.

A = área efectiva para viento, en m^2
A_f = área de un edificio u otra estructura abierta. Puede referirse al área normal a la dirección de viento o al área proyectada en un plano normal a la dirección del viento, en m^2
A_g = área bruta a la cual hace referencia A_o, en m^2
A_{gi} = la suma de las áreas brutas de toda la superficie del envolvente (paredes y cubierta) sin incluir A_g, en m^2
A_o = área total de aberturas en una pared que recibe presión positiva externa, en m^2
A_{oi} = la suma del área de aberturas de toda la superficie del envolvente (paredes y cubierta) sin incluir A_o, en m^2
A_{og} = área total de aberturas en toda la superficie del cerramiento (paredes y cubierta) del edificio, en m^2
A_g = área bruta de la pared sólida libre o la valla rígida, en m^2
a = ancho de la zona para coeficiente de presión, en m
B = dimensión horizontal del edificio medido en dirección normal a la dirección del viento, en m
$\bar{b}$ = factor de velocidad media de viento horaria en la ec. B.6.5-12 de la tabla B.6.5-2
$\hat{b}$ = factor de velocidad de ráfaga de 3 segundos, de la tabla B.6.5-2
C_f = coeficiente de fuerza a usarse en el cálculo de cargas de viento para estructuras diferentes a edificios
C_N = coeficiente de presión neta a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios abiertos

C_p = coeficiente de presión externa a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios
c = factor de intensidad de turbulencia en la ec. B.6.5-3 de la tabla B.6.5-2
D = diámetro de estructura o miembro circular, en m
D' = profundidad de elementos sobresalientes como nervaduras y cornisas, en m
F = fuerza de viento de diseño para estructuras diferentes a edificios, en N
G = factor de efecto ráfaga
G_f = factor de efecto ráfaga para el SPRFV de edificios flexibles y otras estructuras
GC_{pn} = coeficiente de presión combinada para un parapeto
GC_p = producto del coeficiente de presión externa y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para edificios
GC_{pf} = producto del coeficiente equivalente de presión externa y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para el SPRFV de edificios bajos
GC_{pi} = producto del coeficiente de presión interna y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para edificios
g_Q = factor pico para respuesta del entorno en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6
g_R = factor pico para respuesta de resonancia en las ec. B.6.5-6
g_v = factor pico para respuesta de viento en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6
H = altura de la colina o escarpe en la fig. B.6.5-1, en m
h = altura media de un edificio o altura de cualquier otra estructura. Se debe usar la altura a la cornisa si el ángulo de inclinación θ es menor o igual a 10°, en m.
h_e = altura de la cornisa en una determinada pared o altura promedio de cornisa si esta varía a los largo de la estructura.
I = factor de importancia
$I_{\bar{z}}$ = intensidad de turbulencia de la ec. B.6.5-6
K_1, K_2, K_3 = factores de multiplicación en la fig. B.6.5-1 usados para calcular K_{zt}
K_d = factor de direccionalidad de viento, en la tabla B.6.5-4
K_h = coeficiente de exposición de presión por velocidad evaluado en $z = h$
K_z = coeficiente de exposición de presión por velocidad evaluado a la altura z.
K_{zt} = factor topográfico definido en la sección B.6.5.7
L = dimensión horizontal del edificio medida en dirección paralela a la dirección del viento, en m
L_h = distancia viento arriba de la cresta de la colina o escarpe en la fig. B.6.5-1, donde la diferencia en elevación de terreno es la mitad de la altura de la colina o escarpe, en m
$L_{\bar{z}}$ = longitud integral a escala de la turbulencia (para modelos a escala en túnel de viento), en m
L_r = dimensión horizontal de esquina de retorno para un muro libre o valla maciza de la fig. B.6.5-17, en m
ℓ = factor de escala de longitud integral de la tabla B.6.5-2, en m
N_1 = frecuencia reducida de la ec. B.6.5-10
n_1 = frecuencia natural del edificio, en Hz
p = presión de diseño a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios
p_L = presión de viento actuando en la cara a sotavento en la fig. B.6.5-6, en N/m^2
p_{net} = presión neta de viento de diseño de la ec. B.6.4-2, en N/m^2
p_{net10} = presión neta de viento de diseño para la categoría de exposición B a h=10.0 m
p_s = presión neta de viento de diseño de la ec. B.6.4-1, en N/m^2
p_{s10} = presión de viento de diseño simplificada para la categoría de exposición B a h=10.0 m en la Fig. B.6.4-2
p_w = presión de viento actuando en la cara a barlovento en la fig. B.6.5-6, en N/m^2
Q = factor de respuesta del entorno de la ec. B.6.5-4
q = presión por velocidad, en N/m^2
q_h = presión por velocidad evaluada a la altura $z = h$, en N/m^2
q_i = presión por velocidad para la determinación de la presión interna, en N/m^2

q_p = presión por velocidad en la parte superior del parapeto, en N/m^2
q_z = presión por velocidad evaluada a una altura z por encima del terreno, en N/m^2
R = factor de respuesta de resonancia de la ec. B.6.5-8
R_B, R_h, R_L = valores de la ec. B.6.5-8
R_i = factor de reducción de la ec. B.6.5-14
R_n = valor de la ec. B.6.5-9
s = dimensión vertical de un muro libre o una valla maciza de la fig. B.6.5-17, en m
V = velocidad básica de viento de la fig. B.6.4-1 en m/s. La velocidad básica de viento corresponde a la velocidad de una ráfaga de 3 segundos a una altura de 10 m por encima del suelo en un terreno de categoría de exposición C
V_i = volumen interno sin particiones, en m^3.
$\bar{V}_{\bar{z}}$ = velocidad de viento promedia por hora a una altura ż. m/s
W = ancho del edificio en las figs. B.6.5-9 y B.6.5-11A y B; y ancho de la luz en las figs. B.6.5-10 y B.6.5-12, en m
X = distancia hasta el centro de presión desde el borde a barlovento, en m
x = distancia tomada desde la cima en la dirección de barlovento o sotavento en la fig. B.6.5-1, en m
z = altura por encima del terreno, en m
$\bar{z}$ = altura equivalente de la estructura, en m
z_g = altura nominal de la capa atmosférica límite usada en este código. Los valores aparecen en la tabla B.6.5-2
z_{min} = altura mínima de exposición de la tabla B.6.5-2
α = exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 seg, de la tabla B.6.5-2
$\hat{\alpha}$ = inversa de α de la Tabla B.6.5-2
$\bar{\alpha}$ = exponente para la ley potencial de la velocidad media horaria del viento, ec. B.6.5-12 en la tabla B.6.5-2
β = coeficiente de amortiguamiento, porcentaje crítico para edificios y otras estructuras
ε = coeficiente de área sólida vs área bruta para muros libres, vallas macizas, vallas abiertas, torres de celosía y otras estructuras de celosía
λ = factor de ajuste por altura y exposición del edificio de las figs. B.6.4-2 y B.6.4-3.
$\bar{\varepsilon}$ = exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral en la ec. B.6.5-5 obtenido de la tabla B.6.5-2
η = valor usado en la ec. B.6.5-11A (véase sección B.6.5.8.2)
θ = ángulo de inclinación de la cubierta, en grados.
ν = cociente alto/ancho para vallas macizas

B.6.4 — PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

B.6.4.1 — **ALCANCE** — Un edificio cuyas cargas de viento de diseño se determinen de acuerdo con esta sección deberá cumplir las condiciones de B.6.4.1.1 o B.6.4.1.2. Si solamente cumple las condiciones de B.6.4.1.2 para el diseño de los elementos de revestimiento y componentes, el SPRFV deberá diseñarse usando el Método 2 (Procedimiento Analítico) o el Método 3 (Procedimiento de Túnel de Viento).

B.6.4.1.1 — ***Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV)*** — Para el diseño del SPRFV el edificio debe cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) El edificio sea de diafragma simple como se define en la sección B.6.2.
(b) El edificio sea bajo de acuerdo con la sección B.6.2.
(c) El edificio sea cerrado como se define en la sección B.6.2 y cumpla las provisiones de zonas propensas a huracanes de acuerdo con la sección B.6.5.9.3.
(d) El edificio sea de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(e) El edificio no sea clasificado como flexible como se define en la sección B.6.2.
(f) Las características de respuesta del edificio sean tales que el mismo no esté sujeto a cargas por viento a través de él, a generación de vórtices, a inestabilidad por golpeteo o aleteo, y no esté ubicado en un sitio en el que se puedan presentar efectos de canalización o sacudimiento por la estela de obstrucciones en barlovento, que obliguen a consideraciones especiales.
(g) El edificio tenga una sección transversal aproximadamente simétrica en cada dirección y tenga

una cubierta plana o cubierta a dos o cuatro aguas con ángulo de inclinación $\theta \leq 45^{\circ}$.

(h) El edificio esta eximido de los casos de carga torsional indicados en la Nota 5 de la fig. B.6.5-7, o estos casos no controlan el diseño de ninguno de los elementos del SPRFV del edificio.

B.6.4.1.2 — ***Componentes y Revestimientos*** — Para el diseño de los componentes y elementos de revestimiento, el edificio debe cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) La altura promedio h es igual o menor a 18.0 m.
(b) El edificio es cerrado como se define en la sección B.6.2 y cumple las provisiones de zonas propensas a huracanes de acuerdo con la sección B.6.5.9.3.
(c) El edificio es de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(d) El edificio tiene una cubierta plana, una cubierta a dos aguas con $\theta \leq 45^{\circ}$ o una cubierta a cuatro aguas con $\theta \leq 27^{\circ}$.

B.6.4.2 — **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO**

(a) La velocidad básica de viento V se determina de acuerdo con la sección B.6.5.4. Deberá suponerse que el viento viene de cualquier dirección horizontal.
(b) El factor de importancia I se determina de acuerdo con la sección B.6.5.5.
(c) La categoría de exposición se determina de acuerdo con la sección B.6.5.6.
(d) Se determina un coeficiente de ajuste por altura y exposición, λ, de acuerdo con la fig. B.6.4-2.

B.6.4.2.1 — ***Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV)*** — Las presiones de viento de diseño simplificado, p_s, representan la presión neta (suma de presiones internas y externas) que se debe aplicar a las proyecciones horizontales y verticales de las superficies del edificio como se muestra en la fig. B.6.4-2. Para la presión horizontal (zonas A, B, C y D), p_s es la combinación de las presiones netas a barlovento y sotavento, p_s se determinará con la siguiente Ec.:

$$p_s = \lambda K_{zt} I P_{S10} \qquad \textbf{(B.6.4-1)}$$

donde;

λ = factor de ajuste por altura y exposición, de la fig. B.6.4-2 (continuación).
K_{zt} = factor topográfico como se define en la sección B.6.5.7 evaluado a la altura promedio de la cubierta, h ecuación B.6.5-1
I = factor de importancia como se define en la sección B.6.5.5
P_{S10} = presión de viento de diseño simplificada para la categoría de exposición B, con h=10 m de la fig. B.6.4-2.

B.6.4.2.1.1 - *Presiones Mínimas* - Los efectos de carga de las presiones de viento de diseño de la sección B.6.4.2.1 no serán menores que el caso de carga mínima de la sección B.6.1.3.1, suponiendo presiones p_s, de +0.40 kN/m^2 para las zonas A, B, C y D y de 0 kN/m^2 para las zonas E, F, G y H.

B.6.4.2.2 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes*** — Para los elementos de revestimiento y componentes diseñados usando el Método Simplificado, las presiones de viento de diseño netas, p_{net} representan la presión neta (suma de presiones internas y externas) que se debe aplicar en dirección normal a cada superficie del edificio como se muestra en la fig. B.6.4-3.

$$p_{net} = \lambda K_{zt} I P_{net10} \qquad \textbf{(B.6.4-2)}$$

donde;

λ = factor de ajuste por altura y exposición, de la fig. B.6.4-2
K_{zt} = factor topográfico como se define en la sección B.6.5.7 evaluado a la altura promedio de la cubierta, h
I = factor de importancia como se define en la sección B.6.2

P_{net10} = presión neta de viento de diseño para la categoría de exposición B a $h = 10.0$ m

B.6.4.2.2.1 — ***Presiones Mínimas*** — Las presiones de viento de diseño positivas y negativas, P_{net} de la sección B.6.4.2.2 no serán menores a +0.4 kN/m^2 y -0.4 kN/m^2, respectivamente.

B.6.4.3 — **REVESTIMIENTO PERMEABLE** — Las cargas de viento de diseño de la fig. B.6.4-3 se usarán para todos los revestimientos permeables a menos que se demuestre a través de datos experimentales aprobados u otra literatura reconocida, que las cargas son menores para el tipo de revestimiento que está siendo considerado.

B.6.5 – METODO 2 - PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

B.6.5.1 — **ALCANCE** — Un edificio cuyas cargas de viento de diseño sean determinadas de acuerdo con esta sección deberá cumplir las siguientes condiciones:

(a) El edificio o estructura sea de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(b) El edificio o estructura no tiene características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, generación de vórtices, inestabilidad debida a golpeteo o aleteo y que por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o sacudimiento por la estela producida por las obstrucciones a barlovento.

B.6.5.2 — **LIMITACIONES** — Las especificaciones de la sección B.6.5 consideran el efecto del aumento de cargas producto de la resonancia entre ráfagas y vibraciones en la dirección del viento en edificios flexibles y otras estructuras. Los edificios o estructuras que no cumplan las consideraciones de la sección B.6.5.1 o aquellos que tengan forma irregular o características de respuesta inusuales, deberán ser diseñados usando literatura reconocida que documente esos efectos de las cargas de viento o deberán ser diseñados usando el procedimiento de túnel de viento especificado en la sección B.6.6.

B.6.5.2.1 — ***Protección de otras edificaciones*** — No se harán reducciones de presiones de velocidad producto del apantallamiento de otras estructuras aledañas o producto de las características del terreno.

B.6.5.2.2 — ***Revestimientos Permeables*** — Para determinar las cargas aplicables a revestimientos permeables se usarán las especificaciones de la sección B.6.5 a menos que se demuestre con ensayos aprobados o literatura reconocida que las cargas son menores.

B.6.5.3 — **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO**

(a) La *velocidad básica de viento* V, y el factor de dirección de viento K_d se determinarán de acuerdo con la sección B.6.5.4.
(b) El *factor de importancia* I se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.5.
(c) Se determinará para cada dirección de viento una o unas *categorías de exposición* K_z y un *coeficiente de exposición para la presión por velocidad* K_h, de acuerdo con la sección B.6.5.6.
(d) El *factor topográfico* K_{zt}, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.7.
(e) El *factor de efecto de ráfaga* G o G_f, según aplique, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.8.
(f) La *clasificación de cerramiento* se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.9.
(g) El *Coeficiente de Presión Interna* GC_{pi} se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.11.1.
(h) El *Coeficiente de Presión Externo* C_p o GC_{pf} o los *Coeficientes de Fuerza* C_f, según aplique, se determinaran de acuerdo con la sección B.6.5.11.2 o B.6.5.11.3 respectivamente.
(i) La *presión por velocidad* q_z o q_h, según aplique, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.10.
(j) La *Carga de Viento de Diseño* p o F se determinará de acuerdo con las secciones B.6.5.12, B.6.5.13, B.6.5.14 y B.6.5.15, según aplique.

B.6.5.4 — **VELOCIDAD DE VIENTO BÁSICA** — La velocidad de viento básica, V usada en la determinación de las cargas de viento de diseño edificios y otras estructuras se tomará de la Fig. B.6.4-1, excepto con lo especificado en las secciones B.6.5.4.1 y B.6.5.4.2. Se supondrá que el viento proviene de cualquier dirección horizontal.

B.6.5.4.1 — ***Regiones Especiales para Viento*** — La velocidad básica de viento se incrementará donde

existan registros o la experiencia indique velocidades de viento mayores que las expresadas en la fig. B.6.4-1. Terrenos montañosos, precipicios y las regiones especiales de la figura B.6.4-1 se deberán estudiar para determinar si existen condiciones de viento inusuales. La autoridad respectiva ajustará los valores de la fig. B.6.4-1 para reflejar velocidad de viento locales mayores. Este ajuste se debe hacer basado en información meteorológica y en una estimación de la velocidad básica del viento según las especificaciones de la sección B.6.5.4.2.

B.6.5.4.2 — ***Estimación de la Velocidad Básica del Viento a partir de Información Climática Regional*** — Los datos climáticos regionales se pueden usar en lugar de las velocidades básicas de viento dadas en la figura B.6.4-1 solamente cuando la autoridad competente considere que se han cumplido las siguientes condiciones:

B.6.5.4.2.1 — Se han utilizado procedimientos estadísticos aprobados para el análisis de valores extremos en el tratamiento de los datos, y

B.6.5.4.2.2 — Se han tenido en cuenta la longitud de registros, el error de muestreo, el tiempo promedio, la altura del anemómetro, la calidad de los datos y la exposición del terreno.

B.6.5.4.3 — ***Limitaciones*** — Los tornados no se han considerado en los cálculos de la velocidad de viento básica.

B.6.5.4.4 — ***Factor de Dirección de Viento*** — El Factor de Dirección de Viento, K_d, se determinará con la tabla B.6.5-4. Este factor solo aplicará cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en las secciones B.2.3 y B.2.4.

B.6.5.5 — **FACTOR DE IMPORTANCIA** — El factor de importancia, I, para el edificio u otra estructura debe determinarse de la tabla B.6.5-1. de acuerdo con los grupos de uso presentados en la sección A.2.5

B.6.5.6 — **EXPOSICIÓN** — Para cada dirección de viento considerada, la categoría de exposición a barlovento se determinará con base en la rugosidad del terreno que a su vez es determinada por la topografía natural, la vegetación y las estructuras construidas en éste.

B.6.5.6.1 — ***Direcciones de Viento y Sectores*** — Para cada dirección de viento seleccionada para la evaluación de cargas de viento, se debe determinar la exposición del edificio o la estructura para los dos sectores a barlovento que se extienden a 45° a cada lado de la dirección de viento elegida. Las exposiciones en estos dos sectores se deben determinar de acuerdo con las secciones B.6.5.6.2 y B.6.5.6.3. La exposición que produzca las mayores cargas de viento se usará para representar el viento de esa dirección.

B.6.5.6.2 — ***Categorías de Rugosidad de Terreno*** — Escogiendo entre las categorías de este numeral, se determinará la rugosidad del terreno dentro de cada sector de 45° para una distancia viento arriba como se define en la sección B.6.5.6.3. Esto se hace con el propósito de asignarle al terreno una categoría de exposición como se define en la sección B.6.5.6.3.

Rugosidad de Terreno B — Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones del tamaño, iguales o mayores al de una vivienda unifamiliar y con poca separación entre ellas.

Rugosidad de Terreno C — Terreno abierto con pocas obstrucciones y con alturas inferiores a 9.0 m. Esta categoría incluye campos planos abiertos, praderas y todas las superficies acuáticas en zonas propensas a huracanes.

Rugosidad de Terreno D — Áreas planas y no obstruidas y superficies acuáticas por fuera de regiones propensas a huracanes. Esta categoría incluye pantanos, salinas y superficies de hielo.

B.6.5.6.3 — ***Categorías de Exposición***

Exposición B — La categoría de exposición B aplica cuando la rugosidad del terreno, como se define en Rugosidad de Terreno B, prevalece por una distancia de al menos 800 m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en la dirección al viento.

EXCEPCIÓN — Para edificios cuya altura media sea menor o igual a 9.0 m, la distancia viento arriba puede

reducirse a 460 m.

Exposición C — La categoría de exposición C aplicará para todos los casos donde no apliquen las categorías B y D.

Exposición D — La categoría de exposición D aplica cuando la rugosidad del terreno, como se define en Rugosidad de Terreno D, prevalece por una distancia mayor a 1500 m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en la dirección de barlovento. La categoría de exposición D se extenderá hacia las áreas viento abajo de las Rugosidades de Terreno B o C por una distancia de 200 m o 20 veces la altura de la edificación, la que sea mayor.

Para una edificación que se ubique en una zona de transición entre categorías, se usará la categoría que produzca mayores fuerzas de diseño.

EXCEPCIÓN - Se permite usar una categoría de exposición intermedia entre las categorías anteriores en una zona de transición, siempre y cuando esta se determine con un proceso analítico definido en la literatura reconocida.

B.6.5.6.4 — ***Categorías de Exposición para el SPRFV***

B.6.5.6.4.1 — ***Edificios y Otras Estructuras*** — Las cargas de viento para el diseño del SPRFV determinadas de la fig. B.6.5-3 deberán basarse en las categorías de exposición definidas en la sección B.6.5.6.3., para cada dirección de viento considerada.

B.6.5.6.4.2 — ***Edificios Bajos*** — Las cargas de viento para el diseño del SPRFV de edificios bajos se determinarán usando una presión por velocidad q_h basada en la categoría de exposición que produzca las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento donde se usen los coeficientes de presión externa GC_{pf} dados en la fig. B.6.5-7.

B.6.5.6.5 — ***Categoría de Exposición para Componentes y Elementos de Revestimiento*** — Las presiones de diseño para componentes y elementos de revestimiento, en edificios y otras estructuras, deberán basarse en la exposición que de por resultado las mayores cargas de viento en cualquier dirección de viento.

B.6.5.6.6 — ***Coeficiente de Exposición de Presión por velocidad*** — Basado en la categoría de exposición determinada en la sección B.6.5.3, se define de la Tabla B.6.5-3 un coeficiente de exposición de presión por velocidad K_z o K_h, según aplique. Para una edificación que se ubique en una zona de transición entre categorías de exposición, es decir cerca a un cambio de rugosidad de terreno, se permitirá tomar valores intermedios de K_z o K_h, siempre y cuando se determinen por medio de un método racional de análisis definido en la literatura reconocida.

B.6.5.7 — **EFECTOS TOPOGRÁFICOS**

B.6.5.7.1 — ***Aumento de velocidad sobre Colinas o Escarpes*** — Se deben incluir en el diseño los efectos de aumento de velocidad del viento sobre colinas aisladas, o escarpes, que constituyan cambios abruptos en la topografía general. Los edificios, las condiciones del sitio y la localización deben cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) Que la colina, o escarpe esté aislada y sin obstrucciones en barlovento, por otros accidentes topográficos de altura cercana a 100 veces su altura (100H) o 3 km, la que sea menor. La distancia se debe medir horizontalmente del punto desde el cual la altura *H* de la loma, colina o escarpe se mide.
(b) Que la colina, o escarpe sobresalga por encima del terreno viento arriba por un factor de 2 o más, dentro de un radio de 3 km.
(c) Que la estructura esté localizada en la mitad superior de la colina o cerca de la cresta del escarpe, como se muestra en la fig. B.6.5-1.
(d) Que $H/L_h \geq 0.2$.
(e) H es mayor o igual a 4.5 m para la Exposición C y D y 18 m para la Exposición B.

B.6.5.7.2 — ***Factor Topográfico*** — El efecto de aumento de velocidad de viento se incluirá en el cálculo de cargas de viento de diseño usando el factor K_{zt}:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \qquad \text{(B.6.5-1)}$$

Donde K_1, K_2 y K_3 se dan en la Fig. B.6.5-1.

Si el sitio o la localización de la estructura no cumple las condiciones especificadas en la sección B.6.5.7.1, entonces $K_{zt} = 1.0$.

B.6.5.8 — FACTOR DE EFECTO RÁFAGA

B.6.5.8.1 — ***Estructuras Rígidas*** — Para estructuras rígidas como se definen en la sección B.6.2, el factor de efecto ráfaga se tomará como 0.85 o se calculará con la siguiente fórmula:

$$G = 0.925\left(\frac{\left(1 + 1.7 g_Q I_{\bar{z}} Q\right)}{1 + 1.7 g_v I_{\bar{z}}}\right) \qquad \text{(B.6.5-2)}$$

$$I_{\bar{z}} = c\left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6} \qquad \text{(B.6.5-3)}$$

Donde $I_{\bar{z}}$ = la intensidad de turbulencia a la altura $\bar{z}$, donde $\bar{z}$ = la altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$, pero no menor a z_{min} para todas la alturas de edificios h. Para cada exposición z_{min} y c se listan en la tabla B.6.5-2; g_Q y g_v se tomaran como 3.4. La respuesta del entorno Q se define como:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.62\left(\frac{B + h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \qquad \text{(B.6.5-4)}$$

Donde B y h se definen en la sección B.6.3; y $L_{\bar{z}}$ = longitud integral a escala de la turbulencia (para modelos a escala en túnel de viento). $L_{\bar{z}}$ está definido por:

$$L_{\bar{z}} = \ell\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\varepsilon}} \qquad \text{(B.6.5-5)}$$

Donde ℓ y $\bar{\varepsilon}$ son constantes definidas en la tabla B.6.5-2.

B.6.5.8.2 — ***Estructuras Flexibles o Dinámicamente Sensibles*** — Para estructuras flexibles o dinámicamente sensibles como se define en la sección B.6.2, el factor efecto ráfaga se calculará mediante la expresión:

$$G_f = 0.925\left(\frac{1 + 1.7 I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_v I_{\bar{z}}}\right) \qquad \text{(B.6.5-6)}$$

g_Q y g_v se tomarán como 3.4 y g_R se calculará con la siguiente ecuación:

$$g_R = \sqrt{2\ln(3600 n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln(3600 n_1)}} \qquad \text{(B.6.5-7)}$$

R, el factor de respuesta de resonancia se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B \left(0.53 + 0.47 R_L\right)} \qquad \text{(B.6.5-8)}$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{\left(1 + 10.3 N_1\right)^{5/3}} \qquad \text{(B.6.5-9)}$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}} \qquad \text{(B.6.5-10)}$$

$$R_\ell = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2}\left(1 - e^{-2\eta}\right) \text{ para } \eta > 0 \qquad \text{(B.6.5-11a)}$$

$$R_\ell = 1 \text{ para } \eta = 0 \qquad \text{(B.6.5-11b)}$$

Donde el subíndice ℓ en la ec. B.6-11a se tomará como h, B y L respectivamente donde h, B y L se definen en la sección B.6.3.

η_1 = Frecuencia natural del edificio
$R_\ell = R_h$ tomando $\eta = 4.6 n_1 h/\bar{V}_{\bar{z}}$
$R_\ell = R_B$ tomando $\eta = 4.6 n_1 B/\bar{V}_{\bar{z}}$
$R_\ell = R_L$ tomando $\eta = 15.4 n_1 L/\bar{V}_{\bar{z}}$
β = porcentaje de amortiguamiento critico
$\bar{V}_{\bar{z}}$ = velocidad de viento promedia por hora a una altura $\bar{z}$ determinada con la ecuación:

$$\bar{V}_{\bar{z}} = \bar{b}\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\alpha}} V \qquad \text{(B.6.5-12)}$$

Donde $\bar{b}$ y $\bar{\alpha}$ son constantes listadas en la tabla B.6.5-2 y V es la velocidad básica del viento en m/s.

B.6.5.8.3 — ***Análisis Racional*** — En lugar de los procedimientos definidos en las secciones B.6.5.8.1 y B.6.5.8.2, se permite la determinación del factor efecto ráfaga por medio de cualquier método racional definido en literatura reconocida.

B.6.5.8.4 — ***Limitaciones*** — Donde aparezcan en tablas coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga combinados (GC_p, GC_{pi}, y GC_{pf}), no se calculará el factor efecto ráfaga por separado.

B.6.5.9 — CLASIFICACIONES DE LOS CERRAMIENTOS

B.6.5.9.1 — ***General*** — Para efectos de la determinación de coeficientes de presión interna, todos los edificios se deben clasificar como cerrados, parcialmente cerrados o abiertos de acuerdo con la sección B.6.2.

B.6.5.9.2 — ***Aberturas*** — Se deben cuantificar las aberturas en el cerramiento del edificio para determinar la clasificación de cerramiento como se define en la sección B.6.5.9.1.

B.6.5.9.3 — ***Zonas propensas a huracanes*** — Los vidrios de edificios localizados en zonas propensas a huracanes, deberán protegerse con una cobertura resistente a impacto o ser vidrios resistentes a impactos de acuerdo con los requerimientos especificados en las normas ASTM E1886 y ASTM E1996 u otros métodos de ensayo aprobados y criterios de desempeño.

EXCEPCIONES:

(a) Podrán no estar protegidos los vidrios en edificios de categoría II, III o IV localizados a más de 18.0 m por encima del nivel del suelo y a más de 9.0 m sobre cubiertas con superficies de agregado localizados a 450 m al interior del edificio.
(b) Se permiten los vidrios sin protección en edificios de categoría I.

B.6.5.9.4 — ***Clasificaciones Múltiples*** — Si por definición un edificio cumple con los parámetros de edificio "abierto" y "parcialmente cerrado", se clasificará como un edificio "abierto". Un edificio que no cumpla con las definiciones de edificio "abierto" o "parcialmente cerrado" se clasificará como un edificio "cerrado".

B.6.5.10 — PRESIÓN POR VELOCIDAD — La presión por velocidad, q_z, evaluada a la altura z se calculará con la siguiente expresión:

$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$ en (N/m^2); V en m/s **(B.6.5-13)**

Donde K_d es el factor de dirección de viento definido en la sección B.6.5.4.4, K_z es coeficiente de exposición de presión por velocidad definido en la sección B.6.5.6.6, K_{zt} es el factor topográfico definido en la sección B.6.5.7.2 y q_h es la presión por velocidad calculada usando la ecuación B.6.5-13 a la altura media de la cubierta, h.

El coeficiente numérico 0.613 se usará siempre que no haya suficientes registros climáticos para justificar la selección de otro valor.

B.6.5.11 — COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA

B.6.5.11.1 — ***Coeficiente de Presión Interna*** — Los coeficientes de presión interna, GC_{pi}, se determinarán de la Figura B.6.5-2 basados en la clasificación de cerramientos determinada en la sección B.6.5.9.

B.6.5.11.1.1 — ***Factor de Reducción para edificios de gran volumen,*** R_i — Para un edificio parcialmente cerrado que contenga un solo espacio sin particiones, el coeficiente de presión interna, GC_{pi}, se multiplicará por el siguiente factor de reducción, R_i:

$$R_i = 1.0 \text{ o } R_i = 0.5\left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{11000 A_{og}}}}\right) \le 1.0 \qquad \text{(B.6.5-14)}$$

Donde:

A_{og} = área total de aberturas en el cerramiento del edificio (paredes y cubiertas, en m^2)
V_i = volumen interno sin particiones, en m^3

B.6.5.11.2 — ***Coeficientes de Presión Externa***

B.6.5.11.2.1 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — Los coeficientes de presión externa, C_p, para los Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV) se dan en las figs. B.6.5-3, B.6.5-4 y B.6.5-5. Las combinaciones entre coeficientes de presión externa y factores de efecto de ráfaga, GP_{pf} para edificios bajos se dan en la fig. B.6.5-7. Los coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga de la Fig. B.6.5-7 no se deberán tomar por separado.

B.6.5.11.2.2 — ***Revestimiento y Componentes*** — Las combinaciones entre coeficientes de presión externa y los factores de efecto de ráfaga, G_{C_p}, para elementos de revestimiento y componentes se dan en las figs. B.6.5-8A a B.6.5-14. Los coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga de la fig. B.6.5-7 no se deberán tomar por separado.

B.6.5.11.3 — ***Coeficientes de Fuerza*** — En las figs. B.6.5-17 a B.6.5-19 se dan coeficientes de fuerza, C_f.

B.6.5.11.4 — ***Cornisas de cubiertas***

B.6.5.11.4.1 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — Los aleros a barlovento de las cubiertas se diseñarán con una presión positiva en la cara inferior, producto del coeficiente $C_p = 0.8$ y las presiones determinadas usando las figs. B.6.5-3 y B.6.5-5.

B.6.5.11.4.2 — ***Revestimiento y Componentes*** — Los aleros deben diseñarse para presiones determinadas a partir de los coeficientes de presión dados en las figs. B.5.6-8B, C y D.

B.6.5.11.5 — ***Parapetos***

B.6.5.11.5.1 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — Los coeficientes de presión para el efecto de parapetos en las cargas del SPRFV se dan en la sección B.6.5.12.2.4.

B.6.5.11.5.2 — ***Revestimiento y Componentes*** — Los coeficientes de presión para el diseño de elementos de revestimiento y componentes de parapetos se toman de las tablas de coeficientes de presión de cubiertas y paredes como se especifica en la sección B.6.5.12.4.4.

B.6.5.12 — FUERZAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS CERRADOS O PARCIALMENTE CERRADOS

B.6.5.12.1 — ***General***

B.6.5.12.1.1 — ***Convención de Signos*** — Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.12.1.2 — ***Condición de Carga Crítica*** — Los valores de presiones internas y externas se combinarán en forma algebraica para determinar el caso de carga mas crítico.

B.6.5.12.1.3 — ***Áreas Aferentes Mayores de 65 m^2*** — Los elementos de revestimiento y componentes que tengan un área aferente mayor a 65 m^2 se podrán diseñar usando las especificaciones de los SPRFV.

B.6.5.12.2 — ***Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento***

B.6.5.12.2.1 — ***Edificios Rígidos de Cualquier Altura*** — Las presiones de viento de diseño para el SPRFV de edificios se determinarán mediante la ecuación:

$$p = qGC_p - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ (N/m}^2\text{)} \qquad \text{(B.6.5-15)}$$

Donde:

$q = q_z$ para paredes a barlovento evaluadas a una altura z por encima del terreno.
$q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes de costado y cubiertas, evaluados a una altura h.
$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes de costado, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de presiones internas negativas en edificios parcialmente cerrados.
$q_i = q_z$ para la evaluación de presiones internas positivas en edificios parcialmente cerrados, donde z es el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados regiones en las que se pueda dar el arrastre de fragmentos por el viento, los vidrios en los 20 m inferiores que no sean resistentes al impacto o que no estén protegidos con un elemento resistente al impacto, deberán tratarse como una abertura en el edificio de acuerdo con la sección B.6.5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar en forma conservadora a la altura $h\left(q_i = q_h\right)$.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8
C_P = coeficientes de presión externa de las Figs. B.6.5-3 o B.6.5-5.

GC_{pi} = coeficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2

q y q_i se evaluarán usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3. Las presiones se aplicarán simultáneamente en paredes a barlovento y sotavento y en cubiertas como se define en la Fig. B.6.5-3 y B.6.5-5.

B.6.5.12.2.2 — ***Edificios Bajos*** — Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$p = q_h\left[\left(GC_{pf}\right) - \left(GC_{pi}\right)\right] \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-16)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura media de la cubierta, h usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3
GC_{pf} = coeficientes de presión externa de la Fig. B.6.5-7
GC_{pi} = coeficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2

B.6.5.12.2.3 — ***Edificios Flexibles*** — Las presiones de viento de diseño para el Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento en edificios flexibles se determinarán con la ecuación:

$$p = qG_fC_p - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-17)}$$

Donde q, q_i y $q\left(GC_{pi}\right)$ se definen en la sección 6.5.12.2.1 y G_f es igual al factor de efecto ráfaga como se define en la sección B.6.5.8.2.

B.6.5.12.2.4 — ***Parapetos*** — Las presiones de viento de diseño que toman en cuenta el efecto de parapetos en el SPRFV de edificios rígidos, bajos o flexibles con cubiertas planas, a dos aguas o a cuatro aguas, se determinarán con la ecuación:

$$p_p = q_pGC_{pn} \text{ en (N/m)} \qquad \textbf{(B.6.5-18)}$$

Donde:

p_p = presión neta combinada en el parapeto producto de la combinación de las presiones netas en las superficies anterior y posterior del parapeto. Los signos positivo (y negativo) significan presiones netas actuando hacia el frente del parapeto (y hacia afuera del exterior del mismo).
q_p = presión por velocidad evaluada en la parte más alta del parapeto
GC_{pn} = Coeficiente de presión neta combinada
= +1.5 para parapeto a barlovento
= -1.0 para parapeto a sotavento

B.6.5.12.3 — ***Casos de Carga de Viento de Diseño*** — El SPRFV de edificios de cualquier altura, cuyas cargas de viento se hayan determinado bajo las especificaciones de las secciones B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3, se deberán diseñar teniendo en cuenta los casos de carga definidos en la fig. B.6.5-6. La excentricidad *e* para estructuras rígidas se medirá desde el centro geométrico de la cara del edificio en cada eje $\left(e_x, e_y\right)$. La excentricidad *e* para estructuras flexibles se determinará mediante la siguiente ecuación y se considerará para cada eje principal $\left(e_x, e_y\right)$:

$$e = \frac{e_Q + 1.7I_{\bar{Z}}\sqrt{\left(g_Qe_Q\right)^2 + \left(g_R\,Re_R\right)^2}}{1 + 1.7I_{\bar{Z}}\sqrt{\left(g_QQ\right)^2 + \left(g_RR\right)^2}} \qquad \textbf{(B.6.5-19)}$$

Donde:

e_Q = excentricidad *e* para estructuras rígidas según la fig. B.6.5-6
e_R = distancia entre el centro de cortante elástico y el centro de masa para cada piso
$I_{\bar{Z}}$, g_Q, Q, g_R y R se definen de acuerdo con la sección B.6.5.8.

La excentricidad *e* será positiva o negativa, la que produzca el efecto de carga más severo.

EXCEPCIÓN — Los edificios de un piso de altura con h menor de 9.0 m, edificios de dos pisos o menos con pórticos de construcción liviana y edificios de dos pisos o menos diseñados con diafragmas flexibles, se pueden diseñar solamente con los casos de carga 1 y 3 de la fig. B.6.5-6.

B.6.5.12.4 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes***

B.6.5.12.4.1 — ***Edificios Bajos y Edificios con*** $h < 18.0$ ***m*** — Las presiones de viento de diseño para elementos de revestimiento y componentes de edificios bajos y edificios con $h \le 18.0$ m, se determinarán con la expresión:

$$p = q_h\left[\left(GC_p\right) - \left(GC_{pi}\right)\right] \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-20)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura media del edificio, h, usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3
$\left(GC_p\right)$ = coeficientes de presión externa especificados en de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-13
$\left(GC_{pi}\right)$ = coeficiente de presión interna de la Fig. B.6.5-2

B.6.5.12.4.2 — **Edificios con** $h > 18.0$ **m** — Las presiones de viento de diseño para elementos de revestimiento y componentes de edificios con $h > 18.0$ m, se determinarán con la ecuación:

$$p = q\left(GC_p\right) - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-21)}$$

Donde:

$q = q_z$ para muros a barlovento evaluada a una altura z por encima del terreno.
$q = q_h$ para muros a sotavento, muros laterales y cubiertas, evaluada a una altura h.
$q_i = q_h$ para muros a barlovento, muros laterales, muros a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de presiones internas negativas en edificios parcialmente cerrados.
$q_i = q_z$ para la evaluación de presiones internas positivas en edificios parcialmente cerrados, donde z es el nivel de la abertura más alta que podría afectar la presión interna positiva del edificio. Para edificios ubicados en regiones en las que el viento pueda arrastrar fragmentos, los vidrios que no sean resistentes al impacto o que no estén protegidos con un elemento resistente al impacto, deberán tratarse como una abertura en el edificio de acuerdo con la sección B.6.5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar a la altura $h\left(q_i = q_h\right)$.
$\left(GC_p\right)$ = coeficiente de presión externa de la Fig. B.6.5-14.
$\left(GC_{pi}\right)$ = coeficiente de presión interna de la Fig. B.6.5-2.

q y q_i se evaluaran usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3.

B.6.5.12.4.3 — ***Presiones de Viento de Diseño Alternativas para Elementos de Revestimiento y Componentes en Edificios con 18.0 m < h < 27 m*** — Como alternativa a los requerimientos de la sección B.6.5.12.4.2, el diseño de elementos de revestimiento y componentes de edificios con una altura media mayor a 18.0 y menor de 27 m, se podrán usar los valores de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14, con la condición que la relación altura ancho sea 1 o menor de 1 (excepto en los casos permitidos por la Nota 6 de la fig. B.6.5-14), y si se usa la ecuación B.6.5-20.

B.6.5.12.4.4 — ***Parapetos*** — Las presiones de vientos de diseño sobre elementos de revestimiento y componentes de parapetos se diseñarán con la ecuación:

$$p = q_p\left(GC_p - GC_{pi}\right) \qquad \textbf{(B.6.5-22)}$$

Donde:

q_p = presión por velocidad evaluada en la parte superior del parapeto
GC_p = coeficiente de presión externa de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14.
GC_{pi} = coeficiente de presión interna de la fig. B.6.5-2, basado en la porosidad del revestimiento del parapeto.

Se considerarán dos casos de carga. Caso de Carga A: consiste en aplicar la presión positiva sobre muros de la fig. B.6.5-8A o de la fig. B.6.5-14 a la superficie frontal del parapeto mientras se aplica la respectiva presión negativa de borde o de zona esquinera de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14 a la superficie posterior. Caso de Carga B: consiste en aplicar la presión positiva sobre muros de las figs. B.6.5-8A o la fig. B.6.5-14 a la superficie posterior del parapeto y la presión negativa sobre muros de las figs. B.6.5-8A o la Fig. B.6.5-14 a la superficie frontal del parapeto. Las zonas esquineras y bordes se tomarán de acuerdo con lo mostrado en las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14. GC_p se determinará para el ángulo de cubierta apropiado y el área de viento efectiva de las figs. B.6-11 a B.6-17. Si se presentase presión interna, se deberán evaluar ambos casos de carga bajo presiones internas negativas y positivas.

B.6.5.13 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS ABIERTOS CON CUBIERTAS A UNA, DOS Y AGUAS Y EN ARTESA

B.6.5.13.1 — ***General***

B.6.5.13.1.1 — ***Convención de Signos*** — Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.13.1.2 — ***Condición de Carga Crítica*** — Los coeficientes de presión neta C_N incluyen los aportes de las superficies superiores e inferiores. Se deben investigar todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de cubierta.

B.6.5.13.2 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — La presión de diseño neta para el SPRFV en cubiertas a una, dos aguas o cubiertas en artesa, se determinará por medio de la ecuación:

$$p = q_hGC_N \qquad \textbf{(B.6.5-23)}$$

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura promedio del cubierta, h, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3, que resulte en las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento del sitio.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
C_N = coeficiente de presión neta determinado de las figs. B.6.5-15A a B.6.5-15D.

Para cubiertas libres con un ángulo θ menor o igual a 5°, que contengan paneles de fascia, estos se considerarán como un parapeto invertido. El aporte de cargas al SPRFV por parte de la fascia, se determinará usando la sección B.6.5.12.2.4 con q_p igual a q_h.

B.6.5.13.3 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes*** — La presión neta de diseño para elementos de revestimiento y los componentes de cubiertas a una o dos aguas o en artesa se determinará con la ecuación:

$$p = q_hGC_N \qquad \textbf{(B.6.5-24)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura promedio del cubierta, h, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3, que resulte en las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento del sitio.
G = factor de efecto ráfaga de la Sección B.6.5.8.
C_N = coeficiente de presión neta determinado de las figs. B.6.5-16A a B.6.5-16C.

B.6.5.14 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN MUROS LIBRES Y VALLAS MACIZAS — La fuerza de viento de diseño para muros libres y vallas macizas se determinará con la ecuación:

$$F = q_hGC_fA_s \text{ en (N)} \qquad \textbf{(B.6.5-25)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura h (definida en la fig. B.6.5-17), usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.4.1.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
C_f = coeficiente de fuerza neta de la fig. B.6.5-17.
A_s = área bruta del muro libre y sólido o la valla sólida, en m^2.

B.6.5.15 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS — La fuerza de viento de diseño para otras estructuras se determinará con la expresión:

$$F = q_zGC_fA_f \text{ en (N)} \qquad \textbf{(B.6.5-26)}$$

Donde:

q_z = presión por velocidad evaluada a la altura z del centroide del área A_f, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
C_f = coeficientes de fuerza de las Figs. B.6.5-18 a B.6.5-19.
A_fs = área proyectada normal al viento, excepto donde C_f se haya especificado para la superficie real, en m^2.

B.6.5.15.1 — ***Estructuras y Equipos sobre Cubiertas en Edificios con*** $h \le 18.0$ ***m*** — La fuerza en estructuras y equipos sobre cubiertas, que tengan A_f menor de $\left(0.1Bh\right)$, localizados en edificios con $h \le 18.0$ m, se determinará con la Ec. B.6-38, multiplicada por un factor de 1.9. Este factor se podrá reducir linealmente desde 1.9 hasta 1.0 a medida que el valor de A_f se aumenta de $\left(0.1Bh\right)$ a $\left(Bh\right)$.

B.6.6 — MÉTODO 3 — PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO

B.6.6.1 — **ALCANCE** — Los ensayos de túnel de viento deben ser usados donde sea requerido de acuerdo con la sección B.6.5.2. Estos ensayos deben permitirse en lugar de los Métodos 1 y 2 para cualquier edificio o estructura.

B.6.6.2 — CONDICIONES DE ENSAYOS — Los ensayos de túnel de viento que empleen fluidos diferentes al aire para determinar las cargas de diseño de viento para cualquier edificio u otra estructura, deben ser realizados de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los ensayos para determinar las variaciones y el promedio de las fuerzas y presiones deben reunir las siguientes condiciones:

B.6.6.2.1 — La capa de borde para la atmosfera natural se ha modelado teniendo en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura.

B.6.6.2.2 — Las escalas relevantes de macro y micro-longitud de la componente longitudinal de la turbulencia atmosférica se modelan aproximadamente a la misma escala que se ha usado para modelar el edificio o la estructura.

B.6.6.2.3 — El edificio u otra estructura modelada y las estructuras y topografía de los alrededores son geométricamente similares a sus contrapartes de escala natural, excepto que, para edificios bajos que reúnen las condiciones de la sección B.6.5.1, los ensayos deben ser permitidos para los edificios escalados en una sola categoría de exposición como se define en la sección B.6.5.6.3.

B.6.6.2.4 — El área proyectada del edificio u otra estructura modelada y sus alrededores es menor que el 8% del área de la sección transversal de ensayo a menos que se haga una corrección por bloqueo.

B.6.6.2.5 — El gradiente de presión longitudinal en la sección de ensayo del túnel de viento debe ser considerado.

B.6.6.2.6 — Los efectos del número de Reynolds sobre las presiones y fuerzas se minimizan.

B.6.6.2.7 — Las características de respuesta de la instrumentación del túnel de viento son consistentes con las mediciones requeridas.

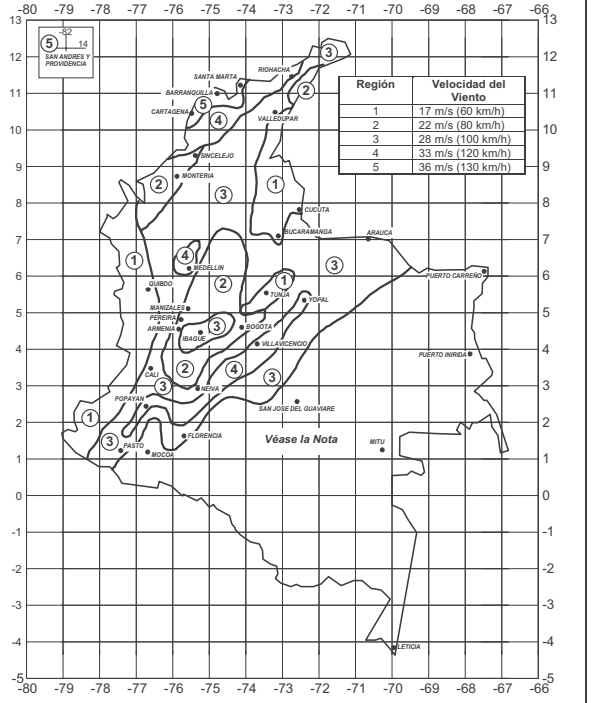
B.6.6.3 — RESPUESTA DINÁMICA — Los ensayos con el propósito de determinar la respuesta dinámica del edificio o de otra estructura deben estar de acuerdo con la sección B.6.6.2. El modelo estructural y el análisis respectivo deben tener en cuenta la distribución de masa, la rigidez y el amortiguamiento.

B.6.6.4 — LIMITACIONES

B.6.6.4.1 — ***Limitaciones en velocidades de viento*** —La variación de velocidades básicas de viento con la dirección no se deben permitir a menos que el análisis para velocidades de viento este de acuerdo a los requisitos de la sección B.6.5.4.2

Zonas de amenaza eólica

Figura B.6.4-1 | **Velocidad del viento básico**



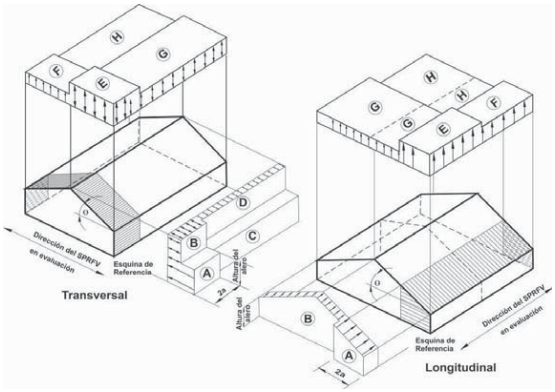
Región	Velocidad del Viento
1	17 m/s (60 km/h)
2	22 m/s (80 km/h)
3	28 m/s (100 km/h)
4	33 m/s (120 km/h)
5	36 m/s (130 km/h)

Nota: estas zonas no han sido estudiadas y se recomienda ser conservador al evaluar las fuerzas eólicas que puedan Presentarse en ellas. Mientras no se disponga de datos confiables se calcularan con base en una velocidad de 28 m/s (100 km/h).

Sistema Principal de Resistencia de Fuerza de Viento (SPRFV) – Método 1 | $h \le 18.0$ m

Figura B.6.4-2 | **Presiones de Viento de Diseño** | **Muros y Cubiertas**

Edificios Cerrados



Notas:

1. Las presiones mostradas se aplican a las proyecciones verticales y horizontales para la categoría de exposición B, a una altura $h = 10.0$ m, $I = 1.0$ y $K_{zt} = 1.0$. Para ajustar a otras condiciones se debe usar la Ecuación B.6.4-1.
2. Los patrones de carga mostrados deben aplicarse a cada esquina del edificio y se tomara cada una como la esquina de referencia (Véase Figura B 6.5-7).
3. Para el diseño del SPRFV longitudinal use $\theta = 0°$, y localice la zona de borde E/F, G/H a la mitad de longitud del edificio.
4. Los casos de carga 1 y 2 deben verificarse para $25° < \theta \le 45°$. Se da el caso de carga 2 a $25°$ solo para interpolaciones entre $25°$ y $30°$.
5. Los signos positivo y negativo significan presiones y succiones actuando sobre las superficies respectivamente.
6. Se permite interpolación lineal para pendientes diferentes a las mostradas.
7. La carga total horizontal no será menor de la determinada suponiendo $p_s = 0$ en las zonas B y D.
8. Las zonas de presión representan lo siguiente:
   Zonas Horizontales de Presión – Suma de las presiones netas (internas y externas) a barlovento y sotavento, en la proyección vertical de:
   A – Zona final del muro — C – Zona interior del muro
   B – Zona final de la cubierta — D – Zona interior de la cubierta
   Zonas Verticales de Presión – Suma de las presiones netas (internas y externas), en la proyección horizontal de:
   E – Zona final de cubierta a barlovento — G – Zona interior de cubierta a barlovento
   F – Zona final de cubierta a sotavento — H – Zona interior de cubierta a sotavento
9. Cuando las zonas E o G se ubiquen en el alero del lado a sotavento del edificio, se debe usar E_{OH} y G_{OH} para la presión en la proyección horizontal del alero. La presión de los aleros en el lado a sotavento y en los costados será la presión básica de la zona.
10. Notación:
    a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, la que sea menor. No debe ser menor al 4% de la menor dimensión horizontal o 0.9m.
    h : altura media de la cubierta en metros. Cuando $\theta \le 10°$, se usara la altura hasta el alero.
    θ : Angulo de inclinación de la cubierta, en grados.

Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 1 | $h \le 18.0$ m

Figura B.6.4-2 (Continuación) | **Presiones de Viento de Diseño** | **Muros y Cubiertas**

Edificios Cerrados

Procedimiento Simplificado: Presión Básica de Viento, p_{s10} (kN/m²)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, $K_{zt} = 1.0$, con $I = 1.0$)

Velocidad Básica de Viento m/s (km/h)	Angulo de Inclinación de la cubierta (grados)	Caso de Carga	Zonas									
			Presiones Horizontales				Presiones Verticales				Aleros	
			A	B	C	D	E	F	G	H	E_{OH}	G_{OH}
17 (60)	0 a 5	1	0.11	-0.05	0.07	-0.03	-0.13	-0.07	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	10	1	0.12	-0.05	0.08	-0.03	-0.13	-0.08	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	15	1	0.13	-0.04	0.09	-0.02	-0.13	-0.08	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	20	1	0.15	-0.04	0.10	-0.02	-0.13	-0.09	-0.09	-0.07	-0.18	-0.14
	25	1	0.13	0.02	0.10	0.02	-0.06	-0.08	-0.04	-0.06	-0.11	-0.09
		2	----	----	----	----	-0.02	-0.04	-0.01	-0.03	----	----
	30 a 45	1	0.12	0.08	0.09	0.06	0.01	-0.07	0.00	-0.06	-0.04	-0.05
		2	0.12	0.08	0.09	0.06	0.05	-0.04	0.04	-0.03	-0.04	-0.05
22 (80)	0 a 5	1	0.19	-0.10	0.12	-0.06	-0.23	-0.13	-0.16	-0.10	-0.32	-0.25
	10	1	0.21	-0.09	0.14	-0.05	-0.23	-0.14	-0.16	-0.11	-0.32	-0.25
	15	1	0.24	-0.08	0.16	-0.04	-0.23	-0.15	-0.16	-0.11	-0.32	-0.25
	20	1	0.26	-0.07	0.17	-0.04	-0.23	-0.16	-0.16	-0.12	-0.32	-0.25
	25	1	0.24	0.04	0.17	0.04	-0.10	-0.14	-0.08	-0.11	-0.19	-0.17
		2	----	---	---	---	-0.04	-0.08	-0.01	-0.05	---	---
	30 a 45	1	0.21	0.14	0.17	0.11	0.02	-0.13	0.00	-0.11	-0.07	-0.09
		2	0.21	0.14	0.17	0.11	0.08	-0.06	0.07	-0.05	-0.07	-0.09
28 (100)	0 a 5	1	0.29	-0.15	0.19	-0.09	-0.35	-0.20	-0.25	-0.16	-0.49	-0.39
	10	1	0.33	-0.14	0.22	-0.08	-0.35	-0.21	-0.25	-0.17	-0.49	-0.39
	15	1	0.37	-0.12	0.25	-0.07	-0.35	-0.23	-0.25	-0.18	-0.49	-0.39
	20	1	0.41	-0.11	0.27	-0.06	-0.35	-0.25	-0.25	-0.19	-0.49	-0.39
	25	1	0.37	0.06	0.27	0.06	-0.16	-0.22	-0.12	-0.18	-0.30	-0.26
		2	----	----	----	----	-0.06	-0.12	-0.02	-0.08	----	---
	30 a 45	1	0.33	0.23	0.26	0.18	0.03	-0.20	0.01	-0.17	-0.12	-0.13
		2	0.33	0.23	0.26	0.18	0.13	-0.10	0.11	-0.07	-0.12	-0.13
33 (120)	0 a 5	1	0.42	-0.22	0.28	-0.13	-0.51	-0.29	-0.35	-0.22	-0.71	-0.56
	10	1	0.48	-0.20	0.32	-0.11	-0.51	-0.31	-0.35	-0.24	-0.71	-0.56
	15	1	0.53	-0.18	0.35	-0.10	-0.51	-0.33	-0.35	-0.25	-0.71	-0.56
	20	1	0.59	-0.15	0.39	-0.08	-0.51	-0.35	-0.35	-0.27	-0.71	-0.56
	25	1	0.53	0.08	0.38	0.09	-0.24	-0.32	-0.17	-0.26	-0.44	-0.37
		2	---	---	---	---	-0.09	-0.17	-0.03	-0.11	---	---
	30 a 45	1	0.48	0.32	0.38	0.26	0.04	-0.29	0.01	-0.25	-0.17	-0.19
		2	0.48	0.32	0.38	0.26	0.18	-0.14	0.16	-0.10	-0.17	-0.19
36 (130)	0 a 5	1	0.50	-0.26	0.33	-0.15	-0.60	-0.34	-0.41	-0.26	-0.83	-0.65
	10	1	0.56	-0.23	0.37	-0.13	-0.60	-0.36	-0.41	-0.28	-0.83	-0.65
	15	1	0.62	-0.21	0.41	-0.12	-0.60	-0.39	-0.41	-0.30	-0.83	-0.65
	20	1	0.69	-0.18	0.46	-0.10	-0.60	-0.41	-0.41	-0.32	-0.83	-0.65
	25	1	0.62	0.10	0.45	0.10	-0.28	-0.38	-0.20	-0.30	-0.51	-0.44
		2	--	--	--	--	-0.10	-0.20	-0.03	-0.13	--	--
	30 a 45	1	0.56	0.38	0.44	0.30	0.04	-0.34	0.01	-0.29	-0.19	-0.22
		2	0.56	0.38	0.44	0.30	0.22	-0.17	0.19	-0.12	-0.19	-0.22

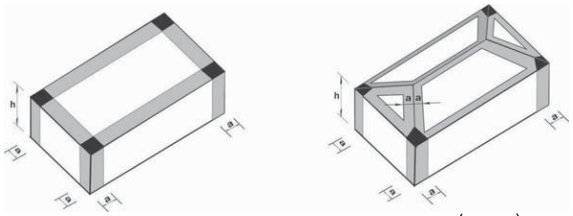
Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-2 (Continuación)	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Factor de Ajuste por Altura del Edificio y Exposición, λ

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4,5	1.00	1.21	1.47
6,0	1.00	1.29	1.55
7,5	1.00	1.35	1.61
9,0	1.00	1.40	1.66
10,5	1.05	1.45	1.70
12,0	1.09	1.49	1.74
13,5	1.12	1.53	1.78
15,0	1.16	1.56	1.81
16,5	1.19	1.59	1.84
18,0	1.22	1.62	1.87

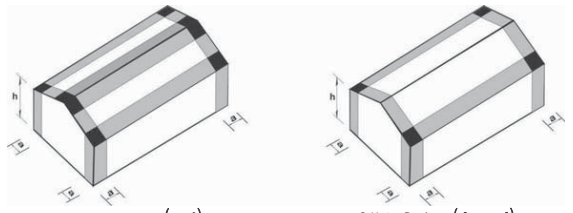
B-42

Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-3	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		



Cubierta Plana

Cubierta a Cuatro Aguas $\left(7° < \theta \leq 27°\right)$



Cubierta a Dos Aguas $\left(\theta \leq 7°\right)$

Cubierta a Dos Aguas $\left(7° < \theta \leq 45°\right)$

Zonas Interiores
Cubiertas – Zona 1
Muros – Zona 4

Zonas Finales
Cubiertas – Zona 2
Muros – Zona 5

Zonas Esquineras
Cubiertas – Zona 3

Notas:

1. Las presiones mostradas se aplican en dirección normal a la superficie, para la categoría de exposición B, a una altura, $\mathbf{h = 10.0}$ m, $\mathbf{I = 1.0}$ y $\mathbf{K_{zt} = 1.0}$ Para ajustar a otras condiciones se debe usar la Ecuación B.6.4.2.
2. Los signos positivos y negativos representan presiones y succiones sobre las superficies respectivamente.
3. Para cubiertas a cuatro aguas con $\boldsymbol{\theta \leq 25°}$, en la zona 3 se debe tratar como Zona 2.
4. Para valores de Áreas de Viento Efectivas entre los dados, se permite interpolar o usar el valor asociado al Área de Viento efectivamente menor.
5. Notación:

$\mathbf{a}$: 10% de la menor dimensión horizontal o $\mathbf{0.4h}$, la que sea menor. No debe ser menor al 4% de la menor dimensión horizontal o 0.9m.

$\mathbf{h}$: altura media de la cubierta en metros. Cuando $\boldsymbol{\theta \leq 10°}$, se usara la altura hasta el alero.

$\boldsymbol{\theta}$: Ángulo de inclinación de la cubierta, en grados.

B-43

Componentes y Revestimientos – Método1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Viento de Diseño, p_{net10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $\mathbf{h = 10.0}$ m, $\mathbf{K_{zt} = 1.0}$, con $\mathbf{I = 1.0}$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m^2)	Velocidad Básica de Viento V m/s (km/h)									
			17 (60)		22 (80)		28 (100)		33 (120)		36 (130)	
Cubierta con 0 < θ ≤ 7 grados	1	1	0.05	-0.12	0.09	-0.21	0.14	-0.33	0.20	-0.48	0.23	-0.56
	1	2	0.05	-0.12	0.08	-0.21	0.13	-0.32	0.18	-0.47	0.22	-0.55
	1	5	0.04	-0.11	0.07	-020	0.12	-0.30	0.17	-0.45	0.19	-0.53
	1	10	0.04	-0.11	0.07	-0.19	0.11	-0.30	0.15	-0.44	0.18	-0.51
	2	1	0.05	-0.20	0.09	-0.36	0.14	-0.56	0.20	-0.80	0.23	-0.94
	2	2	0.05	-0.18	0.08	-0.32	0.13	-0.50	0.18	-0.72	0.22	-0.84
	2	5	0.04	-0.15	0.07	-0.27	0.12	-0.42	0.17	-0.60	0.19	-0.71
	2	10	0.04	-0.13	0.07	-0.23	0.11	-0.36	0.15	-0.52	0.18	-0.61
	3	1	0.05	-0.30	0.09	-0.54	0.14	-0.84	0.20	-1.21	0.23	-1.42
	3	2	0.05	-0.25	0.08	-0.45	0.13	-0.70	0.18	-1.00	0.22	-1.18
	3	5	0.04	-0.18	0.07	-0.32	0.12	-0.50	0.17	-0.73	0.19	-0.85
	3	10	0.04	-0.13	0.07	-0.23	0.11	-0.36	0.15	-0.52	0.18	-0.61
cubierta con 7 < θ ≤ 27 grados	1	1	0.07	-0.11	0.12	-0.19	0.19	-0.30	0.28	-0.44	0.32	-0.51
	1	2	0.06	-0.11	.011	-0.19	0.17	-0.30	0.25	-0.43	0.29	-0.50
	1	5	0.06	-0.10	0.10	-0.18	0.15	-0.28	0.22	-0.41	0.26	-0.48
	1	10	0.05	-0.10	0.09	-0.18	0.14	-0.28	0.20	-0.40	0.23	-0.47
	2	1	0.07	-0.19	0.12	-0.34	0.19	-0.53	0.28	-0.76	0.32	-0.89
	2	2	0.06	-0.17	0.11	-0.31	0.17	-0.49	0.25	-0.70	0.29	-0.82
	2	5	0.06	-0.16	0.10	-0.28	0.15	-0.43	0.22	-0.62	0.26	-0.73
	2	10	0.05	-0.14	0.09	-0.25	0.14	-0.39	0.20	-0.56	0.23	-0.66
	3	1	0.07	-0.28	0.12	-0.50	0.19	-0.78	0.28	-1.13	0.32	-1.32
	3	2	0.06	-0.26	0.11	-0.47	0.17	-0.73	0.25	-1.05	0.29	-1.24
	3	5	0.06	-0.24	0.10	-0.43	0.15	-0.67	0.22	-0.96	0.26	-1.12
	3	10	0.05	-0.22	0.09	-0.39	0.14	-0.61	0.20	-0.88	0.23	-1.04
Cubierta con 27 < θ ≤ 45 grados	1	1	0.11	-0.12	0.19	-0.21	0.30	-0.33	0.44	-0.48	0.51	-0.56
	1	2	0.11	-0.11	0.19	-0.20	0.30	-0.31	0.43	-0.45	0.50	-0.53
	1	5	0.10	-0.11	0.18	-0.19	0.28	-0.29	0.41	-0.42	0.48	-0.50
	1	10	0.10	-0.10	0.18	-0.18	0.28	-0.28	0.40	-0.40	0.47	-0.47
	2	1	0.11	-0.14	0.19	-0.25	0.30	-0.39	0.44	-0.56	0.51	-0.66
	2	2	0.11	-0.13	0.19	-0.24	0.30	-0.37	0.43	-0.53	0.50	-0.63
	2	5	0.10	-0.13	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.59
	2	10	0.10	-0.12	0.18	-0.21	0.28	-0.33	0.40	-0.48	0.47	-0.56
	3	1	0.11	-0.14	0.19	-0.25	0.30	-0.39	0.44	-0.56	0.51	-0.66
	3	2	0.11	-0.13	0.19	-0.24	0.30	-0.37	0.43	-0.53	0.50	-0.63
	3	5	0.10	-0.13	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.59
	3	10	0.10	-0.12	0.18	-0.21	0.28	-0.33	0.40	-0.48	0.47	-0.56
Muro	4	1	0.12	-0.13	0.21	-0.23	0.33	-0.36	0.48	-0.52	0.56	-0.61
	4	2	0.11	-0.12	0.20	-0.22	0.32	-0.35	0.46	-0.50	0.54	-0.58
	4	5	0.11	-0.12	0.19	-0.21	0.30	-0.32	0.43	-0.47	0.50	-0.55
	4	10	0.10	-0.11	0.18	-0.20	0.28	-0.31	0.41	-0.45	0.48	-0.53

B-44

Componentes y Revestimientos – Método1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Diseño, p_{net10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $\mathbf{h = 10.0}$ m, $\mathbf{K_{zt} = 1.0}$, con $\mathbf{I = 1.0}$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m^2)	Velocidad Básica de Viento V m/s (km/h)									
			17 (60)		22 (80)		28 (100)		33 (120)		36 (130)	
Muro	4	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47
	5	1	0.12	-0.16	0.21	-0.28	0.33	-0.45	0.48	-0.64	0.56	-0.75
	5	2	0.11	-0.15	0.20	-0.27	0.32	-0.41	0.46	-0.60	0.54	-0.70
	5	5	0.11	-0.14	0.19	-0.24	0.30	-0.38	0.43	-0.54	0.50	-0.64
	5	10	0.10	-0.12	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.58
	5	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47

B-45

Componentes y Revestimientos – Método1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

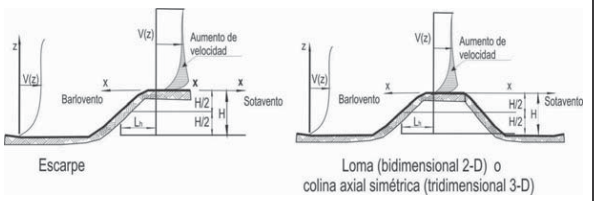
Presión Neta de Diseño de Alero, p_{net10} (kN/m²)
(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, con $I = 1.0$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m²)	Velocidad Básica de Viento V (km/h)				
			17 (60)	22 (80)	28 (100)	33 (120)	36 (130)
Cubierta con 0 < θ ≤ 7 grados	2	1	-0.17	-0.31	-0.48	-0.69	-0.81
	2	2	-017	-0.30	-0.47	-0.68	-0.79
	2	5	-017	-0.29	-0.46	-0.66	-0.77
	2	10	-0.16	-0.29	-0.45	-0.65	-0.76
	3	1	-0.28	-0.51	-0.79	-1.14	-1.33
	3	2	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.04
	3	5	-0.14	-0.25	-0.39	-0.57	-0.67
	3	10	-0.08	-0.15	-0.23	-0.33	-0.39
Cubierta con 7 < θ ≤ 27 grados	2	1	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	2	-0.22	0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	5	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	10	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	3	1	-0.38	-0.67	-1.04	-1.50	-1.76
	3	2	-034	-0.60	-0.94	-1.35	-1.59
	3	5	-0.29	-0.52	-0.81	-1.16	-1.36
	3	10	-0.25	-0.45	-0.70	-1.02	-1.19
Cubierta con 27 < θ ≤ 45 grados	2	1	-0.20	-0.36	-0.56	-0.81	-0.95
	2	2	-0.20	-0.35	-0.55	-0.79	-0.93
	2	5	-0.19	-0.34	-0.52	-0.76	-0.89
	2	10	-0.18	-0.32	-0.51	-0.73	-0.86
	3	1	-0.20	-0.36	-0.56	-0.81	-0.95
	3	2	-020	-0.35	-0.55	-0.79	-0.93
	3	5	-0.19	-0.34	-0.52	-0.76	-0.89
	3	10	-0.18	-0.32	-0.51	-0.73	-0.86

Factor de Ajuste por Altura del Edificio y Exposición, λ

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4.5	1.00	1.21	1.47
6.0	1.00	1.29	1.55
7.5	1.00	1.35	1.61
9.0	1.00	1.40	1.66
10.5	1.05	1.45	1.70
12.0	1.09	1.49	1.74
13.5	1.12	1.53	1.78
15.0	1.16	1.56	1.81
16.5	1.19	1.59	1.84
18.0	1.22	1.62	1.87

Factor Topográfico K_{zt} - Método 2	
Figura B.6.5-1	



Multiplicador Topográfico para Exposición C

H/L_h	Multiplicador K_1			x/L_h	Multiplicador K_2		z/L_h	Multiplicador K_3		
	Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D		Escarpe 2-D	Todos los otros casos		Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D
0.20	0.29	0.17	0.21	**0.00**	1.00	1.00	**0.00**	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	**0.50**	0.88	0.67	**0.10**	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	**1.00**	0.75	0.33	**0.20**	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	**1.50**	0.63	0.00	**0.30**	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	**2.00**	0.50	0.00	**0.40**	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	**2.50**	0.38	0.00	**0.50**	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	**3.00**	0.25	0.00	**0.60**	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	**0.70**	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	**0.80**	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notas:
1. Para valores de H/L_h, x/L_h, y z/L_h distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para $H/L_h > 0.5$, suponer que $H/L_h = 0.5$ para la evaluación de K_1, y sustituir L_h por $2H$ para la evaluación de K_2, y K_3
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpe en la dirección de máxima pendiente.
4. Notación:
   - H: Altura de la colina o escarpe referida al terreno ubicado en barlovento, en m.
   - L_h: distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la MMMM altura de la colina o escarpe, en m.
   - K_1: factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
   - K_2: factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
   - K_3: factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.
   - x: distancia (a barlovento o sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio en m.
   - z: altura sobre el nivel del terreno local, en m.
   - μ: factor de atenuación horizontal.
   - γ: factor de atenuación en altura

Factor Topográfico K_{zt} - Método 2		
Figura B.6.5-1 (Continuación)		

Ecuaciones:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

K_1 se obtiene de la tabla inferior

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z / L_h}$$

Parámetros para aumento de la Velocidad sobre Colinas y Escarpes

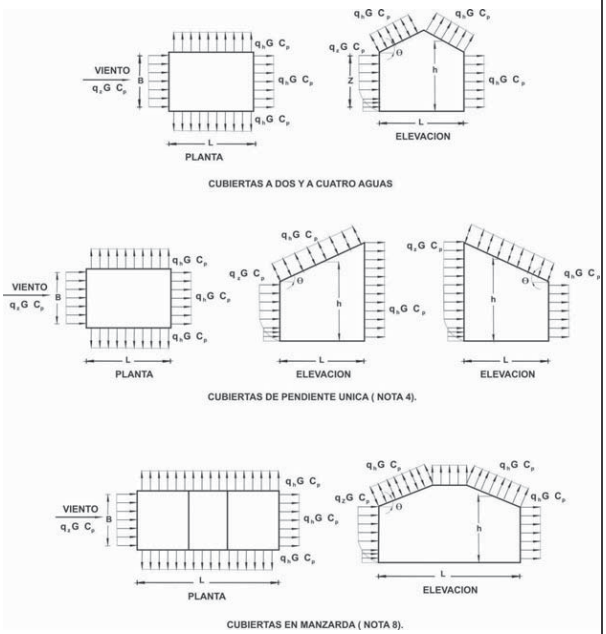
Forma de la Colina	$K_1 / (H / L_h)$			γ	μ	
	Exposición				Hacia barlovento desde la cresta	Hacia sotavento desde la cresta
	B	C	D			
Lomas bidimensionales (2D)o valles con H negativa en K_1 /(H/L_h)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Escarpes bidimensionales (2D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Colina tridimensional axialsimétrica	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento, Componentes y Revestimientos-Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-2	Coeficientes de presión interna, GC_{pi}	Muros y Cubiertas
Edificios Abiertos y total o Parcialmente Cerrados		

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Notas:
1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. Los valores de GC_{pi} deberán ser utilizados con q_z y q_h según se especifica en B.6.5.12.
3. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada:
   (i) Un valor positivo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas.
   (ii) Un valor negativo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-3	Coeficientes de presión externa, C_p	Muros y Cubiertas
Edificios Total o Parcialmente Cerrados		



B-50

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-3 (Continuación)	Coeficientes de presión externa, C_p	Muros y Cubiertas
Edificios Total o Parcialmente Cerrados		

Coeficientes de Presión en Muros, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro en barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Muro en sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	>4	-0.2	
Muros laterales	Todos los valores	-0.7	q_h

Coeficientes de Presión en Cubiertas, C_p , para usar con q_h

Dirección del Viento		Barlovento								Sotavento		
		Ángulo θ en grados								Angulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60#	10	15	≥20
Normal a la cumbrera para θ ≥10°	≤0.25	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.40	0.01	-0.30	-0.50	-0.60
		-0.18	0.0*	0.20	0.30	-0.30	0.40		θ			
	0.50	-0.90	-0.70	-0.40	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.01	-0.50	-0.50	-0.60
		-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	0.40	θ			
	≥1.0	-1.3**	-1.00	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	0.0*	0.01	-0.70	-0.60	-0.60
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	θ	-0.70	-0.60	-0.60

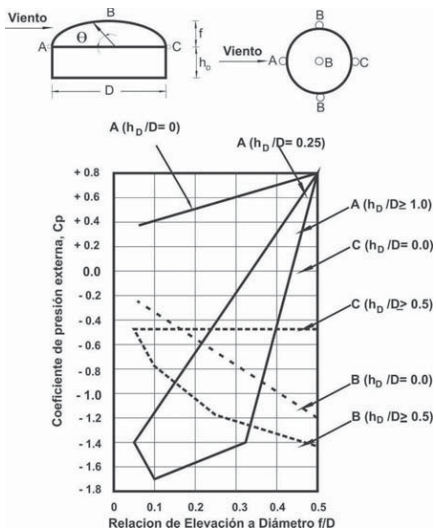
Normal a la cumbrera para θ <10° y paralela a la cumbrera para todo θ		Distancia horizontal desde el borde de barlovento	C_p	*Valor dado para fines de interpolación **Valor que puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:
	≤0.5	0 a h/2	-0.9, -0.18	
		h/2 a h	-0.9, -0.18	
		h a 2h	-0.5, -0.18	
		> 2h	-0.3, -0.18	
	≥1.0	0 a h/2	-1.3**, -0.18	Área (m^2) / Factor de Reducción
		>h/2	-0.7, -0.18	<10 / 1 20 / 0.9 >100 / 0.8

Notas:
1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
2. Se permite interpolación lineal para valores de L/B, h/L y θ distintos a los indicados. La interpolación sólo se llevará cabo entre valores del M mismo signo. Donde no se dan valores del mismo signo, se tomará 0.0 para propósitos de interpolación.
3. Donde aparezcan dos valores de C_p indica que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones o succiones y la estructura de la cubierta deberá diseñarse para ambas condiciones. En este caso para valores intermedios de h/L, la interpolación solo podrá realizarse entre valores de C_p que tengan el mismo signo.
4. Para cubiertas con una sola pendiente, su superficie total será de barlovento o de sotavento.
5. Para edificios flexibles se debe usar un valor de G_f apropiado, según lo indique la sección B.6.5.8.
6. Para domos (superficies abovedadas) debe usarse la figura B.6.5-4 y para cubiertas en arco debe usarse la figura B.6.5-5.
7. Notación:
   B : dimensión horizontal del edificio, en m, medidas en dirección normal al viento.
   L : dimensión horizontal del edificio, en m, medida en dirección paralela al viento.
   h : altura media de la cubierta en m, excepto que para $\theta \leq 10°$, se usará la altura del alero.
   z : altura sobre el terreno, en m.
   G : factor del efecto ráfaga.
   q_z , q_h : Presión de velocidad del viento, en N/m^2, evaluada a la altura respectiva.
   θ : ángulo del plano de la cubierta con respecto a la horizontal, en grados.
8. Para cubiertas en mansarda, la superficie superior horizontal y la superficie inclinada a sotavento se consideraran para efectos de uso de la tabla, como superficie a sotavento.
9. A excepción del sistema principal (SPRFV) en la cubierta que consiste en pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal toral no deberá ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento sobre las superficies de la cubierta.

Para cubiertas con ángulo $\theta \leq 80°$ usar $C_p = 0.8$

B-51

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento.– Método2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-4	Coeficientes de presión externa, C_p	Domos (cubiertas abovedadas)
Estructuras y Edificios Total o Parcialmente cerrados		



Notas:
1. se deberán considerar dos casos de carga:
   Caso A:
   Valores de C_p entre A y B y entre B y C deberán determinarse por interpolación lineal a lo largo de los arcos del domo paralelos a la MM MM dirección del viento.
   Caso B:
   El valor de C_p deberá ser el valor constante de A para $\theta \leq 25$ grados, y será determinado por interpolación lineal a partir de 25 grados MM para B y desde B a C.
2. Los valores de C_p son los que se deberán utilizar con $q_{(h_D+f)}$ donde $h_D + f$ es la altura de la clave del domo.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones o succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. El valor C_p es constante en la superficie del domo para los arcos de los círculos perpendiculares a la dirección de viento; por ejemplo, el arco M que pasa a través de B-B-B y todos los arcos paralelos a B-B-B.
5. Para valores intermedios de h_D/D deberá interpolarse linealmente.
6. $\theta = 0$ grados en el arranque del domo, $\theta = 90$ grados en el punto superior del centro del domo (clave); f será medido desde el arranque hasta la M clave
7. El cortante horizontal total no debe ser menor que el calculado al despreciar las fuerzas del viento sobre la superficie cubierta.
8. Para valores $f/D < 0.05$, utilizar la figura B.6.5-3.

B-52

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento–Componentes y Revestimientos Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-5	Coeficientes de presión externa, C_p	Cubiertas en Arcos
Edificios y Estructuras total y Parcialmente Cerrados		

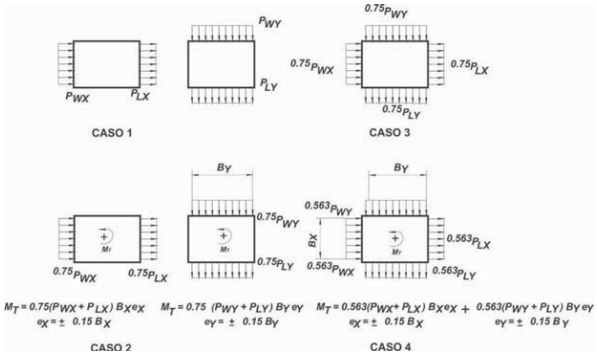
Condiciones	Relación Altura/Luz, r	C_p Cuarto a Barlovento	C_p Medio Central	C_p Cuarto a Sotavento
Cubierta sobre estructura elevada	0 < r < 0.2	-0.9	-0.7 - r	-0.5
	0.2 ≤ r< 0.3*	1.5r -0.3	-0.7 - r	-0.5
	0.3 ≤ r< 0.6	2.75r-0.7	-0.7 - r	-0.5
Cubierta con el arranque desde nivel del piso	0< r ≤0.6	1.4r	-0.7 - r	-0.5

*Cuando la relación altura a longitud es $0.2 \leq r \leq 0.3$, los coeficientes alternativos dados por $6r - 2.1$ podrán también ser usados para cuarto a barlovento

Notas:
1. Los valores listados se usarán para determinar las cargas promedio sobre los sistemas principales resistentes a las fuerzas del viento.
2. Los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
3. Para viento en dirección paralela a la cumbrera, use los coeficientes de presión de la figura B.6.5-3 con el viento en dirección paralela a la M M cumbre.
4. Para los componentes y revestimientos: (1) En el perímetro de la cubierta, use los coeficientes de presión externa dados en las figuras B.6.5-8 M con el ángulo θ medido desde la base de la pendiente y (2) para las áreas de cubierta restantes, use los coeficientes de presión externa de M esta tabla multiplicados por 0.87.

B-53

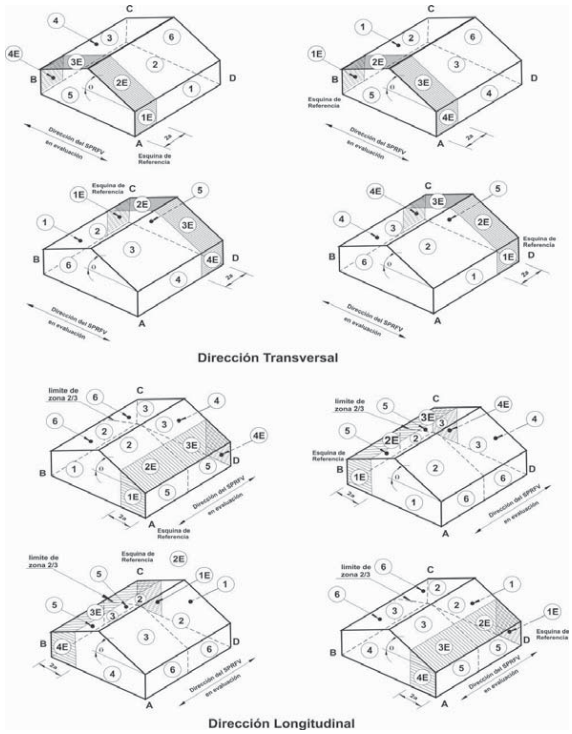
Sistema principal resistente a la fuerza de viento – Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-6	Casos de carga de Viento de diseño	



Caso 1. La totalidad de la presión de viento de diseño que actúa sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada separadamente para cada eje principal.
Caso 2. Tres cuartas partes de la presión del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, en conjunto con un momento torsional como el mostrado y considerada separadamente para cada eje principal.
Caso 3. Carga de viento como se define en el caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.
Caso 4. Carga de viento como se define en el caso 2, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.

Notas:
1. Las presiones de viento de diseño para las caras de barlovento y sotavento se determinarán de acuerdo con lo estipulado en B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3, aplicable para edificaciones de todas las alturas.
2. Los diagramas muestran vistas en planta de la edificación.
3. Notación:
   P_{wx} · P_{wy} : Presión de diseño por viento para la cara de barlovento actuando en el eje principal x y el eje principal y, respectivamente
   P_{LX} · P_{LY} : Presión de diseño por viento para la cara de sotavento actuando en el eje principal x y el eje principal y, respectivamente
   $e(e_x, e_y)$: Excentricidad para el eje principal x, y el eje principal y, respectivamente
   M_T : Momento torsional por unidad de altura actuando alrededor de un eje vertical de la edificación.

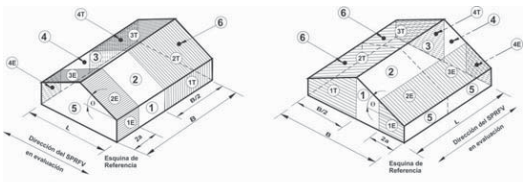
Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento - Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-7	Coeficientes de presión externa, GC_{pf}	Muros de baja altura y Cubiertas
Edificios total o parcialmente cerrados		



Sistema Principal Resistente a la Fuerza de viento - Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-7 (Continuación)	Coeficientes de presión externa, GC_{pf}	Muros de baja altura y Cubiertas
Edificios total o parcialmente cerrados		

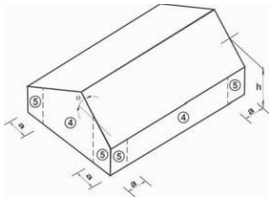
Cubierta Ángulo θ (grados)	Superficie de la edificación									
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E
0-5	0.40	-0.69	-0.37	-0.29	-0.45	-0.45	0.61	-1.07	-0.53	-0.43
20	0.53	-0.69	-0.48	-0.43	-0.45	-0.45	0.80	-1.07	-0.69	-0.64
30-45	0.56	0.21	-0.43	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.27	-0.53	-0.48
90	0.56	0.56	-0.37	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.69	-0.48	-0.48

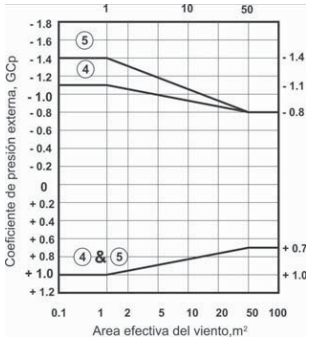
Notas:
1. Signos positivos y negativos representan presiones y succiones actuando sobre las superficies.
2. Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite interpolación lineal.
3. El edificio debe diseñarse para todas las direcciones del viento usando los 8 patrones de carga mostrados. Los patrones de carga son aplicados para cada esquina de la edificación llamada la esquina de referencia.
4. Las combinaciones de presiones externas e internas (véase figura B.6.5-2) se evaluarán como se requiera para obtener las condiciones más severas de carga.
5. Para los casos de carga torsionales mostrados abajo, las presiones en las zonas designadas con "T" (1T, 2T, 3T,4T) serán 25% de las presiones de viento totales de diseño (zonas 1, 2, 3, 4).
   Excepción: En edificaciones de un solo nivel con h menor igual a 9.0 m, edificaciones aporticadas con dos o menos niveles con construcción liviana y edificaciones con dos niveles o menos diseñados con diafragmas flexibles no requieren ser diseñados para los casos de cargas torsionales.
   Las cargas torsionales deberán ser aplicadas a los ocho patrones de carga básicos usando las figuras abajo mostradas, aplicadas a cada esquina referencia.
6. Excepto para pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal total no deberá ser menor que el determinado despreciando las fuerzas de viento sobre la superficie de la cubierta.
7. MPara el diseño del sistema principal (SPRFV) deberá proveerse resistencia lateral en la dirección paralela a la cumbrera o para las cubiertas M planas, use $\theta = 0^\circ$ y localice el límite de la zonas 2 y 3 a la mitad de la longitud de la edificación.
8. El coeficiente de presión de la cubierta GC_{pf}, cuando es negativo en la Zona 2 ó 2E, se aplicará en Zona 2/2E a una distancia del borde de la cubierta igual a 0.5 veces la dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del SPRFV que está diseñándose o 2.5 veces la altura del alero, h_e, en el muro a barlovento, el que sea menor; el restante de la Zona 2/2E que se extiende hasta la cumbrera usará el coeficiente de presión GC_{pf} para Zona 3/3E.
9. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en metros, exceptuando que para $\theta \le 10^\circ$, se usará la altura del alero.
   θ : Angulo de la cubierta con respecto a la horizontal, en grados.



CASOS DE CARGA TORSIONAL

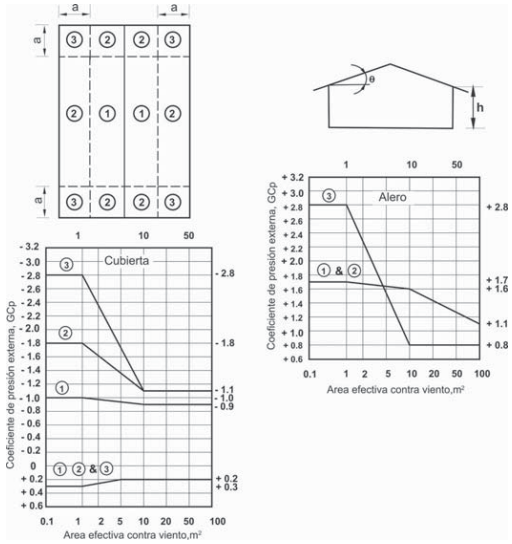
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-8A	Coeficientes de presión externa, GC_p	Muros
Edificios total o parcialmente cerrados		





Notas:
1. Lar ordenadas GC_p, son los valores a ser usados con q_h.
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, en metros cuadrados.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para as presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para paredes serán reducidos en 10% cuando el ángulo $\theta \le 10^\circ$.
6. Notación:
   a : 10% de la dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m..
   h : Altura promedio de la cubierta, en metros, exceptuando que para $\theta \le 10^\circ$, se usará la altura del alero.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

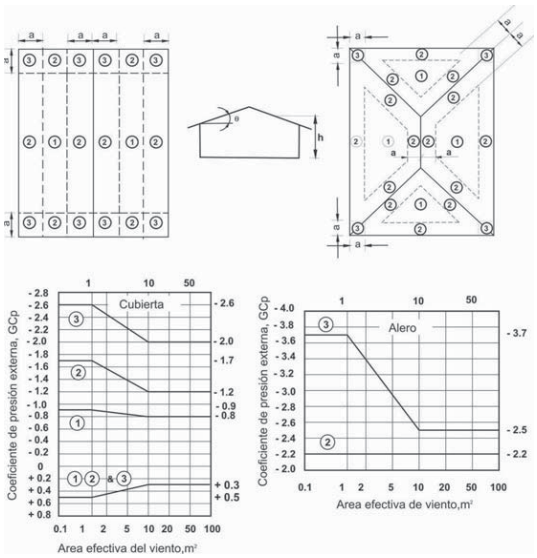
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8B	Coeficientes de presión externa GC_p	Cubiertas a dos aguas
Edificios Total o Parcialmente Cerrados		$\theta \leq 7°$



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores a ser usados con q_h.
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, metros cuadrados.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Si existe un antepecho con altura igual o mayor a 1.0 m alrededor de la cubierta con $\theta \leq 7°$, los valores negativos de GC_p en la Zona 3 deberán ser iguales a los de la Zona 2 y los valores positivos de GC_p en la Zona 2 y 4 deberán ser iguales a aquellos dados para paredes en Zonas 4 y 5 respectivamente en la Figura B.6.5-8A.
6. Los valores de GC_p para los aleros de las cubiertas, incluyen las contribuciones de presión de las superficies superiores e inferiores.
7. Notación:
   a : 10% de la dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m.
   h : Se usará la altura del alero para $\theta \leq 10°$.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

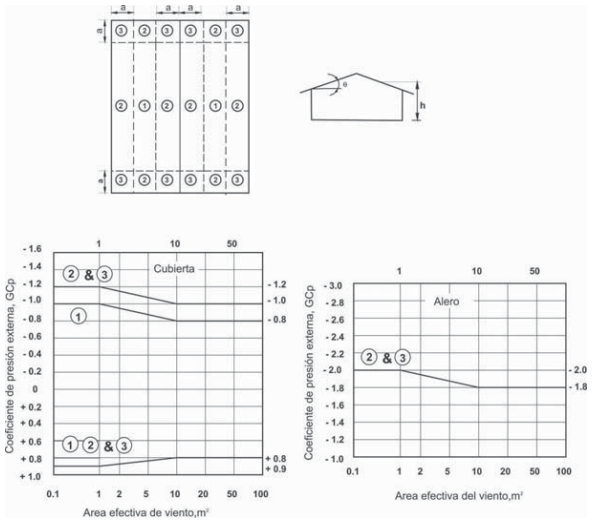
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8C	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas a dos y a cuatro aguas
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		$7° < \theta \leq 27°$



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para aleros de cubierta incluyen las contribuciones de presión de las superficies inferior y superior.
6. Para las cubiertas a cuatro aguas con $\theta \leq 27°$, la Zona 3 debe ser considerada como la Zona 2.
7. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura promedio de la cubierta en m, excepto que la altura del alero debe usarse para $\theta \leq 10°$.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

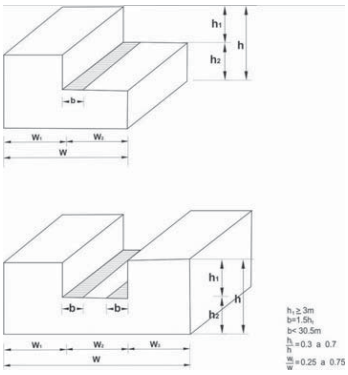
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8D	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas a dos aguas
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		$27° < \theta \leq 45°$



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para aleros incluyen las contribuciones de las superficies de arriba y de abajo.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura promedio de la cubierta en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

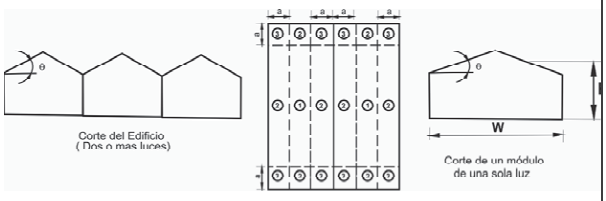
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-9	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas Escalonadas
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		

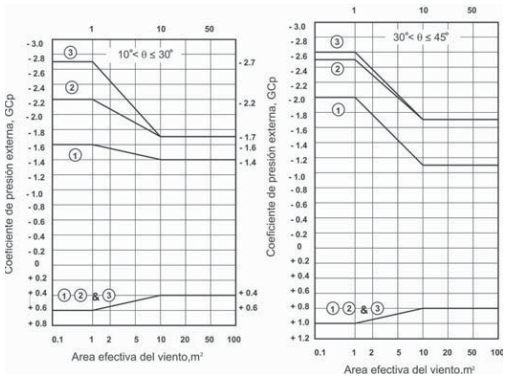


Notas:

1. En el nivel inferior plano, las cubiertas escalonadas mostradas en la Figura B.6.5-9, las designaciones de zona y coeficientes de presión de la Figura B.6.5-8B se deben usar, excepto que para las intersecciones de la parte superior de la cubierta con las paredes, Zona 3 debe ser tratada como Zona 2, y Zona 2 como Zona 1. Los valores positivos de GC_p iguales a los de las paredes en la Figura B.6.5-8A deben usarse en las áreas achuradas mostradas en la Figura B.6.5-9..
2. Notación:
   b : $1.5h_1$ en Figura B.6.5-9, pero no mayor que 30.0 m
   h : Promedio de la altura de la cubierta, en m.
   h_1: h_1 o h_2 en la Figura B.6.5-9; $h = h_1 + h_2$: $h_1 \geq 3.0$ m; $h_1/h_2 = 0.3$ a 0.7
   W : ancho del edificio en la Figura B.6.5-9
   W_i: W_1 o W_2 o W_3 en la Figura B.6.5-9. $W = W_1 + W_2$ o $W_1 + W_2 + W_3$: $W_i/W = 0.25$ a 0.75
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

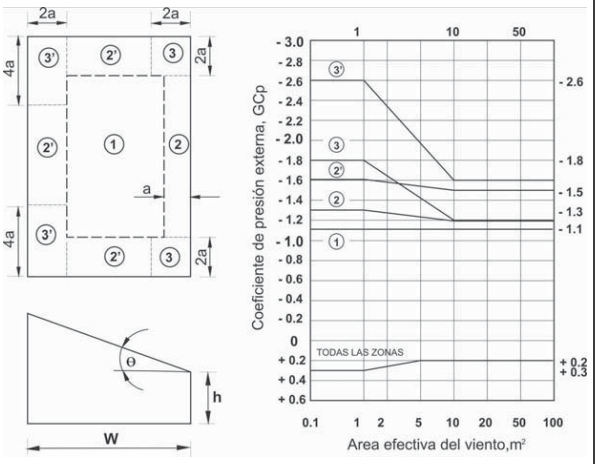
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-10	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas a dos aguas de varias luces
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		





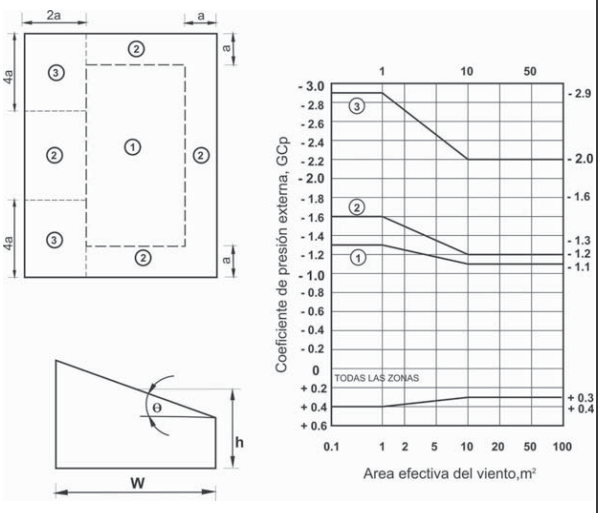
Notas:
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \leq 10°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B. 6.5-8
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura promedio de la cubierta en m. excepto que la altura del alero debe usarse para $\theta \leq 10°$
   W : Ancho del modulo del edificio, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-11A	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas de una pendiente $3° < \theta \leq 10°$
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		



Notas:
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \leq 3°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B.6.5-8B
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura del alero debe usarse para $\theta \leq 10°$.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

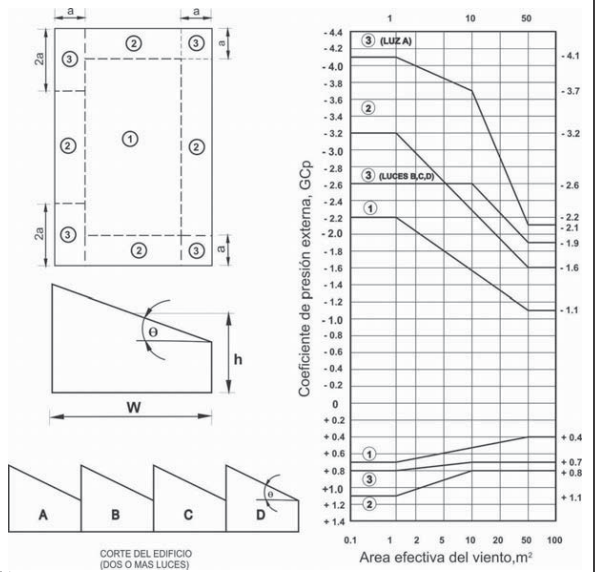
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-11B	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas de una pendiente $10° < \theta \leq 30°$
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		



Notas:

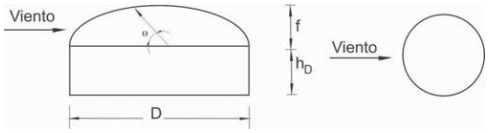
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, **A** , en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-12	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas Aserradas
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		



Notas:
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \leq 10°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B.6.5-8
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

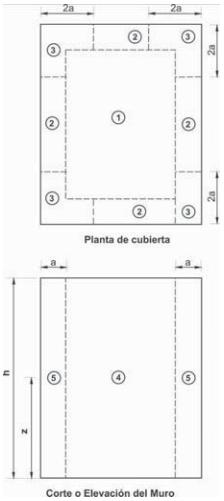
Componentes y Revestimientos – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-13	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas en Domos
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		

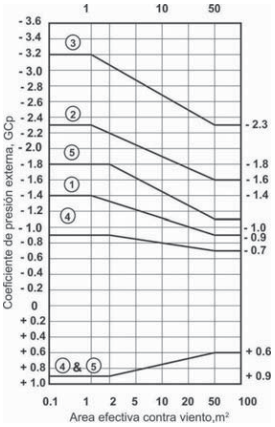


Coeficiente de Presión Externa Para Domos con Base Circular			
θ, grados	Presión Negativa	Presión Positiva	Presión Positiva
	0 - 90	0 - 60	61 - 90
GC_p	-0.9	+0.9	+0.5

Notas:
1. Los valores de GC_p para ser usados con $q_{(hD+f)}$ donde h_D+f es la altura a la cresta del domo
2. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
3. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
4. Los valores aplican para $0.0 \le h_D/D \le 0.5$, $0.2 \le f/D \le 0.5$
5. $\theta = 0^\circ$ en la base del domo, $\theta = 90^\circ$ en el centro del punto mas alto del domo, f es medida desde la base del domo hasta el tope.

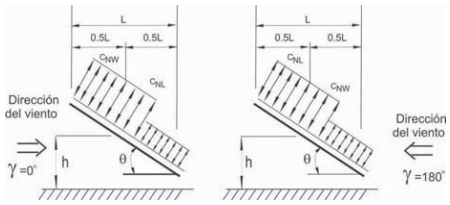
Componentes y Revestimientos – Método 2		h ≥ 18.0 m.
Figura B.6.5-14	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		





Notas:
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h o q_z
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, A , en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Use q_z con los valores positivos de GC_p y q_h con los valores negativos de GC_p
5. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
6. Los coeficientes son para cubiertas con $\theta = 10^\circ$, para otros ángulos y geometría de techos use valores de GC_p de la Figura B.6.5-8 y q_h basado en la exposición definida en B.6.5.6
7. Si se coloca alrededor del perímetro de un techo con $\theta \le 10^\circ$ un parapeto igual o mayor que 1.0 m , la Zona 3 debe considerarse como Zona 2.
8. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal pero no menor que 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m, excepto que para $\theta \le 10^\circ$ se debe usar la altura del alero.
   z : Altura arriba del terreno, en m.\
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

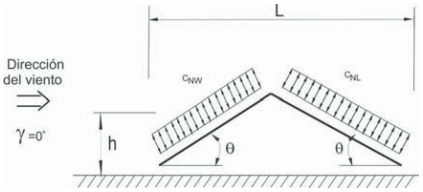
Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15A	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas libres de una pendiente
Edificios Abiertos		$\theta \le 45^\circ$, $\gamma = 0^\circ$, 180°



Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento γ = 0°				Dirección del Viento γ = 180°			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
0º	A	1.2	0.3	-0.3	-1.2	1.2	0.3	-0.5	-1.2
	B	-1.1	-0.1	-1.1	-0.6	-1.1	-0.1	-1.1	-0.6
7.5º	A	-0.6	-1.0	-1	-1.5	0.9	1.5	-0.2	-1.2
	B	-1.4	0.0	-1.7	-0.8	1.6	0.3	0.8	-0.3
15º	A	-0.9	-1.3	-1.1	-1.5	1.3	1.6	0.4	-1.1
	B	-1.9	0.0	-2.1	-0.6	1.8	0.6	1.2	-0.3
22.5º	A	-1.5	-1.6	-1.5	-1.7	1.7	1.8	0.5	-1.0
	B	-2.4	-0.3	-2.3	-0.9	2.2	0.7	1.3	0.0
30º	A	-1.8	-1.8	-1.5	-1.8	2.1	2.1	0.6	-1.0
	B	-2.5	-0.5	-2.3	-1.1	2.6	1.0	1.6	0.1
37.5º	A	-1.8	-1.8	-1.5	-1.8	2.1	2.2	0.7	-0.9
	B	-2.4	-0.6	-2.2	-1.1	2.7	1.1	1.9	0.3
45º	A	-1.6	-1.8	-1.3	-1.8	2.2	2.5	0.8	-0.9
	B	-2.3	-0.7	-1.9	-1.2	2.6	1.4	2.1	0.4

Notas:
1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para valores de θ entre 7.5º y 45º se permite interpolación lineal, para valores de θ menores de 7.5º use los coeficientes de $\theta = 0^\circ$.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

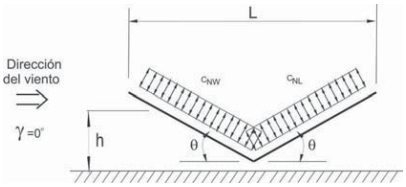
Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15B	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas libres a dos aguas
Edificios Abiertos		$\theta \le 45^\circ$, $\gamma = 0^\circ$, 180°



Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento γ = 0°, 180°			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7.5°	A	1.1	-0.3	-1.6	-1.0
	B	0.2	-1.2	-0.9	-1.7
15°	A	1.1	-0.4	-1.2	-1
	B	0.1	-1.1	-0.6	-1.6
22.5°	A	1.1	0.1	-1.2	-1.2
	B	-0.1	-0.8	-0.8	-1.7
30°	A	1.3	0.3	-0.7	-0.7
	B	-0.1	-0.9	-0.2	-1.1
37.5°	A	1.3	0.6	-0.6	-0.6
	B	-0.2	-0.6	-0.3	-0.9
45°	A	1.1	0.9	-0.5	-0.5
	B	-0.3	-0.5	-0.3	-0.7

Notas:
1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para valores de θ entre 7.5° y 45° se permite interpolación lineal, para valores de θ menores de 7.5° use los coeficientes de carga para techos de una sola pendiente.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

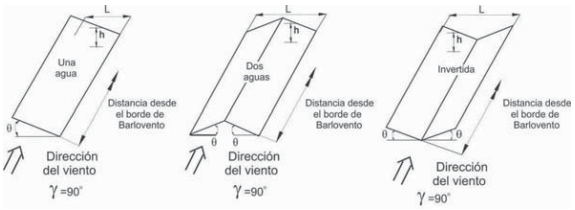
Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15C	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas en Artesa (dos aguas invertidas)
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$, $\gamma = 0°$, $180°$



Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento $\gamma = 0°$, $180°$			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7.5º	A	-1.1	0.3	-1.6	-0.5
	B	-0.2	1.2	-0.9	-0.8
15º	A	-1.1	0.4	-1.2	-0.5
	B	0.1	1.1	-0.6	-0.8
22.5º	A	-1.1	-0.1	-1.2	-0.6
	B	-0.1	0.8	-0.8	-0.8
30º	A	-1.3	-0.3	-1.4	-0.4
	B	-0.1	0.9	-0.2	-0.5
37.5º	A	-1.3	-0.6	-1.4	-0.3
	B	0.2	0.6	-0.3	-0.4
45º	A	-1.1	-0.9	-1.2	-0.3
	B	0.3	0.5	-0.3	-0.4

Notas:
1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Para valores de **θ** entre 7.5º y 45º se permite interpolación lineal, para valores de **θ** menores de 7.5º use los coeficientes de de carga para techos de una sola pendiente.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

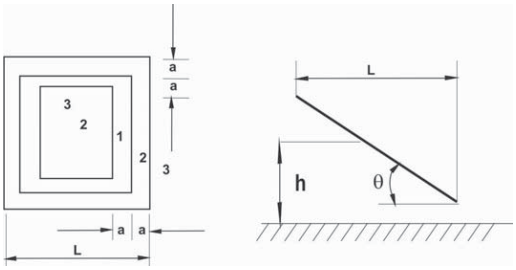
Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento (SPRFV)		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-15D	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas libres en distintas formas
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$, $\gamma = 0°$, $180°$



Distancia Horizontal Desde el borde de barlovento	Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Flujo de Viento Libre	Flujo de Viento Obstruido
			C_N	C_N
≤ h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.8	-1.2
		B	0.8	0.5
> h, ≤ 2h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.6	-0.9
		B	0.5	0.5
> 2h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.3	-0.6
		B	0.3	0.3

Notas:
1. C_N denota las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo)
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para cubiertas de una sola pendiente menor de 5º los valores de C_N aplican también para los casos de $\gamma = 0°$ y $0.05 \le h/L \le 0.25$, ver Figura B.6.5-15A para otros valores de **h/L**
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

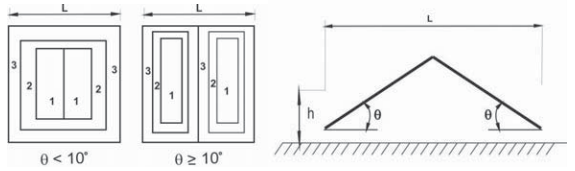
Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16A	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas Libres de una Pendiente
Edificios Abiertos		



Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5º	≤a^2	3.2	-4.2	2.4	-2.1	1.6	-1.4	1.6	-5.1	1.2	-2.6	0.8	-1.7
	> a^2, ≤4.0 a^2	2.4	-2.1	2.4	-2.1	1.6	-1.4	1.2	-2.6	1.2	-2.6	0.8	-1.7
	>4.0a^2	1.6	-1.4	1.6	-1.4	1.6	-1.4	0.8	-1.7	0.8	-1.7	0.8	-1.7
15º	≤a^2	3.6	-3.4	2.7	-2.9	1.8	-1.9	2.4	-4.2	1.8	-3.2	1.2	-2.1
	> a^2, ≤4.0 a^2	2.7	-3.9	2.7	-2.9	1.8	-1.9	1.8	-3.2	1.8	-3.2	1.2	-2.1
	>4.0a^2	1.8	-1.9	1.8	-1.9	1.8	-1.9	1.2	-2.1	1.2	-2.1	1.2	-2.1
30º	≤a^2	5.2	-5	3.9	-3.8	2.6	-2.5	3.2	-4.6	2.4	-3.5	1.6	-2.3
	> a^2, ≤4.0 a^2	3.9	-3.8	3.9	-3.8	2.6	-2.5	2.4	-3.5	2.4	-3.5	1.6	-2.3
	>4.0a^2	2.6	-2.5	2.6	-2.5	2.6	-2.5	1.6	-2.3	1.6	-2.3	1.6	-2.3
45º	≤a^2	5.2	-4.6	3.9	-3.5	2.6	-2.3	4.2	-3.8	3.2	-2.9	2.1	-1.9
	> a^2, ≤4.0 a^2	3.9	-3.5	3.9	-3.5	2.6	-2.3	3.2	-2.9	3.2	-2.9	2.1	-1.9
	>4.0a^2	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.1	-1.9	2.1	-1.9	2.1	-1.9

Notas:
1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo obstruido de viento identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de **θ** diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
2. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
4. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

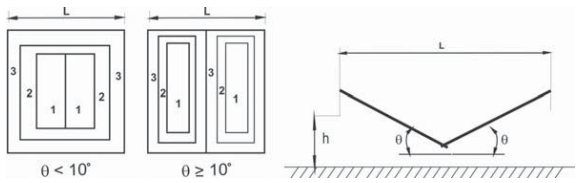
Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16B	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas Libres de dos aguas
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$



Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5º	≤a^2	2.2	-3.6	1.7	-1.8	1.1	-1.2	1	-5.1	0.8	-2.6	0.5	-1.7
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.7	-1.8	1.7	-1.8	1.1	-1.2	0.8	-2.6	0.8	-2.6	0.5	-1.7
	>4.0a^2	1.1	-1.2	1.1	-1.2	1.1	-1.2	0.5	-1.7	0.5	-1.7	0.5	-1.7
15º	≤a^2	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1	-1.1	1	-3.2	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1	-1.1	0.8	-2.4	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	>4.0a^2	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1	-1.1	0.5	-1.6	0.5	-1.6	0.5	-1.6
30º	≤a^2	2.6	-1.8	2	-1.4	1.3	-0.9	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	2	-1.4	2	-1.4	1.3	-0.9	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.3	-0.9	1.3	-0.9	1.3	-0.9	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
45º	≤a^2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1	-0.8	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1	-0.8	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1	-0.8	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2

Notas:
1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo obstruido de viento identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de **θ** diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
4. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
5. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

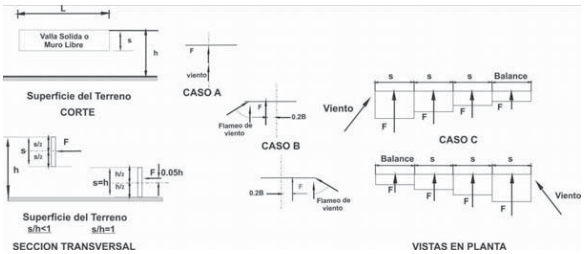
Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16C	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas en Artesa (dos aguas invertidas)
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$



Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0°	≤a²	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a², ≤4.0 a²	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a²	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5°	≤a²	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-4.8	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	> a², ≤4.0 a²	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-2.4	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	>4.0a²	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.6	0.5	-1.6	0.5	-1.6
15°	≤a²	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1	-1.1	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a², ≤4.0 a²	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a²	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
30°	≤a²	1.8	-2.6	1.4	-2	0.9	-1.3	1	-2.8	0.8	-2.1	0.5	-1.4
	> a², ≤4.0 a²	1.4	-2	1.4	-2	0.9	-1.3	0.8	-2.1	0.8	-2.1	0.5	-1.4
	>4.0a²	0.9	-1.3	1.9	-1.3	0.9	-1.3	0.5	-1.4	0.5	-1.4	0.5	-1.4
45°	≤a²	1.6	-2.2	1.2	-1.7	0.8	-1.1	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a², ≤4.0 a²	1.2	-1.7	1.2	-1.7	0.8	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a²	0.8	-1.1	1.8	-1.1	0.8	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2

Notas:
1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo de viento obstruido identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de **θ** diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
4. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
5. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-17	Coeficientes de Fuerza, C_f	Muros Libres y Vallas Macizas



Relación de galibo s/h	C_f CASO A Y CASO B											
	Relación de Aspecto, B/s											
	≤0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	20	30	>45
1.	1.80	1.70	1.65	1.55	1.45	1.40	1.35	1.35	1.30	1.30	1.30	1.30
0.9	1.85	1.75	1.70	1.60	1.55	1.50	1.45	1.45	1.40	1.40	1.40	1.40
0.7	1.90	1.85	1.75	1.70	1.65	1.60	1.60	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
0.5	1.95	1.85	1.80	1.75	1.75	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.75
0.3	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85
0.2	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.90	1.90	1.95
≤0.16	1.95	1.90	1.85	1.85	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85	1.90	1.90	1.95

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-17 (continuación)	Coeficientes de Fuerza, C_f	Muros Libres y Vallas Macizas

C_f CASO C											
Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Relación de Aspecto, B/s									Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Relación de Aspecto , B/s	
	2	3	4	5	6	7	8	9	10		13	≥45
0 a s	2.25	2.60	2.90	3.10*	3.30*	3.40*	3.55*	3.65*	3.75*	0 a s	4.00	4.30*
S a 2s	1.50	1.70	1.90	2.00	2.15	2.25	2.30	2.35	2.45	s a 2s	2.60	2.55
2s a 3s		1.15	1.30	1.45	1.55	1.65	1.70	1.75	1.85	2s a 3s	2.00	1.95
3s a 10s			1.10	1.05	1.05	1.05	1.05	1.00	0.95	3s a 4s	1.50	1.85
										4s a 5s	1.35	1.85
										5s a 10s	0.90	1.10
>10s											0.55	0.55

Los valores deben Multiplicarse por los siguientes factores de reducción cuando haya una esquina de retorno o señal

Vista en planta del muro o valla, con esquina con retorno

Distancia	Factor de Reducción
0.3	0.90
1.0	0.75
>2.	0.60

Notas:
1. El termino vallas en las notas de abajo también se aplica para los muros sueltos.
2. Vallas con aberturas de menos del 30% del área total se clasifican como sólidas. Los coeficientes de fuerza para vallas sólidas con aberturas deben multiplicarse por un factor de reducción de $\left(1-(1-\varepsilon)^{1.5}\right)$.
3. Para permitir para direcciones del viento perpendiculares e inclinadas, los siguientes casos se deben considerar:
   Para $s/h < 1$:
   CASO A: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara de la señal a través del centro geométrico.
   CASO B: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara de la señal a una distancia desde el centro geométrico hacia barlovento igual a 0.2 veces el ancho promedio de la señal.
   Para $B/s \ge 2$, se debe considerar el CASO C
   CASO C: Las fuerzas resultantes actúan perpendicular a la cara de la valla a través de los centros geométricos de cada región.
   Para $s/h = 1$:
   Los mismos casos de arriba excepto que los sitios verticales de la resultante de las fuerzas ocurren a una distancia arriba del centro geométrico igual a 0.05 veces la altura promedio de la valla.
4. Para el CASO C cuando $s/h > 0.8$, los coeficientes de las fuerzas deben multiplicarse por un factor de reducción de $\left(1.8 - s/h\right)$.
5. Se permite interpolación lineal para valores de s/h , B/s y L/s diferentes a los mostrados.
6. Notación:
   B : Dimensión horizontal de la valla, en m.
   h : Altura de la valla en m.
   s : Dimensión vertical de la valla, en m.
   ε : Relación de área solida a área total.
   L : Dimensión horizontal de la esquina de retorno, en m

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-18	Coeficientes de Fuerza, C_f	Chimeneas, Tanques, Equipo de Cubierta y Estructuras Similares
Edificios Abiertos		

Sección Transversal	Tipo de superficie	h/D		
		1	7	25
Cuadrada (Viento Perpendicular a la cara)	Todas	1.3	1.4	2.0
Cuadrada (Viento a lo largo de la diagonal)	Todas	1.0	1.1	1.5
Hexagonal u Octagonal	Todas	1.0	1.2	1.4
$\text{Redonda}\left(D\sqrt{q_z} > 2.5\right)$ $\left(D\sqrt{q_z} > 5.3, D \text{ en m}, q_z \text{ en } N/m^2\right)$	Moderadamente Suave	0.5	0.6	0.7
	Rugosa (D'/D=0.02)	0.7	0.8	0.9
	Muy Rugosa (D'/D=0.08)	0.8	1.0	0.2
$\text{Redonda}\left(D\sqrt{q_z} \le 2.5\right)$ $\left(D\sqrt{q_z} \le 5.3, D \text{ en m}, q_z \text{ en } N/m^2\right)$	Todas	0.7	0.8	1.2

Notas:
1. La fuerza de viento de diseño, debe calcularse basada en el área de la estructura proyectada sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. La fuerza debe suponerse que actúa paralela a la dirección del viento.
2. Se permite interpolación lineal para los otros valores de h/D diferentes a los mostrados.
3. Notación:
   D : Diámetro de la sección transversal circular y la menor dimensión horizontal de las secciones transversales cuadradas, hexagonales u octogonales a la altura considerada, en m.
   D' : Profundidad de los elementos que sobresalen tales como relieves, defensas, en m.
   h : Altura de la estructura, en m.
   q_z : Velocidad de presión evaluada a la altura z sobre el terreno, en N/m^2.

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-19	Coeficientes de Fuerza, C_f	Vallas Abiertas , Pórticos y Torres

ε	Miembros de lados Planos	Miembros Redondos	
		$D\sqrt{q_z} \le 2.5$ $D\sqrt{q_z} \le 5.3$	$D\sqrt{q_z} > 2.5$ $D\sqrt{q_z} > 5.3$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 o 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 o 0.7	1.6	1.5	1.1

Notas:
1. Las vallas o avisos con aberturas de 30% o más del área total se clasifican como vallas abiertas.
2. El cálculo de las fuerzas de diseño de viento deben basarse en el área expuesta de todos los miembros y elementos proyectados sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. Las fuerzas deben suponerse que actúan paralelas a la dirección del viento.
3. El área de A_f consistente con los coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada perpendicularmente a la dirección del viento.
4. Notación:
   ε : relación de área sólida a área total.
   D : diámetro de un miembro redondo típico, en m.
   q_z : velocidad de presión evaluada a una altura z desde el nivel del terreno, en N/m^2.

Sección de la Torre	C_f
Cuadrado	$40\varepsilon^2 - 5.9\varepsilon + 4.0$
Triangular	$3.4\varepsilon^2 - 4.7\varepsilon + 3.4$

Notas:
1. Para todas las direcciones de viento consideradas, el área A_f consistente para los coeficientes de fuerza especificados debe ser el área sólida de la cara de la torre proyectada sobre el plano de esa cara del segmento de torre considerado.
2. Los coeficientes de fuerza considerados son para torres con ángulos estructurales o elementos similares de lados planos.
3. Para torres con elementos redondos, es aceptable multiplicar los coeficientes de fuerza especificados por el siguiente factor para determinar las fuerzas de viento en esos elementos:
   $0.51\varepsilon^2 + 0.57$, pero no mayor de 1.0
4. Las fuerzas de viento deben ser aplicadas en las direcciones que resulten en las máximas fuerzas y reacciones en los elementos. Para torres con secciones transversales cuadradas, las fuerzas de viento deben ser multiplicadas por el siguiente factor cuando el viento se considera a lo largo de la diagonal de la torre:
   $1.0 + 0.75\varepsilon$, pero no mayor de 1.2
5. Las fuerzas de viento en elementos de la torre tales como escaleras, ductos, luces, elevadores, etc. deben calcularse usando los coeficientes de fuerza apropiados para dichos elementos.
6. Notación:
   ε : relación de área sólida a área total de una cara de la torre para el segmento que se esta considerando.

Factor de Importancia. I (Cargas de Viento)	
Tabla B.6.5-1	

Categoria	Regiones no propensas a huracanes, y regiones con posibilidad de huracanes de $V = 40 - 45$ m/s	Regiones con posibilidades de huracanes y $V > 45$ m/s
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Notas:
1. Las categorías de los edificios y de las estructuras se listan en la sección A.2.5 del presente reglamento.

Constante de Exposición del Terreno	
Tabla B.6.5 -2	

Exposición	α	Z_g (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	ℓ (m)	$\bar{\varepsilon}$	Z_{min} * (m)
B	7.0	365.8	1/7.0	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.5	1/3	9.0
C	9.5	274.3	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5	4.5
D	11.5	213.4	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.1	1/8	2.0

* Z_{min} mínima altura usada para asegurar que la altura equivalente Z es mayor de 0.6 h o Z_{min}
Para edificios con $h \le Z_{min}$, Z debe tomarse como Z_{min}

Coeficientes de Exposición para la Presión Dinámica, , K_h y K_z	
Tabla B.6.5-3	

Altura sobre el terreno Z	Exposición, Nota 1			
	B		C	D
m	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 45	0.7	0.57	0.85	1.03
6.0	0.7	0.62	0.90	1.08
7.5	0.7	0.66	0.94	1.12
9.0	0.7	0.70	0.98	1.16
12.0	0.76	0.76	1.04	1.22
15.0	0.81	0.81	1.09	1.27
18.0	0.85	0.85	1.13	1.31
20.0	0.89	0.89	1.17	1.34
24.5	0.93	0.93	1.21	1.38
27.5	0.96	0.96	1.24	1.40
30.5	0.99	0.99	1.26	1.43
36.5	1.04	1.04	1.36	1.52
42.5	1.09	1.09	1.36	1.52
49.0	1.13	1.13	1.39	1.55
55.0	1.17	1.17	1.43	1.58
60.0	1.20	1.20	1.46	1.61
76.0	1.28	1.28	1.53	1.68
90.0	1.35	1.35	1.59	1.73
107.0	1.41	1.41	1.64	1.78
122.0	1.47	1.47	1.69	1.82
137.0	1.52	1.52	1.73	1.86
152.0	1.56	1.56	1.77	1.89

Notas:
1. **CASO 1**
   a. Todos los componentes y recubrimientos
   b. Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento en edificios bajos diseñados usando la Fig. B.6.5-7
   CASO 2
   a. Todos los Sistemas Principales Resistentes a Cargas de Viento de los edificios excepto aquellos de los edificios bajos diseñados usando la Fig. B.6.5-7
   b. Todos los Sistemas Principales Resistentes a Cargas de Viento en otras estructuras.
2. El coeficiente de exposición de presión dinámica, K_z , puede ser determinado de la siguiente fórmula:
   $4.0\ m \le Z \le Z_g$ Para Z < 4.0 m
   $K_z = 2.01\left(Z/Z_g\right)^{2/\alpha}$ $K_z = 2.01\left(4.0/Z_g\right)^{2/\alpha}$
   Z no debe tomarse menos que 9.0 m para el caso 1 en exposición B
3. α y Z_g están tabulados en la Tabla B.6.5-2
4. Se acepta interpolación lineal para valores intermedios de la altura Z
5. Las categorías de exposición se definen en B.6.5-6

Factor de Direccionalidad del Viento, K_d

Tabla B.6.5-4

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

* El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con las combinaciones de carga especificadas. Este factor debe usarse cuando se usen las combinaciones B.2.3 y B.2.4 correspondientes.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TÍTULO C — CONCRETO ESTRUCTURAL

TÍTULO C
CONCRETO ESTRUCTURAL

CAPÍTULO C.1 — REQUISITOS GENERALES

C.1.1 — Alcance

C.1.1.1 — El Título C proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida según los requisitos del NSR-10 del cual el Título C forma parte. El Título C también cubre la evaluación de resistencia de estructuras existentes.

Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica del Título C.

C.1.1.2 — El Título C complementa el Reglamento NSR-10, y rige en todos los aspectos relativos al diseño y a la construcción de concreto estructural.

C.1.1.3 — El Título C rige en todo lo concerniente al diseño, construcción y propiedades de los materiales en todos los casos en que entre en conflicto con los requisitos contenidos en otras normas a las que se haga referencia en él.

C.1.1.4 — Los requisitos del Título C deben emplearse en el diseño de elementos de concreto estructural que sean parte de estructuras diseñadas en otro material estructural distinto del concreto estructural cubierto por otros Títulos de la NSR-10. Cuando en el Título de la NSR-10 correspondiente al material diferente de concreto estructural se requiera algo diferente a lo contenido en el Título C, regirá para esas estructuras lo requerido allí.

C.1.1.5 — Para estructuras especiales tales como arcos, tolvas y silos, tanques, estanques, estructuras resistentes a explosiones y chimeneas, las disposiciones del Título C regirán cuando sean aplicables. Véase también 22.1.3.

C.1.1.6 — El Título C controla el diseño estructural e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo en el Capítulo C.15.

C.1.1.7 — El Título C no rige para el diseño y construcción de losas sobre el terreno, a menos que la losa transmita cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

C.1.1.8 — Para efectos de cumplir los requisitos del Título C del Reglamento NSR-10, se permite utilizar el documento "Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado" desarrollado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación – Icontec, y el American Concrete Institute – ACI, y publicado bajo la designación ACI IPS-1 en 2002 y por el ACI como ACI 314.1R actualizado recientemente.. El uso de este documento se limita a edificaciones de hasta cinco pisos y menos de 3000 m^2 de área como se indica en él y deben cumplirse todas las salvedades que se dan en el documento respecto al uso de procedimientos simplificados de diseño.

C.1.1.9 — Concreto sobre tableros permanentes de acero (steel form deck)

C.1.1.9.1 — El diseño y construcción de losas de concreto estructural, construidas sobre tableros permanentes de acero consideradas como no compuestas, está regido por el Título C.

C.1.1.9.2 — El Título C no rige para el diseño compuesto de losas de concreto estructural construidas sobre tableros permanentes de acero. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por los Capítulos 1 a 6 del Título C, cuando sea aplicable. Las secciones de estas losas diseñadas como concreto reforzado deben estar regidas por el Título C.

C.1.1.10 — Disposiciones para resistencia sísmica

C.1.1.10.1 — La asignación de la capacidad de disipación de energía empleada en el diseño sísmico de una estructura está regulada por el Título A de la NSR-10.

La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico durante la respuesta ante un sismo de las estructuras de concreto estructural diseñadas de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento NSR-10, está definida de la siguiente manera:

(a) – Capacidad de disipación de energía mínima (DMI) – Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 de este Reglamento, además de los requisitos aplicables para este tipo de estructuras presentados en el Capítulo C.21.

(b) – Capacidad de disipación de energía moderada (DMO) – Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 y además cumplen los requisitos especiales que para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada prescribe el Capítulo C.21 de este Reglamento.

(c) – Capacidad de disipación de energía especial (DES) – Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 y además cumplen los requisitos adicionales que para estructuras con capacidad de disipación de energía especial prescribe el Capítulo C.21 de este Reglamento.

C.1.1.10.2 — Todas las estructuras deben cumplir con los requisitos aplicables del Capítulo 21.

C.1.1.11 — El diseño y la construcción de tanques, piscinas y compartimentos estancos que sean parte del equipamento de edificaciones están cubiertos por el Capítulo C.23.

C.1.2 — Planos y especificaciones

C.1.2.1 — El contenido mínimo de los planos, memorias, estudios y especificaciones debe ajustarse a lo establecido en A.1.5 y en las Resoluciones emanadas de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" de acuerdo con lo que prescriben el Parágrafo 1 del Artículo 6 y el Artículo 42 de la Ley 400 de 1997.

Las copias de los planos de diseño, de los detalles típicos y de las especificaciones para toda construcción de concreto estructural deben llevar la firma (o sello registrado) de un de un profesional facultado para diseñar. Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

(a) Nombre y fecha de publicación del Reglamento NSR y sus suplementos de acuerdo con los cuales está hecho el diseño;

(b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño;

(c) Resistencia especificada a la compresión del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseñó cada parte de la estructura;

(d) Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo;

(e) Dimensiones y localización de todos los elementos estructurales, refuerzo y anclajes;

(f) Precauciones por cambios dimensionales producidos por flujo plástico, retracción y variación de temperatura;

(g) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado;

(h) Longitud de anclaje del refuerzo y localización y longitud de los empalmes por traslapo;

(i) Tipo y localización de los empalmes soldados y mecánicos del refuerzo;

(j) Ubicación y detallado de todas las juntas de contracción o expansión especificadas para concreto simple en el Capítulo 22;

(k) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de postensar;

(l) Secuencia de tensionamiento de los tendones de postensado;

(m) Indicación de si una losa sobre el terreno se ha diseñado como diafragma estructural, véase la sección 21.12.3.4.

C.1.2.2 — Los cálculos correspondientes al diseño se deben presentar junto con los planos cuando así lo requiera la autoridad competente. Se puede hacer el análisis y diseño por medio de programas de computación siempre que se entreguen las suposiciones de diseño, los datos de entrada y los resultados generados por el programa. Se puede usar análisis de modelos para complementar los cálculos.

C.1.3 — Supervisión técnica

C.1.3.1 — Las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas de acuerdo con el Título I de la NSR-10. Las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas durante todas las etapas de la obra por, o bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar o por un supervisor técnico calificado, exceptuando los casos previstos por la Ley 400 de 1997, caso en el cual el control de calidad de los materiales empleados en la construcción será responsabilidad del constructor.

C.1.3.2 — El supervisor técnico debe exigir el cumplimiento de los planos y especificaciones de diseño. A menos que se especifique otra cosa en el Título I del Reglamento NSR-10, los registros de supervisión técnica deben incluir:

(a) Forma de entrega, colocación e informes de ensayos que documenten la cantidad, ubicación de la colocación, ensayos del concreto fresco, resistencia y otros ensayos para todas las clases de mezclas de concreto;

(b) Colocación y remoción de encofrados, cimbras y apuntalamientos;

(c) Colocación del refuerzo y anclajes;

(d) Mezclado, colocación y curado del concreto;

(e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados;

(f) Tensionamiento de los tendones de preesforzado;

(g) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre pisos, elementos o muros terminados;

(h) Avance general de la obra.

C.1.3.3 — Cuando la temperatura ambiente sea menor que 4 ºC o mayor que 35 ºC, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

C.1.3.4 — Los registros de supervisión técnica requeridos en 1.3.2 y 1.3.3 deben ser conservados por supervisor técnico durante plazo fijado por el Título I con posterioridad a la terminación del proyecto.

C.1.3.5 — Para pórticos especiales resistentes a momento de acuerdo con la designación del Capítulo C.21, debe hacerse una supervisión técnica continua de la colocación del refuerzo y del concreto, realizada por un inspector calificado. El inspector debe estar bajo la dirección del supervisor técnico.

C.1.4 — Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

Pueden emplearse en el concreto estructural sistemas alternos de diseño y construcción cuando se cumplan los requisitos establecidos en el Capítulo 2 del Título II de la Ley 400 de 1997.

C.1.5 — Obligatoriedad de las normas técnicas citadas en el Título C

C.1.5.1 – Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Título del Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia. (Véase A.1.6 y C.3.8).

C.1.5.2 – En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials - ASTM) o de otras instituciones, las cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

C.1.5.3 – Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

C.1.5.4 – Para poder utilizar en el Título C de la NSR-10 una norma diferente a las normas NTC relacionadas en C.3.8 o de la norma ASTM mencionada en el texto del Reglamento dentro del Título C cuando no existe la correspondiente norma NTC, es necesario obtener una autorización especial, como lo prescribe la Ley 400 de 1997, a través de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

C.1.6 – Sistema de unidades

C.1.6.1 – El presente Título del Reglamento está presentado en el sistema internacional de medidas (SI). En el Apéndice C-F se presenta la equivalencia entre el sistema SI, el sistema mks, y el sistema inglés de las ecuaciones no homogéneas del Título C del Reglamento.

CAPÍTULO C.2 — NOTACIÓN Y DEFINICIONES

C.2.1 — Notación del Título C del Reglamento NSR-10

Los términos en esta lista se utilizan en el Título C del Reglamento NSR-10.

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en C.10.2.7.1, mm, Capítulo C.10

a_v = luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a (a) la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o (b) el centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm, Capítulo C.11, Apéndice C-A

A_b = área de una barra o alambre individual, mm^2, Capítulos C.10, C.12

A_{brg} = área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza mm^2, Capítulo C.12, Apéndice C-D

A_c = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm^2, Capítulos C.11, C.21

A_{cf} = mayor área transversal bruta perteneciente a las franjas de viga-losa que corresponden a los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna de una losa en dos direcciones, mm^2, Capítulo C.18

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2, Capítulos C.10, C.21

A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm^2, véase C.11.5.1, Capítulo C.11

A_{cs} = área de la sección de un puntal en el extremo en un modelo puntal-tensor, medida perpendicularmente al eje del puntal, mm^2, Apéndice C-A

A_{ct} = área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm^2, Capítulo C.18

A_{cv} = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm^2, Capítulo C.21

A_{cw} = área de la sección de concreto de un machón individual, segmento horizontal de muro, o viga de acople, que resiste cortante, mm^2, Capítulo C.21

A_f = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento mayorado, mm^2, véase C.11.8, Capítulo C-11

A_g = área bruta de la sección de concreto, mm^2. Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos, véase C.11.5.1, Capítulos C.9-11, C.14-16, C.21, C.22, Apéndices C-B, C-C

A_h = área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm^2, véase C.11.9, Capítulo C.11

A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, mm^2, véase C.21.7.4.1, Capítulo C.21

A_l = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2, Capítulo C.11

$A_{l,min}$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2, véase C.11.5.5.3, Capítulo C.11

A_n = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc}, mm^2, véase C.11.8, Capítulo C.11

A_{nz} = área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo, mm^2, Apéndice C-A

A_{Nc} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, mm^2, véase C-D.5.2.1, Apéndice C-D

A_{Nco} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, mm^2, véase C-D.5.2.1, Apéndice C-D

A_o = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm^2, Capítulo C.11

A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2, Capítulo C.11

A_{ps} = área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión, mm^2, Capítulo C.18, Apéndice C-B

A_s = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm^2, Capítulos C.10-12, C.14, C.15, C.18, Apéndice C-B

A'_s = área del refuerzo a compresión, mm^2, Apéndice C-A

A_{sc} = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm^2, véase C.11.8.3.5, Capítulo C.11

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, mm^2, Apéndice C-D

$A_{se,V}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, mm^2, Apéndice C-D

A_{sh} = área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c, mm^2, Capítulo C.21

A_{si} = área total del refuerzo superficial con un espaciamiento s_i colocado en la fila i que atraviesa un puntal, formando un ángulo α_i con el eje del puntal, mm^2, Apéndice C-A

$A_{s,min}$ = área mínima de refuerzo de flexión, mm^2, véase C.10.5, Capítulo C.10

A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), mm^2, Capítulos C.10, C.21

A_{sx} = área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm^2, Capítulo C.10

A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s, mm^2, Capítulo C.11

A_{tp} = área de acero preesforzado en un tensor, mm^2, Apéndice C-A

A_{tr} = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, mm^2, Capítulo C.12

A_{ts} = área de refuerzo no preesforzado en un tensor, mm^2, Apéndice C-A

A_v = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s, mm^2, Capítulos C.11, C.17

A_{Vc} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, mm^2, véase C-D.6.2.1, Apéndice C-D

A_{Vco} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del elemento, mm^2, véase C-D.6.2.1, Apéndice C-D

A_{vd} = área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal, mm^2, Capítulo C.21

A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción, mm^2, Capítulos C.11, C.21

A_{vh} = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento s_2, mm^2, Capítulo C.11

$A_{v,min}$ = área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s, mm^2, véase C.11.4.6.3 y C.11.4.6.4, Capítulo C.11

A_1 = área cargada, mm^2, Capítulos C.10, C.22

A_2 = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm^2, Capítulos C.10, C.22

b = ancho de la cara en compresión del elemento, mm, Capítulo C.10, Apéndice C-B

b_c = dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh}, mm, Capítulo C.21

b_o = perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm, véase C.11.11.1.2, Capítulos C.11, C.22

b_s = ancho de un puntal, mm, Apéndice C-A

b_t = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm, Capítulo C.11

b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm, Capítulo C.17

b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm, Capítulos C-10-12, C.21, C.22, Apéndice C-B

b_1 = dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulo C.13

b_2 = dimensión de la sección crítica b_o medida en dirección perpendicular a b_1, mm, Capítulo C.13

B_n = resistencia nominal al aplastamiento, N, Capítulo C.22

B_a = carga mayorada de aplastamiento, N, Capítulo C.22

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm, Capítulos C.9, C.10, C.14, C.21

c_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica del concreto al arrancamiento de un anclaje post instalado en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, mm, véase C-D.8.6, Apéndice C-D

$c_{a,máx}$ = máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm, Apéndice C-D

$c_{a,mín}$ = mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm, Apéndice C-D

c_{a1} = distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, mm. Si se aplica cortante al anclaje, c_{a1} se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje, c_{a1} es la mínima distancia al borde, Apéndice C-D

c_{a2} = distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a c_{a1}, mm, Apéndice C-D

c_b = la menor de: (a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto, o (b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm, Capítulo C.12

c_c = recubrimiento libre del refuerzo, mm, véase C.10.6.4, Capítulo C.10

c_t = distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa, medida paralelamente a c_1, pero sin exceder c_1, mm, Capítulo C.21

c_1 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulos C.11, C.13, C.21

c_2 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1, mm, Capítulo C.13

C = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas, véase C.13.6.4.2, Capítulo C.13

$C_{a,j}$ = coeficiente para los momentos en la dirección corta de losas en dos direcciones diseñadas según C.13.9. Capítulo C.13.

$C_{b,j}$ = coeficiente para los momentos en la dirección larga de losas en dos direcciones diseñadas según C.13.9. Capítulo C.13.

C_m = factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme, Capítulo C.10

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm, Capítulos C.7, C.9-12, C.14, C.17, C.18, C.21, Apéndices C-B, C-C

d' = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm, Capítulos C.9, C.18, Apéndice C-C

d_a = diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho, mm, véase C-D.8.4, Apéndice C-D.

d'_a = valor que se sustituye por d_a cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, mm, véase C-D.8.4, Apéndice C-D

d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm, Capítulos C.7, C.12, C.21

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm, Capítulos C.11, C.18, Apéndice C-B

d_{pile} = diámetro del pilote medido en la base de la zapata, mm, Capítulo C.15

d_t = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fila extrema de acero longitudinal en tracción, mm, Capítulos C.9, C.10, Apéndice C-C

D = cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos C.8, C.9, C.20, C.21, Apéndice C-C

e = base de los logaritmos neperianos, Capítulo C.18

e_h = distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, mm, Apéndice C-D

e'_N = distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, mm; e'_N es siempre positiva, Apéndice C-D

e'_V = distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, mm, e'_V es siempre positiva, Apéndice C-D

E = efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos C.9, C.21, Apéndice C-C

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa, véase C.8.5.1, Capítulos C.8-10, C.14, C.19

E_{cb} = módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa, Capítulo C.13

E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa, Capítulo C.13

EI = rigidez a la flexión de un elemento en compresión, N·mm^2, véase C.10.10.6, Capítulo C.10

E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa, véase C.8.5.3, Capítulo C.8

E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa, véase C.8.5.2, Capítulos C.8, C.10, C.14

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos C.4, C.5, C.8-12, C.14, C.18, C.19, C.21, C.22, Apéndices C-A-D

$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos C.8, C.9, C.11, C.12, C.18, C.19, C.21, C.22, Apéndice C-D

f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo, MPa, Capítulo C.15, Apéndice C-A

f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulos C.7, C.18

$\sqrt{f'_{ci}}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulo C.18

f'_{cr} = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa, Capítulo C.5

f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano, MPa, Capítulos C.5, C.9, C.11, C.12, C.22

f_d = esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas, MPa, Capítulo C.11

f_{dc} = esfuerzo de descompresión; esfuerzo en el acero de preesforzado cuando el esfuerzo en el concreto localizado al mismo nivel que el centroide del acero de preesfuerzo es igual a cero, MPa, Capítulo C.18

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. (En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al preesforzado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente), Capítulo C.11

f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por la cargas aplicadas externamente, MPa, Capítulo C.11

f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa, Capítulos C.12, C.18

f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa, Capítulos C.11, C.18

f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa, Capítulo C.18

f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa, véase C.9.5.2.3, Capítulos C.9, C.14, C.18, Apéndice C-B

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa, Capítulos C.10, C.18

f'_s = esfuerzo en el refuerzo a compresión bajo cargas mayoradas, MPa, Apéndice C-A

f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), MPa, Capítulos C.12, C.18, Apéndice C-A

f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa, véase C.18.3.3, Capítulo C.18

f_{uta} = resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, MPa, Apéndice C-D

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa, Capítulos C.3, C.7, C.9-12, C.14, C.17-19, C.21, Apéndices C-A-C

f_{ya} = resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, MPa, Apéndice C-D

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, MPa, Capítulos C.10-12, C.21

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9, Apéndice C-C

F_n = resistencia nominal de un puntal, tensor o zona de nodo, N, Apéndice C-A

F_{nn} = resistencia nominal de una cara de una zona de nodo, N, Apéndice C-A

F_{ns} = resistencia nominal de un puntal, N, Apéndice C-A

F_{nt} = resistencia nominal de un tensor, N, Apéndice C-A

F_u = fuerza mayorada que actúa en un puntal, tensor, área de apoyo o zona de nodo en un modelo puntal tensor, N, Apéndice C-A

G = cargas por granizo, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9

h = espesor total o altura de un elemento, mm, Capítulos C.9-12, C.14, C.17, C.18, C.20-22, Apéndices C-A, C-C

h_a = espesor de un elemento en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, mm, Apéndice C-D

h_{ef} = profundidad efectiva de embebido del anclaje, mm, véase C-D.8.5, Apéndice C-D

h_v = altura de la sección transversal de una cabeza de cortante, mm, Capítulo C.11

h_w = altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado, mm, Capítulos C.11, C.21

h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna, mm, Capítulo C.21

H = cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9, Apéndice C-C

I = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4, Capítulos C.10, C.11

I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4, véase C.13.6.1.6, Capítulo C.13

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4, Capítulo C.9

I_e = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4, véase C.9.5.2.3, Capítulo C.9

I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm^4, Capítulos C.9, C.10, C.14

I_s = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de α_f y β_t, mm^4, Capítulo C.13

I_{se} = momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento, mm^4, Capítulo C.10

I_{sx} = momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento compuesto, mm^4, Capítulo C.10

k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión, Capítulos C.10, C.14

k_c = coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción, Apéndice C-D

k_{cp} = coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje, Apéndice C-D

K = coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado, Capítulo C.18

K_{tr} = índice de refuerzo transversal, véase C.12.2.3, Capítulo C.12

ℓ = luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm, véase C.8.9, Capítulo C.9

ℓ_a = longitud de anclaje adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm, Capítulo C.12

ℓ_c = longitud del elemento en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm, Capítulo C.10, C.14, C.22

ℓ_d = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo, mm, Capítulos C.7, C.12, C.19, C.21

ℓ_{dc} = longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm, Capítulo C.12

ℓ_{dh} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), mm, véanse C.12.5 y C.21.7.5, Capítulo C.12, C.21

ℓ_{dt} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con cabeza, medida desde la sección crítica hasta la cara de apoyo de la cabeza, mm, véase C.12.6, Capítulo C.12

ℓ_e = longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, mm, véase C-D.6.2.2, Apéndice C-D

ℓ_n = luz libre medida entre caras de los apoyos, mm, Capítulos C.8-11, C.13, C.16, C.18, C.21

ℓ_{na} = luz libre en la dirección corta medida entre caras de los apoyos para diseño de losas en dos direcciones según C.13.9, mm, Capítulo C.13

ℓ_{nb} = luz libre en la dirección larga medida entre caras de los apoyos para diseño de losas en dos direcciones según C.13.9, mm, Capítulo C.13

ℓ_o = longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm, Capítulo C.21

ℓ_{px} = distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de preesfuerzo al punto bajo consideración, m, véase C.18.6.2, Capítulo C.18

ℓ_t = luz del elemento sometido a la prueba de carga, tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones, mm. La luz es la menor entre: (a) la distancia entre los centros de los apoyos, y (b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo, mm, Capítulo C.20

ℓ_u = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, mm, véase C.10.10.1.1, Capítulo C.10

ℓ_v = longitud del brazo de la cabeza de cortante medida desde el centroide de la carga concentrada o reacción, mm, Capítulo C.11

ℓ_w = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm, Capítulos C.11, C.14, C.21

ℓ_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm, Capítulo C.13

ℓ_2 = luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1, medida centro a centro de los apoyos, mm, véanse C.13.6.2.3 y C.13.6.2.4, Capítulo C.13

L = cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos C.8, C.9, C.20, C.21, Apéndice C-C

L_e = cargas por empozamiento de agua, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9

L_r = cargas vivas de cubierta, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9

M_a = momento máximo debido a cargas de servicio presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N·mm, Capítulos C.9, C.14

M_{as} = momento mayorado en la dirección de la luz corta utilizado en el diseño de losas en dos direcciones según C.13.9. N·mm, Capítulos C.13

M_{bs} = momento mayorado en la dirección de la luz larga utilizado en el diseño de losas en dos direcciones según C.13.9. N·mm, Capítulos C.13

M_c = momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N·mm, véase C.10.10.6, Capítulo C.10

M_{cr} = momento de fisuración, N·mm, véase C.9.5.2.3, Capítulos C.9, C.14

M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N·mm, Capítulo C.11

M_m = momento mayorado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, N·mm, véase C.11.2.2.2, Capítulo C.11

M_{max} = máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N·mm, Capítulo C.11

M_n = resistencia nominal a flexión en la sección, N·mm, Capítulos C.11, C.12, C.14, C.18, C.21, C.22

M_{nb} = resistencia nominal a flexión de la viga, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, que llega a un nudo, N·mm, véase C.21.6.2.2, Capítulo C.21

M_{nc} = resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduce a la menor resistencia a flexión, N·mm, véase C.21.6.2.2, Capítulo C.21

M_o = momento estático total mayorado, N·mm, Capítulo C.13

M_p = momento plástico resistente requerido en la sección transversal de una cabeza de cortante, N·mm, Capítulo C.11

M_{pr} = resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0, N·mm, Capítulo C.21

M_s = momento mayorado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N·mm, Capítulo C.10

M_{slab} = fracción del momento mayorado de la losa que es equilibrada por el momento en el apoyo, N·mm, Capítulo C.21

M_u = momento mayorado en la sección, N·mm, Capítulos C.10, C.11, C.13, C.14, C.21, C.22

M_{ua} = momento a media altura del muro debido a las cargas mayoradas laterales y verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$ · N·mm, Capítulo C.14

M_v = resistencia a momento contribuida por la cabeza de cortante, N·mm, Capítulo C.11

M_1 = el menor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N·mm, Capítulo C.10

M_{1ns} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1, y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo C.10

M_{1s} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1, y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo C.10

M_2 = el mayor momento mayorado en los extremos de un elemento en compresión. Si existe carga transversal entre los apoyos, M_2 debe tomarse como el mayor momento que ocurre en el elemento. El valor M_2 es siempre positivo, N·mm, Capítulo C.10

$M_{2,min}$ = valor mínimo de M_2, N·mm, Capítulo C.10

M_{2ns} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2, debido a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo C.10

M_{2s} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2, debido cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo C.10

n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, anclajes, o brazos de una cabeza de cortante, Capítulos C.5, C.11, C.12, C.18, Apéndice C-D

N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véase C-D.5.2.2, Apéndice C-D

N_c = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no mayoradas, N, Capítulo C.18

N_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje, N, véase C-D.5.2.1, Apéndice C-D

N_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes, N, véase C-D.5.2.1, Apéndice C-D

N_n = resistencia nominal en tracción, N, Apéndice C-D

N_p = resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véanse C-D.5.3.4 y C-D.5.3.5, Apéndice C-D

N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, N, véase C-D.5.3.1, Apéndice C-D

N_{sa} = resistencia nominal de un solo anclaje o de un grupo de anclajes en tracción determinado por la resistencia del acero, N, véanse C-D.5.1.1 y C-D.5.1.2, Apéndice C-D

N_{sb} = resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, N, Apéndice C-D

N_{sbg} = resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, N, Apéndice C-D

N_u = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N, Capítulo C.11

N_{ua} = fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes, N, Apéndice C-D

N_{uc} = fuerza horizontal de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, para ser tomada como positiva para la tracción, N, Capítulo C.11

p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm, véase C.11.5.1, Capítulo C.11

p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para torsión, mm, Capítulo C.11

P_b = resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada, N, véase C.10.3.2, Capítulos C.9, C.10, Apéndices C-B, C-C

P_c = carga crítica a pandeo, N. véase C.10.10.6, Capítulo C.10

P_n = resistencia axial nominal de la sección transversal, N, Capítulos C.9, C.10, C.14, C.22, Apéndices C-B, C-C

$P_{n,max}$ = máximo valor permitido de P_n, N, véase C.10.3.6, Capítulo C.10

P_o = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N, Capítulo C.10

P_{pj} = fuerza de preesforzado en el extremo del gato, N, Capítulo C.18

P_{pu} = fuerza mayorada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N, Capítulo C.18

P_{px} = fuerza de preesforzado evaluada a una distancia ℓ_{px} del extremo del gato, N, Capítulo C.18

P_s = carga axial no mayorada en la sección de diseño (media altura), incluyendo los efectos de peso propio, N, Capítulo C.14

P_u = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N, Capítulos C.10, C.14, C.21, C.22

q_{Du} = carga muerta mayorada por unidad de área, Capítulo C.13

q_{Lu} = carga viva mayorada por unidad de área, Capítulo C.13

q_u = carga mayorada por unidad de área, Capítulo C.13

Q = índice de estabilidad de un piso, véase C.10.10.5.2, Capítulo C.10

r = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm, Capítulo C.10

s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm, Capítulos C.10-12, C.17-21, Apéndice C-D

s_i = espaciamiento centro a centro del refuerzo en la fila i adyacente a la superficie de un elemento, mm, Apéndice C-A

s_o = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o, mm, Capítulo C.21

s_s = desviación estándar de la muestra, MPa, Capítulo C.5, Apéndice C-D

s_2 = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm, Capítulo C.11

S_c = momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo, Capítulo C.21

S_d = coeficiente de durabilidad ambiental, Capítulo C.23

S_m = módulo elástico de la sección, mm^3, Capítulo C.22

S_n = resistencia nominal a la flexión, al cortante o a la carga axial de la conexión, Capítulo C.21

S_y = resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y, para fuerza axial, momento o cortante, Capítulo C.21

t = espesor de la pared de una sección con vacíos, mm, Capítulo C.11

T = efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada, Capítulo C.9, Apéndice C-C

T_n = resistencia nominal a torsión, N·mm, Capítulo C.11

T_u = torsión mayorada en la sección, N·mm, Capítulo C.11

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9, Apéndice C-C

v_n = esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa, véase C.11.11.6.2, Capítulos C.11, C.21

V_b = resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véanse C-D.6.2.2 y C-D.6.2.3, apéndice C-D

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N, Capítulos C.8, C.11, C.13, C.21

V_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje, N, véase C-D.6.2.1, Apéndice C-D

V_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, N, véase C-D.6.2.1, Apéndice C-D

V_{ci} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, N, Capítulo C.11

V_{cp} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje solo, N, véase C-D.6.3.1, Apéndice C-D

V_{cpg} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, N, véase C-D.6.3.1, Apéndice C-D

V_{cw} = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma, N, Capítulo C.11

V_d = fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada, N, Capítulo C.11

V_e = fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia probable a momento del elemento, N, véanse C.21.5.4.1 y C.21.6.5.1, Capítulo C.21

V_i = fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{máx}$, N, Capítulo C.11

V_n = resistencia nominal a cortante, N, Capítulos C.8, C.10, C.11, C.21, C.22, Apéndice C-D

V_{nh} = resistencia nominal a cortante horizontal, N, Capítulo C.17

V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, N, Capítulo C.11

V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N, Capítulo C.11

V_{sa} = resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero, N, véanse C-D.6.1.1 y C-D.6.1.2, Apéndice C-D

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección, N, Capítulos C.11-13, C.17, C.21, C.22

V_{ua} = fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o aun grupo de anclajes, N, Apéndice C-D.

V_{ug} = fuerza cortante mayorada en la sección crítica de la losa por comportamiento en dos direcciones debido a las cargas gravitacionales, N, véase C.21.13.6

V_{us} = cortante horizontal mayorado en un piso, N, Capítulo C.10

w_c = densidad (peso unitario) del concreto de peso normal o densidad de equilibrio del concreto liviano, kg/m^3, Capítulos C.8 y C.9

w_u = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, Capítulo C.8

W = carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo C.9, Apéndice C-C

x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo C.13

y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo C.13

y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, mm, Capítulos C.9, C.11

α = ángulo que define la orientación del refuerzo, Capítulos C.11, C.21, Apéndice C-A

α_c = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro, véase C.21.9.4.1, Capítulo C.21

α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, véase C.13.6.1.6, Capítulos C.9, C.13

α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel, Capítulo C.9

α_{f1} = α_f en la dirección de ℓ_1, Capítulo C.13

α_{f2} = α_f en la dirección de ℓ_2, Capítulo C.13

α_i = ángulo entre el eje de un puntal y las barras en la fila i del refuerzo que atraviesa ese puntal, Apéndice C-A

α_{px} = cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes, Capítulo C.18

α_s = constante usada para calcular V_c en losas y zapatas, Capítulo C.11

α_v = relación de rigidez a la flexión entre el brazo de una cabeza de cortante y la sección de losa compuesta que lo rodea, véase C.11.11.4.5, Capítulo C.11

β = relación de la dimensión larga a corta: de las luces libres para losas en dos direcciones, véanse C.9.5.3.3 y C.22.5.4; de los lados de una columna, del área de carga concentrada o de reacción, véase C.11.11.2.1; o de los lados de una zapata, véase C.15.4.4.2, Capítulos C.9, C.11, C.15, C.22

β_b = relación entre el área del refuerzo suspendido en una sección y el área total del refuerzo en tracción de la sección, Capítulo C.12

β_{dns} = relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes, véase C.10.10.6.2, Capítulo C.10

β_{ds} = relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas laterales permanentes, véase C.10.10.4.2, Capítulo C.10

β_n = factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo, Apéndice C-A

β_p = factor usado para calcular V_c en losas preesforzadas, Capítulo C.11

β_s = factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal, Apéndice C-A

β_t = relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos, véase C.13.6.4.2, Capítulo C.13

β_1 = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, véase C.10.2.7.3, Capítulos C.10, C.18, Apéndice C-B

γ_f = factor utilizado para determinar el momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna, véase C.13.5.3.2, Capítulos C.11, C.13, C.21

γ_p = factor por tipo de acero de preesforzado, véase C.18.7.2, Capítulo C.18.

γ_s = factor utilizado para determinar la porción del refuerzo que se debe localizar en la banda central de una zapata, véase C.15.4.4.2, Capítulo C.15

γ_v = factor que se utiliza para determinar el momento no balanceado transmitido por excentricidad del cortante en las conexiones losa columna, véase C.11.11.7.1, Capítulo C.11

δ = factor de amplificación de momento para tener en cuenta los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión, Capítulo C.10

δ_s = factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, para tener en cuenta el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales, Capítulo C.10

δ_u = desplazamiento de diseño, mm, Capítulo C.21

Δ_{cr} = deflexión fuera del plano, calculada a media altura del muro, correspondiente al momento de fisuración, M_{cr}, mm, Capítulo C.14

Δf_p = aumento en el esfuerzo en los aceros de preesforzado debido a las cargas mayoradas, MPa, Apéndice C-A

Δf_{ps} = esfuerzo en el acero de preesforzado bajo cargas de servicio menos el esfuerzo de descompresión, MPa, Capítulo C.18

Δ_n = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro correspondiente a la capacidad nominal a flexión, M_n, mm, Capítulo C.14

Δ_o = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden utilizando valores de rigidez que cumplan con C.10.10.5.2, mm, Capítulo C.10

Δ_r = diferencia entre las deflexiones inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga o la repetición de la prueba de carga, mm, Capítulo C.20

Δ_s = máxima deflexión fuera del plano calculada en o cerca de la media altura del muro debido a las cargas de servicio, mm, Capítulo C.14

Δ_u = deflexión calculada a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, mm, Capítulo C.14

Δ_1 = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, mm, véase C.20.5.2, Capítulo C.20

Δ_2 = deflexión máxima medida durante la segunda prueba de carga, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba de carga, mm, véase C.20.5.2, Capítulo C.20

ε_t = deformación unitaria neta de tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por preesfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura, Capítulos C.8-10, Apéndice C-C

θ = ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión y la cuerda de tracción de un elemento, Capítulo C.11, Apéndice C-A

λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión, véase C.8.6.1, C.11.7.4.3, C.12.2.4(d), C.12.5.2, Capítulos C.9, C.11, C.12, C.19, C.21, C.22 y Apéndices C-A y C-D

λ_Δ = factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo, véase C.9.5.2.5, Capítulo C.9

μ = coeficiente de fricción, véase C.11.6.4.3, Capítulos 1 C.1, C.21

μ_p = coeficiente de fricción por curvatura en postensado, Capítulo C.18

ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, véase C.9.5.2.5, Capítulo C.9

ρ = cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd , Capítulos C.10, C.11, C.13, C.21, Apéndice C-B

ρ' = cuantía del refuerzo A'_s evaluada sobre el área bd , Capítulo C.9, Apéndice C-B

ρ_b = cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria, véase C.10.3.2, Capítulos C.10, C.13, C.14, Apéndice C-B

ρ_l = relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo, Capítulos C.11, C.14, C.21

ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p , Capítulo C.18

ρ_s = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral), Capítulos C.10, C.21

ρ_t = cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo, Capítulos C.11, C.14, C.21

ρ_v = relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto, véase C.17.5.3.3, Capítulo C.17

ρ_w = cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$, Capítulo C.11

ϕ = factor de reducción de resistencia, véase C.9.3, Capítulos C.8-11, C.13, C.14, C.17-22, Apéndices C-A-D

$\Psi_{c,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto, véase C-D.5.2.6, Apéndice C-D

$\Psi_{c,P}$ = factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto, véase C-D.5.3.6, Apéndice C-D

$\Psi_{c,V}$ = factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario, véase C-D.6.2.7 para anclajes sometidos a cortante, Apéndice C-D

$\Psi_{cp,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario, véase C-D.5.2.7, Apéndice C-D

Ψ_e = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo, véase C.12.2.4, Capítulo C.12

$\Psi_{ec,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas, véase C-D.5.2.4, Apéndice C-D

$\Psi_{ec,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas, véase C-D.6.2.5, Apéndice C-D

$\Psi_{ed,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elementos de concreto, véase C-D.5.2.5, Apéndice C-D

$\Psi_{ed,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elementos de concreto, véase C-D.6.2.6, Apéndice C-D

Ψ_h = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$, véase C-D.6.2.8, Apéndice C-D

Ψ_s = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo, véase C.12.2.4, Capítulo C.12

Ψ_t = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo, véase C.12.2.4, Capítulo C.12

Ψ_w = factor de modificación para la longitud de desarrollo del alambre corrugado soldado en tracción, véase C.12.7, Capítulo C.12

ω = índice del refuerzo a tracción, véase C.18.7.2, Capítulo C.18, Apéndice C-B

ω' = índice del refuerzo a compresión, véase C.18.7.2, Capítulo C.18, Apéndice C-B

ω_p = índice de acero de preesfuerzo, véase C-B.18.8.1, Apéndice C-B

ω_{pw} = índice de acero de preesfuerzo para secciones con alas, véase C-B.18.8.1, Apéndice C-B

ω_w = índice de refuerzo a tracción para secciones con alas, véase C-B.18.8.1, Apéndice C-B

ω'_w = índice de refuerzo a compresión para secciones con alas, véase C-B.18.8.1, Apéndice C-B

C.2.2 — Definiciones

A continuación se definen los términos de uso general en el Título C del Reglamento NSR-10. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

Ábaco (Drop panel) — Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa. Véase C.13.2.5 y C.13.3.7.

Acero de preesforzado (Prestressing steel) — Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elemento, utilizado para aplicar fuerzas de preesforzado al concreto.

Acero extremo en tracción (Extreme tension steel) — Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Aditivo (Admixture) — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Agregado liviano (Lightweight aggregate) — Agregado que cumple con los requisitos de la NTC 4045 (ASTM C330) y con una densidad cuando está suelto y seco de 1120 kg/m^3 o menos, determinado según la ASTM C29.

Agregado (Aggregate) — Material granular, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulicos.

Alambre (Wire) - Elemento de acero que cumple las normas NTC 1907 (ASTM A496) y NTC 4002 (ASTM A82) utilizado como refuerzo, cuyo diámetro es menor del No, 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Puede ser liso o corrugado. Su utilización está limitada:

(a) como componente de las mallas electrosoldadas,
(b) individualmente como refuerzo de retracción y temperatura de elementos cuyo espesor impide el uso de barras normales de refuerzo,
(c) individualmente como refuerzo de flexión en elementos que no formen parte del sistema de resistencia sísmica y cuyo espesor impide el uso de barras normales de refuerzo.

Alambre de preesfuerzo (Prestressing wire) - Elemento de acero que cumple la norma NTC 159 (ASTM A421) utilizado individualmente como acero de preesfuerzo.

Altura útil de la sección (d) (Effective depth of section) — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Asentamiento (Settlement) - Hundimiento o descenso del nivel de una estructura debido a la compresión y deformación del suelo o roca de cimentación.

Asentamiento (Slump) (ensayo de) - Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de concreto.

Autoridad Competente (Building official) — El funcionario u otra autoridad competente, encargada de administrar y hacer cumplir este Reglamento NSR-10, o su representante debidamente autorizado.

Barras corrugadas con cabeza (Headed deformed bars) — Barras de refuerzo corrugadas con cabezas unidas a uno o a ambos extremos. La cabeza debe quedar unida al extremo de la barra usando soldadura o forja, roscado con filamentos compatibles internos en la cabeza y en el extremo de la barra, o bien con una tuerca separada atornillada que asegure la cabeza a la barra. El área neta de apoyo de una barra corrugada con cabeza es igual al área bruta de la cabeza menos la mayor entre el área de la barra y el área de cualquiera obstrucción.

Base de la estructura (Base of structure) — Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno. Véase el Capítulo C.21.

Capacidad de disipación de energía (Energy dissipation capacity o toughness) - Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

Carga de servicio (Service load) — La carga, especificada por el Título B del Reglamento NSR-10 (sin factores de carga).

Carga mayorada (Factored Load) — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia del Reglamento NSR-10. Véanse C.8.1.1 y C.9.2.

Carga muerta (Dead load) — Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en el Título B del Reglamento NSR-10 (sin factores de carga).

Carga viva (Live load) — Carga viva especificada en el Título B del Reglamento NSR-10 (sin factores de carga).

Cercha estructural (Structural truss) — Entramado de elementos de concreto reforzado sometido principalmente a fuerzas axiales.

Cimbra (Shores) - Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el concreto de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el concreto adquiere la resistencia adecuada.

Cimentación (Foundation) - Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

Columna (Column) — Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor de 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor.

Combinaciones de carga de diseño (Design load combination) — Combinación de cargas y fuerzas mayoradas dadas en C.9.2.

Concreto (Concrete) — Mezcla de cemento pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto completamente liviano (All-lightweight concrete) — Concreto de peso liviano que contiene agregado fino y grueso de peso liviano, y que cumple con lo especificado en NTC 4045 (ASTM C330).

Concreto de peso normal (Normalweight concrete) — Concreto que contiene agregados que cumplen con lo especificado en NTC 174 (ASTM C33).

Concreto estructural (Structural concrete) — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo concreto simple y reforzado.

Concreto liviano (Lightweight concrete) — Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define NTC 4022 (ASTM C567), entre 1440 y 1840 kg/m^3. El concreto liviano cubierto por el Título C del Reglamento NSR-10 corresponde a un concreto cuyos componentes cumplen de manera estricta lo requerido en este Título C. Los concretos livianos que no cumplan estos requisitos solo pueden emplearse con una autorización previas de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, de acuerdo con lo que la Ley 400 de 1997 prescribe para la aprobación de materiales que se salen del alcance del Reglamento NSR-10.

Concreto liviano de arena de peso normal (Sand-lightweight concrete) — Concreto liviano que contiene agregados finos de peso normal y que cumplen con lo especificado en la NTC 174 (ASTM C33) y agregados gruesos de peso liviano que cumplen con lo especificado en la NTC 4045 (ASTM C330).

Concreto prefabricado (Precast concrete) — Elemento de concreto estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

Concreto preesforzado (Prestressed concrete) — Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

Concreto reforzado (Reinforced concrete) — Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado especificado en los Capítulos C.1 al C.21 y en los Apéndices C-A al C-C.

Concreto reforzado con fibras de acero (Steel fiber-reinforced concrete) — Concreto que contiene fibras de acero dispersas, orientadas aleatoriamente.

Concreto simple (Plain concrete) — Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Conexión (Connection) — Una zona que une dos o más elementos. En el Capítulo C.21, una conexión también se refiere a una zona que une elementos en que uno o más son prefabricados, y a la cual aplican las siguientes definiciones más específicas:

Conexión dúctil (Ductile connection) — Conexión en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

Conexión fuerte (Strong connection) — Conexión que se mantiene elástica cuando los elementos que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

Curado (Curing) - Proceso por medio del cual el concreto endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

Deformación unitaria neta de tracción (Net tensile strain) — Deformación unitaria de tracción cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deformaciones unitarias debidas al preesforzado efectivo, flujo plástico, retracción y temperatura.

Densidad de equilibrio (Equilibrium density) — Densidad del concreto de peso liviano después de estar expuesto a una humedad relativa de 50 ± 5 por ciento y a una temperatura de 23 ± 2 °C por un período de tiempo suficiente para alcanzar una densidad constante (véase NTC 4022 [ASTM C567]).

Deriva de piso de diseño (Design story drift ratio) — Diferencia relativa del desplazamiento de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso. Véase el Título A y el Capítulo C.21.

Descolgado para cortante (Shear cap) — Proyección bajo una losa usada para aumentar la resistencia a cortante de la losa. Véase C.13.2.6.

Desplazamiento de diseño (Design displacement) — Desplazamiento lateral total esperado para el sismo de diseño, según lo requerido por el Título A del Reglamento NSR-10. Véase Capítulo C.21.

Diafragma estructural (Structural diaphragm) — Elemento estructural, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del diafragma hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Véase el Capítulo C.21 para los requerimientos para estructuras resistentes a sismos.

Dispositivo básico de anclaje para un torón (Basic monostrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 15 mm o menos de diámetro, que satisfaga C.18.21.1 y los requisitos para elementos de anclaje fabricados industrialmente del ACI 423.6.

Dispositivo básico de anclaje para varios torones (Basic multistrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con varios torones, barras o alambres, o con barras mayores a 15 mm de diámetro, que satisface C.18.21.1 y los requisitos para los esfuerzos de aplastamiento y la rigidez mínima de platina de la especificación para puentes de AASHTO, División I, Artículos C.9.21.7.2.2 al C.9.21.7.2.4

Dispositivo de anclaje (Anchorage device) — En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de preesforzado al concreto.

Dispositivo especial de anclaje (Special anchorage device) — Dispositivo de anclaje que satisface C.18.15.1 y los ensayos de aceptación normalizados de AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges”, División II, Artículo C.10.3.2.3.

Documentos contractuales (Contract documents) — Documentos, incluyendo los planos y las especificaciones del proyecto, necesarios para la obra en cuestión.

Ducto de Postensado (Duct) — Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero preesforzado que se requiere para aplicar el postensado. Las exigencias para los ductos de postensado se encuentran en C.18.17.

Elemento colector (Collector element) — Elemento que actúa en tracción o compresión axial para transmitir las fuerzas inducidas por el sismo entre un diafragma estructural y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Véase el Capítulo C.21.

Elemento de borde (Boundary element) — Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con refuerzo longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente de un incremento en el espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde según lo requerido en C.21.9.6 ó C.21.11.7.5. Véase el Capítulo C.21.

Elemento de borde especial (Special boundary element) — Elemento de borde requerido en las secciones C.21.7.6.2 ó C.21.7.6.3.

Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión (Composite concrete flexural members) — Elementos prefabricados de concreto o elementos construidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Encofrados y formaletas (Formwork) - Moldes con la forma y las dimensiones de los elementos estructurales, en los cuales se coloca el refuerzo y se vierte el concreto fresco.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos (Sheating) — Material que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Esfuerzo (Stress) — Fuerza por unidad de área.

Estribo (Stirrup) — Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general consiste en barras, alambres o refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) ya sea sin

dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. (En inglés el término “stirrup” se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión y el término “tie” a los que están en elementos sometidos a compresión.) Véase también “Estribo (Tie)”.

Estribo (Tie) — Barra o alambre doblados que abraza el refuerzo longitudinal. Es aceptable una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes. Véase también “Estribo (Stirrup)”.

Estribo cerrado de confinamiento (Hoop) — Es un estribo cerrado o un estribo enrollado en forma continua. Un estribo cerrado de confinamiento puede estar constituido por varios elementos cada uno de los cuales debe tener ganchos sísmicos en sus extremos. Un estribo enrollado continuo debe tener ganchos sísmicos en ambos extremos. Véase Capítulo C.21.

Factor de carga (Load factor) – También se denomina coeficiente de carga. Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural al transformar las cargas en efectos internos en los elementos, y por la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente. Véase B.2.1.

Factor de reducción de resistencia (Strength reduction factor) (ϕ) - También se denomina coeficiente de reducción de resistencia. Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño. Véase de B.2.1.

Fricción por curvatura (Curvature friction) — Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de preesforzado.

Fricción por desviación involuntaria (Wobble friction) — En concreto preesforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de preesforzado de su perfil especificado.

Fuerza del gato de tensionamiento (Jacking force) — En concreto preesforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de preesforzado.

Fuerzas sísmicas (Seismic forces) - Son las fuerzas sísmicas prescritas en el Título A del Reglamento NSR-10.

Gancho estándar (Standard hook) - Doblez en el extremo de una barra de refuerzo que cumple los requisitos del Capítulo C.7.

Gancho sísmico (Seismic hook) — Gancho en el extremo de un estribo o gancho suplementario que tiene un doblez de más de 135 grados, excepto que en los estribos cerrados de confinamiento circulares deben tener un doblez no menor de 90 grados. Los ganchos sísmicos deben tener una extensión de $6d_b$ (pero no menor de 75 mm) que enganche el refuerzo longitudinal y se proyecte hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento. Véase C.7.1.4 y el Capítulo C.21.

Gancho suplementario (Crosstie) — Barra de refuerzo continua utilizada como refuerzo transversal fabricado con barra de diámetro No, 3 (3/8") ó 10M (10 mm) o mayor, que tiene un gancho sísmico en sus extremos y se permite que en uno de sus extremos se utilice un gancho no menor de 90 grados con una extensión mínima de seis veces el diámetro en el otro extremo. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas. Los ganchos de 90 grados de dos ganchos suplementarios sucesivos, que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados. Los estribos suplementarios deben ser fabricados del mismo diámetro y resistencia a la fluencia de los estribos de confinamiento principales. Véanse los Capítulos C.7, C.21.

Junta de construcción (Construction joint) - Interrupción de la colocación del concreto, ya sea temporal, de construcción, o permanente.

Junta de contracción (Contraction joint) — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión (Isolation joint) — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el

comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación en otro lugar de fisuras en el concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión (Compression controlled strain limit) — Deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase C.10.3.3.

Longitud embebida (Embedment length) — Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo con gancho estándar (Development length for a bar with a standard hook) - Es la distancia más corta entre la sección crítica donde la barra debe desarrollar su resistencia total, y una tangente a la cara exterior del gancho de 90º o de 180º.

Longitud de desarrollo (Development length) — Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica. Véase C.9.3.3.

Longitud de transferencia (Transfer length) — Longitud embebida del torón de preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

Luz (Span length) — Véase C.8.9.

Materiales cementantes (Cementitious materials) — Materiales que se especifican en el Capítulo 3, que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento pórtland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.

Memoria de cálculos (Calculations) - Justificación técnica de las dimensiones, refuerzos y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

Módulo de elasticidad (Modulus of elasticity) — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. Véase C.8.5.

Muro (Wall) — Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Muro estructural (Structural wall) — Muro diseñado para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales. Un muro de cortante es un muro estructural. Un muro estructural diseñado como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas se clasifica de la siguiente forma:

Muro estructural especial – DES (Special structural wall) — Un muro construido en sitio o prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES) que cumple con los requisitos de C.21.1.3 hasta C.21.1.7, C.21.9 y C.21.10, como sea aplicable, además de los requisitos para los muros estructurales ordinarios de concreto reforzado con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) contenidos en los Capítulos C.1 al C.18.

Muro estructural intermedio – DMO (Intermediate structural wall) — Muro construido en sitio o prefabricado con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) que cumple con todos los requisitos aplicables de los Capítulos C.1 al C.18, además de lo especificado en C.21.4.

Muro estructural ordinario de concreto reforzado – DMI (Ordinary reinforced concrete structural wall) — Muro con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) que cumple con los requisitos de los Capítulos C.1 al C.18.

Muro estructural ordinario de concreto simple (Ordinary structural plain concrete wall) — Muro sin capacidad de disipación de energía que cumple con los requisitos del Capítulo C.22.

Nudo (Joint) — Parte de una estructura que es común a los elementos que se intersectan. El área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo de un pórtico especial resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES), A_j, para calcular la resistencia a cortante se encuentra definida en C.21.7.4.1. Véase el Capítulo C.21.

Obra (Work) — Toda la construcción o partes identificables separadamente que se debe construir de acuerdo con los documentos del contrato.

Pedestal (Pedestal) — Elemento que tiene una relación entre la altura y la menor dimensión lateral menor o igual a 3, usando principalmente para soportar cargas axiales en compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superiores e inferior del lado más pequeño.

Pernos con cabeza para refuerzo de cortante (Headed shear stud reinforcement) — Refuerzo que consiste en pernos con cabeza individuales o en grupo, con el anclaje proporcionado por una cabeza en cada extremo o por una base común consistente en una platina o un perfil de acero.

Pórtico resistente a momento (Moment frame) — Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas a través de flexión, cortante y fuerza axial. Los pórticos resistentes a momentos designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas se clasifican de la siguiente forma:

Pórtico especial resistente a momento – DES (Special moment frame) — Pórtico construido en sitio que cumple con los requisitos de capacidad de disipación de energía especial (DES) contenidos en C.21.1.3 a C.21.1.7 y C.21.5 a C.21.7, o un pórtico prefabricado de capacidad de disipación de energía especial (DES) que cumple con los requisitos de C.21.1.3 a C.21.1.7 y C.21.5. Además, se deben cumplir los requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía mínima (DMI).

Pórtico intermedio resistente a momento (Intermediate moment frame) — Pórtico construido en sitio que cumple con los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) contenidos en C.21.3 y además con los requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía mínima (DMI).

Pórtico ordinario resistente a momento (Ordinary moment frame) — Pórtico prefabricado o construido en sitio que cumple con los requisitos de los Capítulos C.1 al C.18 y además con los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI), de la sección C.21.2.

Postensado (Post-tensioning) — Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Preesforzado efectivo (Effective prestress) — Esfuerzo en el acero de preesforzado después de que han ocurrido todas las pérdidas.

Prefabricado (Precast concrete) - Elemento de concreto, con o sin refuerzo, que se construye en un lugar diferente al de su posición final dentro de la estructura.

Pretensado (Pretensioning) — Método en el cual el acero de preesforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.

Profesional facultado para diseñar (Licensed design professional) — Un individuo que está facultado para ejercer el diseño estructural, como lo define la Ley 400 de 1997 y que es el responsable del diseño estructural.

Puntales (Shores) — Elementos de apoyo, verticales o inclinados, diseñados para soportar el peso del encofrado, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntalamiento (Reshores) — Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que la cimbra y puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntalamiento.

Recubrimiento especificado de concreto (Specified concrete cover) — Distancia entre la superficie externa del refuerzo embebido y la superficie externa más cercana del concreto indicada en los planos de diseño o en las especificaciones del proyecto.

Refuerzo (Reinforcement) — Material que cumple con lo especificado en C.3.5, excluyendo el acero de preesforzado, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado (Deformed reinforcement) — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con C.3.5.3.

Refuerzo electrosoldado de alambre (Welded wire reinforcement) — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con NTC 4002 (ASTM A82) o NTC 1907 (ASTM A496), respectivamente, fabricados en forma de hojas o rollos de acuerdo con NTC 1925 (ASTM A185) o NTC 2310 (ASTM A497M), respectivamente.

Refuerzo en espiral (Spiral reinforcement) — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso (Plain reinforcement) — Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado. Véase C.3.5.4.

Refuerzo transversal (Transverse or lateral reinforcement) - El refuerzo destinado a resistir los efectos de los esfuerzos cortantes y de torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

Refuerzo de retracción y temperatura (Shrinkage and temperature reinforcement) - En losas el destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

Región confinada (Confinement region) - Es aquella parte de los elementos de concreto reforzado confinada por refuerzo transversal de confinamiento que cumple los requisitos especiales dados en el Capítulo C.21.

Región de articulación plástica (Plastic hinge region) — Longitud del elemento de pórtico en la cual se busca que ocurra fluencia a flexión debida a los desplazamientos de diseño, extendiéndose a lo menos una distancia **h** desde la sección crítica donde se inicia la fluencia a flexión. Véase Capítulo C.21.

Resistencia a la fluencia (Yield strength) — Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables, tal como se modifican en C.3.5 de este Título C del Reglamento NSR-10.

Resistencia a la tracción por hendimiento (f_{ct}) (Splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con NTC 1907 (ASTM C496M), tal como se describe en la NTC 4045 (ASTM C330). Véase C.5.1.4.

Resistencia de diseño (Design strength) — Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ. Véase C.9.3.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) (Specified compressive strength of concrete) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en megapascales (MPa). Cuando la cantidad f'_c esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en megapascales (MPa).

Resistencia nominal (Nominal strength) — Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Título C del Reglamento NSR-10, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Véase C.9.3.1.

Resistencia requerida (Required strength) — Resistencia que un elemento, o una sección transversal del mismo, debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en este Título C del Reglamento NSR-10. Véase C.9.1.1.

Sección controlada por compresión (Compression controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tracción en el acero extremo en tracción, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlada por compresión.

Sección controlada por tracción (Tension controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (Seismic-force-resisting system) — Porción de la estructura que se diseña para resistir las fuerzas sísmicas de diseño exigidas por el Título A del Reglamento NSR-10 cumpliendo las disposiciones y combinaciones de carga aplicables.

Supervisor Técnico (Inspector) - Véase C.1.3.

Tendón (Tendon) — En aplicaciones de pretensado, el tendón es el acero preesforzado. En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado y envoltura para aplicaciones no adheridas o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tendón de preesfuerzo adherido (Bonded tendon) — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de preesfuerzo no adherido (Unbonded tendon) — Tendón en el que se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto y quedando libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de preesforzado se trasmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Torón (Strand) - Cable para concreto preesforzado compuesto por siete alambres de acero de alta resistencia trenzados, que cumple la norma NTC 2010 (ASTM A416).

Transferencia (Transfer) — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensionamiento al elemento de concreto.

Viga (Beam, girder) - Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su solicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

Vigueta, o nervadura (Joist) - Elemento estructural que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

Zona de anclaje (Anchorage zone) — En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de preesforzado concentrada se transfiere al concreto y es distribuida de una manera más uniforme en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En elementos de anclaje localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

Zona de tracción precomprimida (Precompressed tensile zone) — Porción de un elemento preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no mayoradas.

CAPÍTULO C.3 — MATERIALES

C.3.1 — Ensayos de materiales

C.3.1.1 — Para asegurarse que los materiales utilizados en la obra sean de la calidad especificada, deben realizarse los ensayos correspondientes sobre muestras representativas de los materiales de la construcción. Cuando se trate de edificaciones que deben someterse a Supervisión Técnica de acuerdo con la exigido por la Ley 400 de 1997 el Supervisor Técnico establecerá un programa de control de calidad de acuerdo con lo exigido en A.1.3.9, en el presente Título C, y en el Título I de la NSR-10. Cuando la edificación no requiere Supervisión Técnica debe cumplirse lo exigido en el Artículo 19 de la Ley 400 de 1997 siendo responsabilidad del constructor realizar y documentar los controles de calidad de los materiales que exige el Reglamento, los cuales para concreto estructural están contenidos en el presente Título C, además de los exigidos en el Título I del Reglamento. (Véase A.1.3.9.6).

C.3.1.2 — Los ensayos de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las normas técnicas colombianas, NTC, promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC indicadas en C.3.8. A falta de ellas deben seguirse las normas de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), de la Asociación Americana de Soldadura (AWS), de la Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO), del Instituto del Postensado (PTI), del Instituto Americano del Concreto (ACI) mencionadas en el Título C este Reglamento NSR-10. En C.3.8 se listan las normas NTC, promulgadas por el ICONTEC, ASTM, AWS, AASHTO, PTI y ACI mencionadas en este Título C del Reglamento NSR-10, las cuales hacen parte del mismo. En CR.3.8 se enumeran las normas ASTM que se mencionan en el Título C del Reglamento. Debe consultarse C.1.5 respecto a la obligatoriedad de las normas técnicas mencionadas en el Título C del Reglamento NSR-10.

C.3.1.3 — El registro completo de los ensayos de materiales y del concreto debe estar siempre disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y conservarse de acuerdo con lo prescrito en el Título I del Reglamento NSR-10.

C.3.2 — Materiales cementantes

C.3.2.1 — Los materiales cementantes deben cumplir con las normas relevantes así:

(a) Cemento fabricado bajo las normas NTC 121 y NTC 321 y también se permite el uso de cementos fabricados bajo la norma ASTM C150.

(b) Cementos hidráulicos adicionados fabricados bajo la norma ASTM C595, pero se excluyen los Tipos IS (≥70) ya que no pueden ser empleados como constituyentes cementantes principales en el concreto estructural.

(c) Cemento hidráulico expansivo fabricado bajo la norma NTC 4578 (ASTM C845).

(d) Cemento hidráulico fabricado bajo la norma ASTM C1157.

(e) Ceniza volante, puzolana natural y materiales calcinados que cumple la norma NTC 3493 (ASTM C618).

(f) Escoria granulada molida de alto horno que cumple la norma NTC 4018 (ASTM C989)

(g) Humo de sílice que cumple la norma NTC 4637 (ASTM C1240).

(h) Cemento blanco que cumple con la norma NTC 1362

(i) Se prohíbe el uso de los cementos denominados de mampostería en la fabricación de concreto.

C.3.2.2 — Los materiales cementantes empleados en la obra deben corresponder a los que se han tomado como base para la selección de la dosificación del concreto. Véase C.5.2.

C.3.3 — Agregados

C.3.3.1 — Los agregados para concreto deben cumplir con una de las siguientes normas:

(a) Agregado de peso normal: NTC 174 (ASTM C33),

(b) Agregado liviano: NTC 4045 (ASTM C330).

Se permite el uso de agregados que han demostrado a través de ensayos o por experiencias prácticas que producen concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, siempre y cuando sean aprobados por el Supervisor Técnico.

C.3.3.2 — El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado, ni a

(b) 1/3 de la altura de la losa, ni a

(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del profesional facultado para diseñar la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de hormigueros, vacíos o segregación en la mezcla.

C.3.4 — Agua

C.3.4.1 — El agua empleada en el mezclado del concreto debe cumplir con las disposiciones de la norma NTC 3459 (BS3148) o de la norma ASTM C1602M cuando sean menos exigentes que los de la norma NTC 3459.

C.3.4.2 — El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase C.4.3.1.

C.3.5 — Acero de refuerzo

C.3.5.1 — El refuerzo debe ser corrugado. El refuerzo liso solo puede utilizarse en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura. Además, se pueden utilizar cuando el Título C del Reglamento NSR-10 así lo permita: refuerzo consistente en pernos con cabeza para refuerzo de cortante, perfiles de acero estructural o en tubos, o elementos tubulares de acero. Las fibras de acero deformadas dispersas se permiten solamente para resistir cortante bajo las condiciones indicadas en C.11.4.6.1(f).

C.3.5.2 — La soldadura de barras de refuerzo debe realizarse de acuerdo con la norma NTC 4040 (AWS D1.4). La ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo deben estar indicados en los planos de diseño o en las especificaciones del proyecto. Las normas NTC para barras de refuerzo, excepto NTC 2289 (ASTM A706M), deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de NTC 4040 (AWS D1.4).

C.3.5.3 — Refuerzo corrugado

C.3.5.3.1 — Las barras de refuerzo corrugado deben ser de acero de baja aleación que cumplan con la norma NTC 2289 (ASTM A706M). Se permite el uso de barras de acero inoxidable fabricadas bajo la norma ASTM A955M siempre y cuando cumplan a su vez los requisitos de NTC 2289 (ASTM A706M). Además deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

(a) La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por ensayos sobre barras de tamaño completo. Los esfuerzos obtenidos por medio del ensayo de tracción deben calcularse utilizando el área nominal de la barra tal como se indica en las Tablas C.3.5.3-1 y C.3.5.3-2.

(b) No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado, a menos que esté explícitamente permitido por la norma bajo la cual se fabrica cualquiera de los materiales permitidos por el Reglamento NSR-10.

TABLA C.3.5.3-1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en milímetros)

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
	Diámetro mm	Área mm²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
30M	30.0	706.9	94.25	5.544
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
36M	36.0	1017.9	113.10	7.985
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

Nota: La M indica que son diámetros nominales en mm.

TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

C.3.5.3.2 — Las barras corrugadas deben cumplir con una de las normas NTC o ASTM enumeradas en C.3.5.3.1, excepto que para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. Véase C.9.4.

C.3.5.3.3 — Se permite usar las barras de refuerzo que cumplen con ASTM A1035M como refuerzo transversal en C.21.6.4 o refuerzo en espiral en C.10.9.3.

C.3.5.3.4 — Las parrillas de refuerzo para concreto deben ajustarse a NTC 2043 (ASTM A184M). Las barras de refuerzo, utilizadas en las parrillas de refuerzo, deben cumplir con NTC 2289 (ASTM A706M).

C.3.5.3.5 — El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con NTC 1907 (ASTM A496M), excepto que el alambre no debe ser menor que el tamaño MD25 (5.6 mm de diámetro) ni mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro), a menos que lo permita C.3.5.3.7. Para el alambre con f_y mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. No se permite el uso de alambres individuales, corrugados o lisos, como refuerzo en forma de estribos ni como refuerzo longitudinal en elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica.

C.3.5.3.6 — El alambre del refuerzo electrosoldado liso debe cumplir con NTC 1925 (ASTM A185M), excepto que para alambre con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con C.12.13.2.

C.3.5.3.7 — El refuerzo electrosoldado de alambre corrugado deben cumplir con NTC 2310 (ASTM A497M), excepto que para alambres con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos de acuerdo con C.12.13.2. El alambre corrugado con diámetro mayor que MD200 (16 mm de diámetro) se permite cuando se utiliza en refuerzo electrosoldado que cumpla con NTC 2310 (ASTM A497M), pero debe tratarse como alambre liso para efectos de desarrollo y diseño de empalmes.

C.3.5.3.8 — Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con NTC 4013 (ASTM A767M). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con NTC 4004 (ASTM A775M) o con ASTM A934M. Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con la norma NTC 2289 (ASTM A706M).

C.3.5.3.9 — Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con ASTM A884M. Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con C.3.5.3.4 y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con C.3.5.3.5 ó C.3.5.3.6.

C.3.5.3.10 — El alambre de acero inoxidable corrugado y el refuerzo electrosoldado de alambre de acero inoxidable liso y corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la ASTM A1022M, excepto que el alambre corrugado no debe ser menor del tamaño MD25 (5.6 mm de diámetro) ni mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro), y ka resistencia a la fluencia de alambre con f_y mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. El alambre corrugado mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro) se permite cuando se utiliza en refuerzo electrosoldado de alambre que cumpla con ASTM A1022M, pero debe tratarse como alambre liso para efectos de desarrollo y diseño de empalmes. Las intersecciones soldadas en la dirección del esfuerzo calculado no deben estar espaciadas en más de 300 mm para el alambre electrosoldado liso o de 400 mm para el alambre electrosoldado corrugado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con C.12.13.2.

C.3.5.4 — Refuerzo liso

C.3.5.4.1 — El refuerzo liso solo se permite en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas y deben cumplir con la norma NTC 161 (ASTM A615M) o con los requisitos para refuerzo corrugado especificados en C.3.5.3.1.

C.3.5.4.2 — Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con NTC 4002 (ASTM A82M), excepto que para alambres con f_y superior a 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento.

C.3.5.5 — Pernos con cabeza para refuerzo de cortante

C.3.5.5.1 — Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deben cumplir con ASTM A1044M.

C.3.5.6— Acero de preesfuerzo

C.3.5.6.1 — El acero preesforzado debe cumplir con una de las normas siguientes:

(a) Alambre: NTC 159 (ASTM A421M).
(b) Alambre de baja relajación: NTC 159 (ASTM A421M).
(c) Torón: NTC 2010 (ASTM A416M).
(d) Barras de alta resistencia: NTC 2142 (ASTM A722M).

C.3.5.6.2 — Los alambres, los torones y las barras que no figuran específicamente en las normas NTC 159 (ASTM A421M), NTC 2010 (ASTM A416M), o NTC 2142 (ASTM A722M), se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los de las normas NTC 159 (ASTM A421M), NTC 2010 (ASTM A416M), o NTC 2142 (ASTM A722M).

C.3.5.7 — Acero estructural, tubos de acero o tuberías

C.3.5.7.1 — El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumpla con los requisitos de C.10.13.7 o C.10.13.8, debe ajustarse a una de las siguientes normas:

(a) Acero al carbón; NTC 1920 (ASTM A36M).
(b) Acero de alta resistencia de baja aleación: NTC 1950 (ASTM A242M).
(c) Acero de alta resistencia de baja aleación al Columbio-Vanadio: NTC 1985 (ASTM A572M).
(d) Acero alta resistencia de baja aleación de 345 MPa NTC 2012 (ASTM A588M).
(e) Perfiles estructurales: ASTM A992M.

C.3.5.7.2 — Los tubos de acero o tuberías para elementos compuestos sometidos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, que cumpla con los requisitos de C.10.13.6, deben cumplir con una de las siguientes normas:

(a) Acero negro, por inmersión en caliente, recubiertos de cinc, Grado B de NTC 3470 (ASTM A53M).
(b) Formados en frío, soldados, sin costura: NTC 4526 (ASTM A500M).
(c) Formados en caliente, soldados, sin costura: NTC 2374 (ASTM A501).

C.3.5.8 — El acero usado en el refuerzo para concreto compuesto por fibras dispersas de acero debe ser corrugado y cumplir con NTC 5214 (ASTM A820M). Las fibras de acero deben tener una relación de longitud a diámetro no menor a 50 y no mayor a 100.

C.3.5.9 — Las barras corrugadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970M, y las obstrucciones o interrupciones del corrugado de la barra, si lo hay, no debe ser mayor de $2d_b$ medido desde la cara de apoyo de la cabeza.

C.3.5.10 — Evaluación y aceptación del acero de refuerzo

C.3.5.10.1 — Deben tomarse y ensayarse muestras representativas de los aceros de refuerzo utilizados en la obra, con la frecuencia y alcance indicados en el Título I del Reglamento NSR-10. Los ensayos deben realizarse de acuerdo con lo especificado en la norma NTC, de las enumeradas en C.3.8, correspondiente al tipo de acero.

C.3.5.10.2 — Los ensayos deben demostrar, inequívocamente, que el acero utilizado cumple la norma técnica NTC correspondiente y el laboratorio que realice los ensayos debe certificar la conformidad con ella. Copia de estos certificados de conformidad deben remitirse al Supervisor Técnico y al ingeniero diseñador estructural.

C.3.5.10.3 — El certificado de conformidad expedido por el laboratorio debe contener como mínimo lo siguiente:
(a) nombre y dirección de la obra
(b) fecha de recepción de las muestras y fecha de realización de los ensayos,
(c) fabricante y norma NTC bajo la cual se fabricó el material y bajo la cual se realizaron los ensayos,
(d) peso por unidad de longitud de la barra, alambre, malla o torón de refuerzo, y su conformidad con las variaciones permitidas, y su diámetro nominal,
(e) características del corrugado, cuando se trate de acero corrugado,
(f) resultados del ensayo de tracción, los cuales deben incluir: la resistencia a la fluencia y la resistencia última, evaluadas utilizando el área nominal de la barra, alambre, malla o torón de refuerzo indicada en la norma NTC correspondiente, y el porcentaje de alargamiento obtenido del ensayo,
(g) resultado del ensayo de doblamiento,

(h) composición química cuando ésta se solicita.
(i) conformidad con la norma de fabricación y
(j) nombre y firma de director del laboratorio.

C.3.6 — Aditivos

C.3.6.1 — Los aditivos para reducción de agua y modificación del tiempo de fraguado deben cumplir con la norma NTC 1299 (ASTM C494M). Los aditivos para producir concreto fluido deben cumplir la norma NTC 4023 (ASTM C1017M).

C.3.6.2 — Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la norma NTC 3502 (ASTM C260).

C.3.6.3 — Los aditivos que se usen en el concreto y que no cumplan con C.3.6.1 y C.3.6.2 deben someterse a la aprobación previa del Supervisor Técnico.

C.3.6.4 — El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véanse C.4.3.1 y C.6.3.2.

C.3.6.5 — Los aditivos usados en el concreto que contengan cemento expansivo que cumpla con la norma NTC 4578 (ASTM C845), deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.

C.3.7 — Almacenamiento de materiales

C.3.7.1 — El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña.

C.3.7.2 — Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no debe utilizarse en el concreto.

C.3.8 — Normas citadas

C.3.8.1 — Las normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC que se mencionan en este Título C del Reglamento NSR-10 se relacionan a continuación con su designación de serie y se consideran parte del Reglamento NSR-10, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí (véase A.1.6 y C.1.5):

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:

NTC 1 – Ensayo de doblamiento para productos metálicos. (ASTM A370)

NTC 2 – Ensayo de tracción para productos de acero. (ASTM A370)

NTC 30 – Cemento Portland – Clasificación y nomenclatura.

NTC 121 – Cemento Portland – Especificaciones físicas y mecánicas (ASTM C150).

NTC 159 – Alambres de acero, sin recubrimiento, liberados de esfuerzos, para concreto preesforzado. (ASTM A421)

NTC 161 – Barras lisas de acero al carbono para concreto armado. (Nota: C.3.5.5 impone limitaciones a la utilización de este tipo de acero de refuerzo). (ASTM A615)

NTC 174 – Especificaciones de los agregados para concreto. (ASTM C33)

NTC 220 – Método para determinar la resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico usando cubos de 50 mm de lado. (ASTM C109)

NTC 245 – Barras de acero al carbono trabajadas en frío para concreto reforzado armado. (Nota: C.3.5.3 prohíbe el uso de este tipo de acero).

NTC 248 – Barras corrugadas de acero al carbono para concreto reforzado armado. (Nota: C.3.5.3 prohíbe el uso de este tipo de acero como acero corrugado). (ASTM A615)

NTC 321 – Cemento Portland – Especificaciones químicas.

NTC 396 – Método de ensayo para determinar el asentamiento del concreto. (ASTM C143)

NTC 423 – Barras de acero al carbono, terminadas en frío de calidad estándar. (ASTM A108)

NTC 454 – Hormigón fresco, toma de muestras. (ASTM C172)

NTC 504 – Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto. (ASTM C617)

NTC 550 – Elaboración y curado de especímenes de concreto en obra. (ASTM C31)

NTC 673 – Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto. (ASTM C39)

NTC 722 – Ensayo de tracción indirecta de cilindros de concreto. (ASTM C496)

NTC 1032 – Método de ensayo para la determinación del contenido de aire en el concreto fresco. método de presión. (ASTM 231)

NTC 1299 – Aditivos químicos para el concreto. (ASTM C494)
NTC 1377 – Elaboración y curado de especímenes de concreto para ensayo laboratorio. (ASTM C192)

NTC 1907 – Alambre de acero para concreto armado. (ASTM A496)

NTC 1920 – Acero estructural. (ASTM A36)

NTC 1925 – Mallas soldadas fabricadas con alambre liso de acero para concreto reforzado. (ASTM A185)

NTC 1950 – Acero estructural de baja aleación y alta resistencia. (ASTM A242)

NTC 1985 – Acero de calidad estructural de alta resistencia y baja aleación al Columbio (Nionio). (ASTM A 572)

NTC 2010 – Cordones de acero de siete alambres, sin recubrimiento, para concreto preesforzado. (ASTM A416)

NTC 2012 – Acero estructural de baja aleación y alta resistencia con punto de fluencia mínimo de 345 MPa, en espesores hasta 100 mm. (ASTM A588)

NTC 2240 – Agregados usados en morteros de mampostería. (ASTM C144)

NTC 2043 – Mallas fabricadas con barras corrugadas de acero para hormigon reforzado. (ASTM A184)

NTC 2142 – Barras de acero de alta resistencia, sin revestimiento, para concreto pretensado. (ASTM A722)

NTC 2289 – Barras y rollos corrugados de acero de baja aleación y/o termotratados para concreto reforzado en construcciones de diseño sismo resistente. (ASTM A706)

NTC 2310 – Mallas soldadas fabricadas con alambre corrugado para refuerzo de concreto. (ASTM A497)

NTC 2374 – Tubos redondos, rectangulares y cuadrados de acero al carbono con o sin costura, formados en caliente para propósitos estructurales. (ASTM A501)

NTC 3318 – Concreto premezclado. (ASTM C94)

NTC 3330 – Método de ensayo para determinar el cambio longitudinal de morteros de cemento hidráulico expuestos a una solución de sulfatos. (ASTM C1012)

NTC 3353 – Definiciones y métodos para los ensayos mecánicos de productos de acero. (ASTM A370)

NTC 3459 – Agua para la elaboración de concreto. (BS 3148)

NTC 3470 – Tubos de acero soldados o sin costura recubiertos de cinc por inmersión en caliente, o pavonados. (ASTM A53)

NTC 3493 – Cenizas volantes y puzolanas naturales, calcinadas o crudas, utilizadas como aditivos minerales en el concreto de cemento Portland. (ASTM C618)

NTC 3502 – Aditivos incorporadores de aire para concreto. (ASTM C260)

NTC 3658 – Método de la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas. (ASTM C42)

NTC 4002 – Siderurgia. Alambre liso de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A82)

NTC 4004 – Barras de acero de refuerzo con recubrimiento epóxico para refuerzo de concreto. (ASTM A775)

NTC 4013 – Barras de acero recubiertas con cinc (galvanizadas) para refuerzo de concreto. (ASTM A767)

NTC 4018 – Escoria de alto horno, granulada y molida, para ser uso en concreto y morteros. (ASTM C989)

NTC 4022 – Masa unitaria de concreto liviano estructural. (ASTM C567)

NTC 4023 – Especificaciones para aditivos químicos usados en la producción de concreto fluido. (ASTM C1017)

NTC 4025 – Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson en concreto a compresión. (ASTM C469)

NTC 4027 – Concreto hecho por bachada volumétrica y mezclado continuo. (ASTM C685)

NTC 4034 – Elementos de fijación. Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono, con 60 000 psi de resistencia a la tensión. (ASTM A307)

NTC 4040 – Procedimientos de soldadura aplicables al acero para refuerzo de concreto. (ANSI/AWS D1.4)

NTC 4045 – Agregados livianos para concreto estructural. (ASTM C330)

NTC 4049 – Método para determinar los cloruros solubles en agua presentes en el concreto. (ASTM C1218)

NTC 4526 – Mallas electrosoldadas de acero, fabricadas con alambre corrugado, para refuerzo de concreto. (ASTM A500)

NTC 4578 – Cemento hidráulico expansivo. (ASTM C845)

NTC 4637 – Especificaciones para el uso de microsílica como adición en mortero y concreto de cemento hidráulico. (ASTM 1240)

NTC 5214 – Fibras de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A820)

NTC 5541 – Concretos reforzados con fibra. (ASTM C1116)

En el momento de la adopción del Reglamento NSR-10, para las siguientes normas ASTM mencionadas en el Reglamento dentro del Título C no existía una norma NTC correspondiente y por lo tanto las siguientes normas ASTM se consideran parte del Reglamento NSR-10:

ASTM C150-05 – Standard Specification for Portland Cement

ASTM A421/A421M-05 – Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete

ASTM A884/A884M-06 – Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement

ASTM A934/A934M-07 – Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

ASTM A955/A955M-07a – Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

ASTM A970/A970M-06 – Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement

ASTM A992/A992M-06a – Standard Specification for Structural Steel Shapes

ASTM A1022/A1022M-07 – Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

ASTM A1035/A1035M-07 – Standard Specification for Deformed and Plain Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

ASTM A1044/A1044M-05 – Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

ASTM C29/C29M-97 – Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregates

ASTM C595-07 Standard – Specification for Blended Hydraulic Cements

ASTM C1157-03 – Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

ASTM C1602/C1602M-06 – Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete

ASTM C1609/C1609M-06 – Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

C.3.8.2 — Se declara que la norma NTC 4040 (Structural Welding Code—Reinforcing Steel AWS D1.4/D1.4M:2005) forma parte de este Reglamento NSR-10, como si estuviera totalmente reproducida aquí.

C.3.8.3 — Se declara que "Specification for Unbonded Single Strand Tendons (ACI 423.7-07)" es parte de este Reglamento NSR-10 como si estuviera completamente reproducido aquí.

C.3.8.4 — Se declara que los artículos C.9.21.7.2 y C.9.21.7.3 de la División I y el artículo C.10.3.2.3 de la División II de AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" (AASHTO 17ª Edición, 2002) forman parte de este Reglamento NSR-10 como si estuvieran completamente reproducidos aquí, para los fines citados en C.18.15.1.

C.3.8.5 — Se declara que "Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-07)" es parte de este Reglamento NSR-10 como si estuviera completamente reproducido aquí, para los fines citados en el Apéndice C-D.

C.3.8.6 — Se declara que "Structural Welding Code - Steel (AWS D 1.1/D.1.1M:2006)" del American Welding Society es parte de este Reglamento NSR-10 como si estuviera completamente reproducido aquí.

C.3.8.7 — Se declara que "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI 374.1-05)" es parte de este Reglamento NSR-10 como si estuviera completamente reproducido aquí.

C.3.8.8 — Se declara que "Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing (ACI ITG 5.1-07)" es parte de este Reglamento NSR-10 como si estuviera completamente reproducido aquí.

Notas

CAPÍTULO C.4 — REQUISITOS DE DURABILIDAD

C.4.1 — Generalidades

C.4.1.1 — El valor de f'_c debe ser el mayor de los valores requeridos: (a) por C.1.1.1, (b) para durabilidad en el Capítulo C.4, y (c) para los requisitos de resistencia estructural; y debe ser aplicado en la dosificación de la mezcla de C.5.3 y para la evaluación y aceptación del concreto de C.5.6. Las mezclas de concreto deben ser dosificadas para cumplir con la relación máxima agua-material cementante (*a/mc*) y otros requisitos basados en la clase de exposición asignada al elemento estructural de concreto. Todos los materiales cementantes especificados en C.3.2.1 y las combinaciones de estos materiales deben estar incluidos en los cálculos de la relación *a/mc* de la mezcla de concreto.

C.4.1.2 — Los límites máximos de la relación *a/mc* del Capítulo C.4 no se aplican al concreto de peso liviano.

C.4.2 — Categorías y clases de exposición

C.4.2.1 — El profesional facultado para diseñar debe asignar las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los elementos de concreto estructural para cada categoría de exposición según la tabla C.4.2.1.

TABLA C.4.2.1 — CATEGORIAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN

Categoría	Severidad	Clase	Condición	
F Congelamiento y deshielo	No es aplicable	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	Moderada	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	Severa	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad	
	Muy severa	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
S Sulfato			Sulfatos solubles en agua (SO_4) en el suelo, % en peso	Sulfato (SO_4) disuelto en agua, ppm
	No aplicable	S0	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	Moderada	S1	$0.10 \le SO_4 < 0.20$	$150 \le SO_4 < 1500$ agua marina
	Severa	S2	$0.20 \le SO_4 \le 2.00$	$1500 \le SO_4 \le 10000$
	Muy severa	S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10000$
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo para la corrosión	No aplicable	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

C.4.3 — Requisitos para mezclas de concreto

C.4.3.1 — Con base en las clases de exposición asignadas en la tabla C.4.2.1, las mezclas de concreto deben cumplir con los requisitos más restrictivos de la tabla C.4.3.1

TABLA C.4.3.1 — REQUISITOS PARA EL CONCRETO SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN

Clase de Exposición	Rel. a/mc máx.±	f'_c mín. MPa	Requisitos mínimos adicionales			
			Contenido de aire			Límites en los cementantes
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F2	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F3	0.45	31	tabla C.4.4.1			tabla C.4.4.2
			Tipos de material cementante*			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	28	II[2]	IP(MS), IS(<70) (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	31	V[4]	IP(HS), IS(<70) (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	31	V puzolanas o escoria[5]	IP(HS) y puzolanas o escoria[5] o IS(<70) (HS) y puzolanas o escoria[5]	HS y puzolanas o escoria[5]	No se permite
P0	N/A	17	Ninguna			
P1	0.50	28	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl⁻) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento		Requisitos relacionados	
			Concreto reforzado	Concreto Preesforzado		
C0	N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1	0.50	17	0.30	0.06		
C2	0.40	35	0.15	0.06	7.7.6, 18.16[#]	

*Se pueden permitir combinaciones alternativas de materiales cementantes diferentes a los mencionados en la tabla C.4.3.1 siempre que sean ensayados para comprobar la resistencia a los sulfatos y deben cumplirse los criterios de C.4.5.1.
[2]Para exposición al agua marina, se permiten otros tipos de cemento pórtland con contenidos de hasta 10 por ciento de aluminato tricálcico (C_3A) si la relación *a/mc* no excede 0.40.
[3]Se permiten otros tipos de cemento como el tipo III o tipo I en exposiciones clase S1 o S2 si el contenido de C_3A es menor al 8 ó 5 por ciento, respectivamente.
[5]La cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser inferior a la cantidad que haya sido determinada por experiencia en mejorar la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V. De manera alternativa, la cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser menor a la cantidad ensayada según la NTC 3330 (ASTM C1012) y debe cumplir con los requisitos de C.4.5.1.
[†] El contenido de iones cloruro solubles en agua provenientes de los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos de la mezclas de concreto, deben ser determinados según los requisitos de la NTC 4049 (ASTM C1218M), a edades que van de 28 a 42 días
[#]Se deben cumplir los requisitos de C.7.7.5 véase C.18.16 para tendones de preesfuerzo no adheridos
*Para concreto liviano véase C.4.1.2

C.4.4 — Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo

C.4.4.1 — El concreto de peso normal y liviano expuesto a clases exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la tabla C.4.4.1. La tolerancia en el contenido de aire incorporado debe ser de ±1.5 por ciento. Para un f'_c mayor de 35 MPa, se puede reducir el aire incorporado indicado en la tabla C.4.4.1 en 1 por ciento.

TABLA C.4.4.1 — CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO EXPUESTO A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO

Tamaño máximo nominal del agregado* (mm)	Contenido de aire, porcentaje	
	Exposición Clase F1	Exposición Clases F2 y F3
9.5	6	7.5
12.5	5.5	7
19.0	5	6
25.0	4.5	6
37.5	4.5	5.5
50°	4	5
75°	3.5	4.5

*Véase NTC 174 (ASTM C33) para las tolerancias por mayor tamaño para diversas designaciones de tamaño máximo nominal.
°Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total. Al ensayar estos concretos, sin embargo, se retiran las partículas de agregado mayores de 40 mm sacándolas mediante tamizado, y se determina el contenido de aire en la fracción tamizada. (la tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula a partir del valor determinado en la fracción cribada que pasa el tamiz de 40 mm., indicado en la NTC 1032 (ASTM C231).

C.4.4.2 — La cantidad de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y escoria en el concreto para exposición clase F3 no debe exceder los límites establecidos en la tabla C.4.4.2

TABLA C.4.4.2 — REQUISITOS PARA CONCRETO SOMETIDO A CLASE DE EXPOSICIÓN F3

Materiales cementantes	Porcentaje máximo sobre el total de materiales cementantes en peso*
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen NTC 3493 (ASTM C618)	25
Escoria que cumple NTC 4018 (ASTM C989)	50
Humo de sílice que cumple NTC 4637 (ASTM C1240)	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y humo de sílice	50†
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y humo de sílice	35†

* El total de materiales cementantes también incluye cementos ASTM C150, ASTM C595, NTC 4578 (ASTM C845) y ASTM C1157. Los porcentajes máximos anteriores incluyen:
(a) Cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos adicionados tipo IP, según ASTM C595 o ASTM C1157
(b) Escoria usada en la fabricación de cementos adicionados Tipo IS, según ASTM C595 ó ASTM C1157.
(c) Humo de sílice, según NTC 4637 (ASTM C1240), presente en cementos adicionados.
† Las cenizas volantes u otras puzolanas y el humo sílice no deben constituir más del 25 y 10 por ciento, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

C.4.5 — Materiales cementantes alternativos para exposición a sulfatos

C.4.5.1 — Se permite usar combinaciones alternativas para los materiales cementantes mencionados en la tabla C.4.3.1 cuando se lleven a cabo ensayos de resistencia a los sulfatos y se cumplan los criterios de la tabla C.4.5.1.

TABLA C.4.5.1 — REQUISITOS PARA ESTABLECER LA CONVENIENCIA DE LAS COMBINACIONES DE MATERIALES CEMENTANTES EXPUESTOS A SULFATOS SOLUBLES EN AGUA

Clase de exposición	Expansión máxima al ser ensayada usando NTC 3330 (ASTM C1012)		
	A 6 meses	A 12 meses	A 18 meses
S1	0.10 por ciento		
S2	0.05 por ciento	0.10 por ciento	
S3			0.10 por ciento

* El límite de expansión a los 12 meses sólo se aplica cuando el límite a los 6 meses no es alcanzado.

CAPÍTULO C.5 — CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

C.5.1 — Generalidades

C.5.1.1 — El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, f'_{cr}, según se establece en C.5.3.2, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo C.4. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a f'_c, como se establece en C.5.6.3.3. Para concreto diseñado y construido de acuerdo con el Reglamento NSR-10, f'_c no puede ser inferior a 17 MPa.

C.5.1.2 — Los requisitos para f'_c deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y ensayados como se establece en C.5.6.3.

C.5.1.3 — A menos que se especifique lo contrario f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, la edad de ensayo para obtener f'_c debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

C.5.1.4 — Cuando los criterios de diseño de C.8.6.1, C.12.2.4(d) y C.22.5.6.1 indiquen el empleo de un valor de resistencia a la tracción por hendimiento del concreto, deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con NTC 4045 (ASTM C330) para establecer un valor de f'_{ct} correspondiente a f'_c.

C.5.1.5 — Los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento no deben emplearse como base para la aceptación del concreto en obra.

C.5.1.6 — El concreto reforzado con fibra de acero debe cumplir con NTC 5541 (ASTM C1116). El f'_c mínimo para el concreto reforzado con fibra de acero debe cumplir con C.5.1.1.

C.5.2 — Dosificación del concreto

C.5.2.1 — La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para lograr:

(a) Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.

(b) Resistencia a exposiciones especiales, según lo requerido en el Capítulo C.4.

(c) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia de C.5.6.

C.5.2.2 — Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de la obra propuesta, debe evaluarse cada una de las combinaciones.

C.5.2.3 — La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con C.5.3, o alternativamente con C.5.4, y debe cumplir con los requisitos correspondientes del Capítulo C.4.

C.5.3 — Dosificación basada en la experiencia en obra o en mezclas de prueba o ambas

C.5.3.1 — Desviación estándar de la muestra

C.5.3.1.1 — Cuando una planta de concreto tiene registros de ensayos de menos de 12 meses de antigüedad, debe establecerse una desviación estándar s_s, de la muestra. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula s_s deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas, y las variaciones de los materiales y de las proporciones dentro de la muestra no deben haber sido más restrictivas que las de la obra propuesta.

(b) Representar un concreto producido para que cumpla con una resistencia o resistencias a la compresión especificadas, dentro de 7 MPa de f'_c.

(c) Consistir al menos de 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en C.5.6.2.4, excepto por lo especificado en C.5.3.1.2.

C.5.3.1.2 — Cuando la instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de C.5.3.1.1(c), pero sí tenga un registros de ensayos de menos de 12 meses de antigüedad, basados en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra s_s como el producto de la desviación estándar de la muestra calculada y el factor de modificación de la tabla C.5.3.1.2. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de C.5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarque un período no menor de 45 días calendario consecutivos.

TABLA C.5.3.1.2 — FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS

Número de ensayos*	Factor de modificación para la desviación estándar de la muestra†
Menos de 15	Emplee la tabla C.5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

* Interpolar para un número de ensayos intermedios.

† Desviación estándar de la muestra modificada, s_s, para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida f'_{cr} de C.5.3.2.1.

C.5.3.2 — Resistencia promedio requerida

C.5.3.2.1 — La resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr}, usada como base para la dosificación del concreto debe ser determinada según la tabla C.5.3.2.1, empleando la desviación estándar, s_s, calculada de acuerdo con C.5.3.1.1 o con C.5.3.1.2.

TABLA C.5.3.2.1 — RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c \le 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (C.5-1) y (C.5-2) $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ (C.5-1) $f'_{cr} = f'_c + 2.33s_s - 3.5$ (C.5-2)
$f'_c > 35$	Usar el mayor valor obtenido con las ecuaciones (C.5-1) y (C.5-3) $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ (C.5-1) $f'_{cr} = 0.90f'_c + 2.33s_s$ (C.5-3)

C.5.3.2.2 — Cuando una instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de s_s que se ajuste a los requisitos de C.5.3.1.1 o de C.5.3.1.2, f'_{cr} debe determinarse de la tabla C.5.3.2.2, y la documentación relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de C.5.3.3.

TABLA C.5.3.2.2 — RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c < 21$	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$
$21 \le f'_c \le 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8.3$
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1.10f'_c + 5.0$

C.5.3.3 — Documentación de la resistencia promedio a la compresión

La documentación que justifique que la dosificación propuesta para el concreto produzca una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr}, (véase C.5.3.2), debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba.

C.5.3.3.1 — Cuando de acuerdo con C.5.3.1.1 ó C.5.3.1.2 se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el concreto producirán f'_{cr} (véase C.5.3.2), dichos registros deben representar materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restrictivos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, siempre y cuando cumpla con los otros requisitos de esta sección.

C.5.3.3.2 — Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con los siguientes requisitos:

(a) Los materiales deben ser los propuestos para la obra.

(b) Las mezclas de prueba deben tener un rango de dosificaciones que produzcan una gama de resistencias a compresión que abarquen f'_{cr} y que cumplan con los requisitos de durabilidad del Capítulo C.4.

(b) Las mezclas de prueba deben tener un asentamiento dentro del rango especificado para la obra propuesta; y para concreto con aire incorporado, el contenido de aire debe estar dentro de la tolerancia especificada para la obra propuesta.

(c) Para cada mezcla de prueba deben fabricarse y curarse al menos dos probetas cilíndricas de 150 por 300 mm o tres probetas de 100 por 200 mm de acuerdo con la NTC 1377 (ASTM C192M). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para f'_c.

(d) Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de las muestras de prueba, a la edad de ensayo establecida, deben ser usadas para establecer la composición de la mezcla de concreto propuesta para la obra. La mezcla de concreto propuesta debe alcanzar una resistencia promedio a la compresión como lo exige C.5.3.2 y cumplir con los criterios de durabilidad aplicables del Capítulo C.4.

C.5.4 — Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba

C.5.4.1 — Si los datos requeridos por C.5.3 no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional facultado para diseñar. La resistencia promedio de compresión requerida f'_{cr} del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe ser al menos 8.3 MPa mayor que f'_c. Esta alternativa no debe ser usada si f'_c es mayor a 35 MPa.

C.5.4.2 — El concreto dosificado de acuerdo con esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del Capítulo C.4 y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de C.5.6

C.5.5 — Reducción de la resistencia promedio a la compresión

En la medida que se disponga de más datos durante la construcción, se permite reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida, f'_{cr}, debe exceder f'_c, siempre que:

(a) Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda el requerido por C.5.3.2.1, empleando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con la C.5.3.1.1, o
(b) Se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por C.5.3.2.1, utilizando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con C.5.3.1.2, y
(c) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del Capítulo C.4.

C.5.6 — Evaluación y aceptación del concreto

C.5.6.1 — El concreto debe ensayarse de acuerdo con los requisitos de C.5.6.2 a C.5.6.5. Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo. Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

C.5.6.2 — Frecuencia de los ensayos

C.5.6.2.1 — Las muestras (véase C.5.6.2.4) para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 40 m^3 de concreto, ni menos de una vez por cada 200 m^2 de superficie de losas o muros. De igual manera, como mínimo, debe tomarse una muestra por cada 50 tandas de mezclado de cada clase de concreto.

C.5.6.2.2 — Cuando en un proyecto dado el volumen total de concreto sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por C.5.6.2.1 proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de concreto, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada tanda cuando se empleen menos de cinco.

C.5.6.2.3 — Cuando la cantidad total de una clase dada de concreto sea menor que 10 m^3, no se requieren ensayos de resistencia cuando la evidencia de que la resistencia es satisfactoria sea aprobada por el Supervisor Técnico.

C.5.6.2.4 — Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos probetas de 150 por 300 mm o de al menos tres probetas de 100 por 200 mm, preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_c.

C.5.6.3 — Probetas curadas en forma estándar

C.5.6.3.1 — Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con NTC 454 (ASTM C172).

C.5.6.3.2 — Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser fabricados y curados en laboratorio de acuerdo con NTC 550 (ASTM C31M), y deben ensayarse de acuerdo con NTC 673 (ASTM C39M). Los cilindros deben ser de 100 por 200 mm o de 150 por 300 mm.

C.5.6.3.3 — El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

(a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos (véase C.5.6.2.4) es igual o superior a f'_c.

(b) Ningún resultado del ensayo de resistencia (véase C.5.6.2.4) es menor que f'_c por más de 3.5 MPa cuando f'_c es 35 MPa o menor; o por más de $0.10f'_c$ cuando f'_c es mayor a 35 MPa.

C.5.6.3.4 — Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de C.5.6.3.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Cuando no se satisfagan los requisitos de C.5.6.3.3(b) debe cumplirse lo requerido por C.5.6.5.

C.5.6.4 — Probetas curadas en obra

C.5.6.4.1 — Si lo requiere la autoridad competente, deben realizarse ensayos de resistencia de cilindros curados en condiciones de obra.

C.5.6.4.2 — Los cilindros curados en obra deben curarse en condiciones de obra de acuerdo con NTC 550 (ASTM C31M).

C.5.6.4.3 — Los cilindros de ensayo curados en obra deben fabricarse al mismo tiempo y usando el mismo material empleado en la confección de los cilindros de ensayo curados en laboratorio.

C.5.6.4.4 — Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c, sea inferior al 85 por ciento de la resistencia de cilindros compañeros curados en laboratorio. La limitación del 85 por ciento no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a f'_c en más de 3.5 MPa.

C.5.6.5 — Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

C.5.6.5.1 — Si cualquier ensayo de resistencia (véase C.5.6.2.4) de cilindros curados en el laboratorio es menor que f'_c por más de los valores dados en C.5.6.3.3(b), o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de protección y de curado (véase C.5.6.4.4), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga y la durabilidad de la estructura.

C.5.6.5.2 — Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de soportar las cargas se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con NTC 3658 (ASTM C42M). En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia (véase C.5.6.2.4) que sea menor que los valores señalados en C.5.6.3.3 (b).

C.5.6.5.3 — Los núcleos deben ser extraídos, la humedad debe preservarse colocando los núcleos dentro de recipientes o bolsas herméticas, deben ser transportados al laboratorio y ensayarse de acuerdo con la NTC 3658 (ASTM C42). Los núcleos deben ser ensayados no antes de 48 horas y no más tarde de los 7 días de extraídos, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente. Quien especifique los ensayos mencionado en la NTC 3658 (ASTM C42M) debe ser un profesional facultado para diseñar.

C.5.6.5.4 — El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85 por ciento de f'_c, y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75 por ciento de f'_c. Cuando los núcleos den valores erráticos, se debe permitir extraer núcleos adicionales de la misma zona.

C.5.6.5.5 — Si los criterios de 5.6.5.4 no se cumplen, y si la seguridad estructural permanece en duda, la autoridad competente está facultada para ordenar pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo C.20 para la parte dudosa de la estructura, o para tomar otras medidas según las circunstancias.

C.5.6.6 — Concreto reforzado con fibra de acero

C.5.6.6.1 — La aceptación de concreto reforzado con fibra de acero utilizado en vigas de acuerdo con C.11.4.6.1(f) se debe determinar por medio de ensayos realizados de acuerdo con ASTM C1609. Además, el procedimiento de ensayo de la resistencia debe cumplir C.5.6.1.

C.5.6.6.2 — El concreto reforzado con fibra de acero se considera aceptable para resistencia a cortante si cumple con las condiciones (a), (b), y (c):

(a) La masa de las fibras de acero corrugadas por metro cúbico de concreto es mayor o igual a 60 kg.

(b) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con ASTM C1609 cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/300 de la luz, es mayor o igual al 90 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo a flexión o del 90 por ciento de la resistencia correspondiente a f_t obtenido por medio de la ecuación (C.9-10), la que sea mayor; y

(c) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con ASTM C1609 cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/150 de la luz es mayor o igual al 75 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo a flexión o del 75 por ciento de la resistencia correspondiente a f_t obtenido por medio de la ecuación (C.9-10), la que sea mayor.

C.5.7 — Preparación del equipo y del lugar de colocación

C.5.7.1 — La preparación previa a la colocación del concreto debe incluir lo siguiente:

(a) Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio;

(b) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto;

(c) El encofrado debe estar recubierto con un desmoldante adecuado.

(d) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto deben estar adecuadamente humedecidas;

(e) El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales;

(f) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua (tremie) o que lo permita la autoridad competente;

(g) La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o deleznables antes de colocar concreto adicional sobre ella.

C.5.8 — Mezclado

C.5.8.1 — Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y la mezcladora debe descargarse completamente antes de que se vuelva a cargar.

C.5.8.2 — El concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de NTC 3318 (ASTM C94M) o NTC 4027 (ASTM C685M).

C.5.8.3 — El concreto mezclado en obra se debe mezclar de acuerdo con (a) a (e):

(a) El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado;
(b) La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante;
(c) El mezclado debe prolongarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, NTC 3318 (ASTM C94M).
(d) El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de NTC 3318 (ASTM C94M).
(e) Debe llevarse un registro detallado para identificar:
  (1) Número de tandas de mezclado producidas;
  (2) Dosificación del concreto producido;
  (3) Localización aproximada de depósito final en la estructura;
  (4) Hora y fecha del mezclado y de su colocación;

C.5.9 — Transporte

C.5.9.1 — El concreto debe transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

C.5.9.2 — El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes, y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

C.5.10 — Colocación

C.5.10.1 — El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

C.5.10.2 — La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo.

C.5.10.3 — No debe colocarse en la estructura concreto que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

C.5.10.4 — No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le adiciones agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos sea aprobado por el profesional facultado para diseñar.

C.5.10.5 — Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del panel o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas, excepto en lo permitido o prohibido por C.6.4.

C.5.10.6 — La superficie superior de las capas colocadas entre encofrados verticales por lo general debe estar a nivel.

C.5.10.7 — Cuando se requieran juntas de construcción, éstas deben hacerse de acuerdo con C.6.4.

C.5.10.8 — Todo concreto debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor del refuerzo y de la instalaciones embebidas, y en las esquinas del encofrado.

C.5.11 — Curado

C.5.11.1 — A menos que el curado se realice de acuerdo con C.5.11.3, el concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10º C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para concreto de alta resistencia inicial).

C.5.11.2 — El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10º C y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días, excepto cuando se cure de acuerdo con C.5.11.3.

C.5.11.3 — Curado acelerado

C.5.11.3.1 — El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

C.5.11.3.2 — El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

C.5.11.3.3 — El procedimiento de curado debe ser tal que produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtiene usando los métodos de curado indicados en C.5.11.1 ó C.5.11.2.

C.5.11.4 — Cuando lo requiera el profesional facultado para diseñar, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con C.5.6.4, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

C.5.12 — Requisitos para clima frío

C.5.12.1 — Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del concreto y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella.

C.5.12.2 — Todos los materiales componentes del concreto y todo el acero de refuerzo, el encofrado, los rellenos y el suelo con el que habrá de estar en contacto el concreto deben estar libres de escarcha.

C.5.12.3 — No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

C.5.13 — Requisitos para clima cálido

En clima cálido debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación del agua, lo cual podría afectar la resistencia requerida o el funcionamiento del elemento o de la estructura.

CAPÍTULO C.6 — CIMBRAS Y ENCOFRADOS, EMBEBIDOS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

C.6.1 — Diseño de cimbras y encofrados

C.6.1.1 — El objeto de las cimbras y encofrados es obtener una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones.

C.6.1.2 — Las cimbras y encofrados deben ser esencialmente y suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

C.6.1.3 — Las cimbras y encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre si, de tal manera que conserven su posición y forma.

C.6.1.4 — Las cimbras y encofrados y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen la estructura previamente construida.

C.6.1.5 — El diseño de las cimbras y encofrados debe tener en cuenta los siguientes factores:

(a) Velocidad y método de colocación del concreto;
(b) Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto;
(c) Requisitos especiales de las cimbras y encofrados para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros tipos de elementos similares;

C.6.1.6 — Las cimbras y encofrados para elementos de concreto preesforzado deben estar diseñadas y construidas de tal manera que permitan desplazamientos del elemento sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

C.6.2 — Descimbrado, puntales y reapuntalamiento

C.6.2.1 — Descimbrado

La cimbra debe retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o funcionamiento de la estructura. El concreto expuesto por el descimbrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de descimbrado.

C.6.2.2 — Retiro de puntales y reapuntalamiento

Los requisitos de C.6.2.2.1 a C.6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas excepto cuando se construyan sobre el terreno.

C.6.2.2.1 — Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos y para la instalación de los reapuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

(a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del descimbrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la autoridad competente cuando ésta lo requiera;

(b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aun existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre la estructura o descimbrar cualquier porción de ella.

(c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y cimbra, y la resistencia del concreto. La

resistencia del concreto debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la autoridad competente, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto.

C.6.2.2.2 — No se pueden soportar en la estructura sin cimbra cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales.

C.6.2.2.3 — Las cimbras para elementos de concreto preesforzado no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.

C.6.3 — Embebidos en el concreto

C.6.3.1 — Se permite, previa aprobación del profesional facultado para diseñar, embeber cualquier material que no sea perjudicial para el concreto y que esté dentro de las limitaciones de 6.3, siempre y cuando se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado, excepto en lo previsto en 6.3.6.

C.6.3.2 — Todo tipo de embebido de aluminio en el concreto estructural debe ser protegido en su superficie o recubierto para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

C.6.3.3 — Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura.

C.6.3.4 — Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4 por ciento del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.

C.6.3.5 — Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el profesional facultado para diseñar, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer C.6.3.5.1 a C.6.3.5.3.

C.6.3.5.1 — No deben tener dimensiones exteriores mayores que 1/3 del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.

C.6.3.5.2 — No deben estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.

C.6.3.5.3 — No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.

C.6.3.6 — Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado si cumplen con C.6.3.6.1 a C.6.3.6.3.

C.6.3.6.1 — No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.

C.6.3.6.2 — Sean de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero calibre estándar número 40.

C.6.3.6.3 — Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de 3 diámetros medido de centro a centro.

C.6.3.7 — Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

C.6.3.8 — Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32º C ni 0.35 MPa, respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

C.6.3.9 — En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requiera para irradiar calor o fundir nieve.

C.6.3.10 —El recubrimiento de concreto para las tuberías, conductos, y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menos de 20 mm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.

C.6.3.11 — Debe colocarse refuerzo en dirección normal a la tubería, con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección de concreto.

C.6.3.12 — Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición apropiada.

C.6.4 — Juntas de construcción

C.6.4.1 — La superficie de las juntas de construcción del concreto deben limpiarse y debe estar libre de lechada.

C.6.4.2 — Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación de concreto, deben mojarse todas las juntas de construcción y debe eliminarse el agua apozada.

C.6.4.3 — Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse medidas para la transferencia apropiada de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción. Véase C.11.6.9.

C.6.4.4 — Las juntas de construcción en entrepisos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales.

C.6.4.5 — Las juntas de construcción en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersecten.

C.6.4.6 — Las vigas, vigas principales, o losas apoyadas sobre columnas o muros no deben construirse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

C.6.4.7 — Las vigas, vigas principales, capiteles de columnas, descolgados para cortante y ábacos, deben construirse monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que en los planos o especificaciones se indique de otro modo.

NOTAS

CAPÍTULO C.7 — DETALLES DEL REFUERZO

C.7.1 — Ganchos estándar

El término "gancho estándar" se emplea en el Título C del Reglamento NSR-10 con uno de los siguientes significados:

C.7.1.1 — Doblez de 180º más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra.

C.7.1.2 — Doblez de 90º más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.

C.7.1.3 — Para estribos y ganchos de estribo

(a) Barra No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores, doblez de 90º más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, ó

(b) Barra No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm), No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm), y No. 8 (1") ó 25M (25 mm), doblez de 90º más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, ó

(c) Barra No. 8 (1") ó 25M (25 mm) y menor, doblez de 135º más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

C.7.1.4 — En los estribos de confinamiento requeridos en el Capítulo C.21 en estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), para construcción sismo resistente, deben emplearse ganchos sísmicos con un doblez de 135º o más, con una extensión de $6d_b$ pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento. En los ganchos suplementarios el doblez en los extremos debe ser un gancho sísmico de 135º, o más, con una extensión de $6d_b$, pero no menor de 75 mm, y se permite que en uno de los extremos se utilice un gancho de 90º, o más, con una extensión de $6d_b$. Los ganchos sísmicos están definidos en C.2.2

C.7.2 — Diámetros mínimos de doblado

C.7.2.1 — El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), no debe ser menor que los valores de la tabla C.7.2.

C.7.2.2 — El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores. Para barras mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la tabla C.7.2.

C.7.2.3 — El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para alambre corrugado mayor de MD40 (7.1 mm de diámetro), y $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblez con diámetro interior menor de $8d_b$ debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más cercana.

TABLA C.7.2 — DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 8 (1") ó 25M (25 mm)	$6d_b$
No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)	$8d_b$
No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	$10d_b$

C.7.3 — Doblado

C.7.3.1 — Todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el profesional facultado para diseñar permita otra cosa.

C.7.3.2 — Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el profesional facultado para diseñar.

C.7.4 — Condiciones de la superficie del refuerzo

C.7.4.1 — En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de barro, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en C.3.5.3.8 y C.3.5.3.9.

C.7.4.2 — El refuerzo, excepto el acero de preesforzado, con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las especificaciones NTC (o ASTM en su defecto) aplicables indicadas en C.3.5.

C.7.4.3 — El acero de preesforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, mugre, escamas y picaduras. Es admisible una oxidación ligera.

C.7.5 — Colocación del refuerzo

C.7.5.1 — El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto, y debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en C.7.5.2.

C.7.5.2 — A menos que el profesional facultado para diseñar especifique otra cosa, el refuerzo, incluyendo los tendones y ductos de preesforzado, debe colocarse en las posiciones especificadas dentro de las tolerancias indicadas en C.7.5.2.1 y C.7.5.2.2.

C.7.5.2.1 — La tolerancia para **d** y para el recubrimiento de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en **d**	Tolerancia en el recubrimiento especificado del concreto
d ≤ 200 mm	± 10 mm	-10 mm
d > 200 mm	± 13 mm	-13 mm

excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de las cimbras debe ser menos 6 mm. Además, la tolerancia para el recubrimiento tampoco debe exceder menos 1/3 del recubrimiento de concreto especificado en los planos de diseño y especificaciones del proyecto.

C.7.5.2.2 — La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de ±50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o cartelas donde la tolerancia debe ser ±13 mm y en los extremos discontinuos de otros elementos donde la tolerancia debe ser ±25 mm. La tolerancia para el recubrimiento de concreto de C.7.5.2.1 también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

C.7.5.3 — El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo tamaño no sea superior a MW30 o MD30 ó 6.2 mm de diámetro) utilizada en losas con vanos menores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.

C.7.5.4 — No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el profesional facultado para diseñar.

C.7.6 — Límites del espaciamiento del refuerzo

C.7.6.1 — La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b, pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2.

C.7.6.2 — Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

C.7.6.3 — En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$, ni de 40 mm. Véase también C.3.3.2.

C.7.6.4 — La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes.

C.7.6.5 — En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm, excepto que en secciones críticas de losas en dos direcciones no debe exceder 2 veces el espesor de la losa (véase el Capítulo C.13). Cuando se trate de refuerzo de temperatura en losas la separación máxima no debe exceder 5 veces el espesor de la losa ni 450 mm (véase C.7.12).

C.7.6.6 — Paquetes de barras

C.7.6.6.1 — Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

C.7.6.6.2 — Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de estribos.

C.7.6.6.3 — En vigas las barras mayores a No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) no deben agruparse en paquetes.

C.7.6.6.4 — En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano debe terminarse en lugares diferentes separados al menos $40d_b$.

C.7.6.6.5 — Cuando las limitaciones de espaciamiento y los requisitos de recubrimiento del concreto se basan en el diámetro de las barras d_b, un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente al que se deduzca del área total de las barras del paquete.

C.7.6.7 — Tendones y ductos

C.7.6.7.1 — El espaciamiento entre el extremo y el centro de los tendones de pretensado a cada lado de un elemento no debe ser menor que $4d_b$ para torones o $5d_b$ para alambres, excepto que si la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento del preesforzado inicial, f'_{ci}, es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 12.7 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15.2 mm de diámetro nominal. Véase también C.3.3.2. Se permite un espaciamiento más cercano o agrupar tendones en el sector central del vano.

C.7.6.7.2 — Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado rompa la separación entre ductos de postensado al tensionarlo.

C.7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

C.7.7.1 — Concreto construido en sitio (no preesforzado)

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente:

	Recubrimiento de concreto, mm
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	50
Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	40
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	40
Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal, estribos, espirales	40
Cáscaras y placas plegadas:	
Barra No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores	20
Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambres MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	13

C.7.7.2 — Concreto construido en sitio (preesforzado)

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo preesforzado y no preesforzado, ductos y accesorios de los extremos, no debe ser menor que lo siguiente:

	Recubrimiento de concreto, mm
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros, losas, viguetas	25
Otros elementos	40
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas	20
Vigas, columnas:	
Refuerzo principal	40
Estribos y espirales	25
Cáscaras y losas plegadas:	
Barra No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro), y menores	10
Otros refuerzos pero no menos de	d_b 20

C.7.7.3 — Concreto prefabricado (fabricado bajo condiciones de control de planta)

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo preesforzado y no preesforzado, ductos y accesorios de los extremos, no debe ser menor que lo siguiente:

	Recubrimiento de concreto, mm
(a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros:	
Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm), tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro	40
Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores, tendones de preesforzado de 40 mm	

de diámetro y menores, alambres MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores 20

Otros elementos:
Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm), tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro 50

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) al No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), tendones de preesforzado mayores de 16 mm de diámetro hasta 40 mm de diámetro 40
Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores, tendones de preesforzado de 16 mm de diámetro y menores, alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores 30

(b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:
Losas, muros, viguetas:
Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm), tendones de preesforzado mayores a 40 mm de diámetro 30
Tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores 20
Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores, alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores 16

Vigas, columnas:
Refuerzo principal ..... d_b
pero no menor de 16 mm y no mayor de 40 mm
Estribos, espirales ..... .10
Cáscaras, y losas plegadas:
Tendones de preesforzado 20
Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores 16
Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores, Alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores 10

C.7.7.4 — Paquetes de barras

El recubrimiento de concreto mínimo especificado para los paquetes de barras no debe ser menor que el diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm; excepto para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, caso en el cual el recubrimiento de concreto especificado no debe ser menor que 75 mm.

C.7.7.5 — Pernos con cabeza para refuerzo de cortante

Para los pernos con cabeza para refuerzo de cortante, el recubrimiento especificado de concreto para las cabezas y la base común no debe ser menor que el requerido para el refuerzo en el tipo de elemento en el que se colocará el perno soldado con cabeza.

C.7.7.6 — Ambientes corrosivos

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento de concreto y deben cumplir los requisitos pertinentes para el concreto, basados en las categorías de exposición aplicables del Capítulo C.4, o bien, debe disponerse de otro tipo de protección.

C.7.7.6.1 — Para elementos de concreto preesforzado expuestos a medios corrosivos o a otras categorías severas de exposición como las definidas en el Capítulo C.4, y que se encuentran clasificadas como Clase T ó C en C.18.3.3, el recubrimiento de concreto especificado no debe ser menor de 1.5 veces el recubrimiento para los refuerzos preesforzados requeridos por C.7.7.2 ó C.7.7.3. Este requisito puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

C.7.7.7 — Ampliaciones futuras

El refuerzo expuesto, los insertos y las platinas que se pretendan unir con ampliaciones futuras deben protegerse contra la corrosión.

C.7.7.8 — Protección contra el fuego

Si el Título J del Reglamento NSR-10 requiere un espesor de recubrimiento para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento de concreto dado en C.7.7.1 a C.7.7.7, debe especificarse ese espesor mayor (véase J.3.5.2).

C.7.8 — Detalles especiales del refuerzo para columnas

C.7.8.1 — Barras dobladas por cambio de sección

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

C.7.8.1.1 — La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

C.7.8.1.2 — Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.

C.7.8.1.3 — Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por cambio de sección por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra. Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

C.7.8.1.4 — Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase C.7.3.

C.7.8.1.5 — Cuando la cara de una columna está desalineada 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigos (dowels) empalmados por traslapo con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslapo deben cumplir con lo especificado en C.12.17.

C.7.8.2 — Núcleos de acero

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo con lo siguiente:

C.7.8.2.1 — Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

C.7.8.2.2 — La capacidad de transferencia de carga por apoyo en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50 por ciento del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.

C.7.8.2.3 — La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en C.15.8.

C.7.8.2.4 — La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata; o se debe diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo.

C.7.9 — Conexiones

C.7.9.1 — En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

C.7.9.2 — El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores.

C.7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión

C.7.10.1 — El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de C.7.10.4 y C.7.10.5 y cuando se requiere refuerzo por cortante o por torsión, este debe cumplir con las disposiciones del Capítulo C.11.

C.7.10.2 — Los requisitos para el refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión deben cumplir con lo especificado en C.10.13. El refuerzo transversal de tendones debe cumplir con los requisitos de C.18.11.

C.7.10.3 — Los requisitos para el refuerzo transversal de C.7.10, C.10.13 y C.18.11 pueden ser omitidos cuando ensayos y análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

C.7.10.4 — Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con C.10.9.3 y lo siguiente:

C.7.10.4.1 — Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.

C.7.10.4.2 — Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de 10 mm.

C.7.10.4.3 — El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 75 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2.

C.7.10.4.4 — El anclaje de la espiral debe consistir en 1.5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

C.7.10.4.5 — El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

(a) Empalme por traslapo no menor que 300 mm ni menor al largo indicado en (1) a (5) a continuación:
(1) barra o alambre corrugado sin recubrimiento ..... $48d_b$
(2) barra o alambre liso sin recubrimiento ..... $72d_b$
(3) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico ..... $72d_b$
(4) barras o alambres lisos sin recubrimiento con un gancho estándar de estribo según C.7.1.3 en sus extremos empalmados por traslapo. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral. ..... $48d_b$
(5) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico con un gancho estándar de estribo según C.7.1.3 en sus extremos empalmados por traslapo. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral. ..... $48d_b$
(b) Empalme mecánico o soldado completo de acuerdo con C.12.14.3.

C.7.10.4.6 — Las espirales deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

C.7.10.4.7 — Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa, ábaco, o descolgado para cortante.

C.7.10.4.8 — En columnas con capitel, la espiral debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.

C.7.10.4.9 — Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas.

C.7.10.5 — Estribos

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

C.7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras. En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) se permiten estribos de barra Nº 2 (1/4") ó 6M(6 mm) cuando las columnas soportan únicamente uno o dos pisos.

C.7.10.5.2 — El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

C.7.10.5.3 — Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

C.7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa, ábaco superior o descolgado para cortante, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.

C.7.10.5.5 — Cuando vigas o ménsulas concurran a una columna desde cuatro direcciones, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.

C.7.10.5.6 — Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) o tres barras No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm).

C.7.11 — Refuerzo transversal para elementos a flexión

C.7.11.1 — El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de C.7.10.5, o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo a compresión.

C.7.11.2 — El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos reversibles de flexión o a torsión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

C.7.11.3 — Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslapo Clase B (longitud de traslapo de $1.3\ell_d$) o anclándolas de acuerdo con C.12.13.

C.7.12 — Refuerzo de retracción y temperatura

C.7.12.1 — En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

C.7.12.1.1 — El refuerzo de retracción y temperatura debe proveerse de acuerdo con C.7.12.2 ó C.7.12.3.

C.7.12.1.2 — Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos de manera significativa, deben considerarse los requisitos de C.8.2.4 y C.9.2.3.

C.7.12.2 — El refuerzo corrugado, que cumpla con C.3.5.3, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

C.7.12.2.1 — La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350 ..... 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre.... 0.0018

(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento ..... $\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

C.7.12.2.2 — El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

C.7.12.2.3 — En todas las secciones donde se requiera, el refuerzo por retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción de acuerdo con el Capítulo C.12.

C.7.12.3 — El acero de preesforzado, que cumpla con C.3.5.6, empleado como refuerzo de retracción y temperatura, debe suministrarse de acuerdo con lo siguiente:

C.7.12.3.1 — Se deben diseñar los tendones para que produzcan un esfuerzo promedio de compresión mínima de 0.7 MPa en el área bruta del concreto usando esfuerzos de preesforzado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con C.18.6.

C.7.12.3.2 — El espaciamiento entre los tendones no debe exceder 1.8 m.

C.7.12.3.3 — Si el espaciamiento entre los tendones excede 1.4 m se debe colocar refuerzo adherido adicional de retracción y temperatura, de acuerdo con C.7.12.2, entre los tendones en los bordes de la losa, en una zona que se extiende desde el borde en una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

C.7.13 — Requisitos para la integridad estructural

C.7.13.1 — El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

C.7.13.2 — Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

C.7.13.2.1 — En la construcción con viguetas, como se define en C.8.13.1 a C.8.13.3, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslapo con un empalme por traslapo de tracción Clase B, o un empalme mecánico o soldado que cumpla con C.12.14.3, y en los apoyos no continuos debe ser anclado para desarrollar f_y en la cara del apoyo usando un gancho estándar que cumpla con C.12.5 o una barra corrugada con cabeza que cumpla con C.12.6.

C.7.13.2.2 — Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo en toda su longitud y en los apoyos debe pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, cumpliendo con (a) y (b):

(a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y

(b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos dos barras.

En apoyos no continuos, el refuerzo debe ser anclado para desarrollar f_y en la cara del apoyo usando un gancho estándar que cumpla con C.12.5 o una barra corrugada con cabeza que cumpla con C.12.6

C.7.13.2.3 —El refuerzo continuo exigido en C.7.13.2.2 debe estar rodeado por refuerzo transversal del tipo especificado en C.11.5.4.1. El refuerzo transversal debe estar anclado como se especifica en C.11.5.4.2. No es necesario que el refuerzo transversal se extienda a través de la columna.

C.7.13.2.4 — Cuando se requieran empalmes para satisfacer C.7.13.2.2 el refuerzo superior debe ser empalmado por traslapo cerca de o en la mitad del vano y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslapo cerca del apoyo o en él. Los empalmes deben ser empalmes de tracción Clase B, o empalmes mecánicos o soldados que cumplan los requisitos de C.12.14.3.

C.7.13.2.5 — En vigas distintas a las del perímetro, donde se coloque refuerzo transversal como el que se define en C.7.13.2.3, no hay requisitos adicionales para el refuerzo longitudinal de integridad. Donde no se coloque este refuerzo, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos de dos barras, debe pasar en el apoyo a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y debe ser continuo o debe empalmarse por traslapo sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase B o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con C.12.14.3. En los apoyos no continuos, el refuerzo debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo usando un gancho estándar que cumpla con C.12.5 o una barra corrugada con cabeza que cumpla con C.12.6.

C.7.13.2.6 — Para la construcción de losas en dos direcciones no preesforzadas, véase C.13.3.8.5.

C.7.13.2.7 — Para la construcción de losas en dos direcciones preesforzadas, véase C.18.12.6 y C.18.12.7.

C.7.13.3 — Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. Debe aplicarse las disposiciones de C.16.5.

C.7.13.4 — Para la construcción de losas izadas véase C.13.3.8.6 y C.18.12.6.

CAPÍTULO C.8 — ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES

C.8.1 — Métodos de diseño

C.8.1.1 — En el diseño de concreto estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones del presente Título del Reglamento NSR-10, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados en el Capítulo C.9.

C.8.1.2 — Se permite el diseño del concreto reforzado usando las disposiciones del Apéndice C-B.

C.8.1.3 — Los anclajes instalados en el concreto para transferir las cargas entre los elementos conectados incluidos dentro del alcance del Apéndice C-D, deben ser diseñados de acuerdo con el Apéndice C-D.

C.8.2 — Cargas

C.8.2.1 — Las disposiciones de diseño del Título C del Reglamento NSR-10 se basan en la suposición que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas solicitadas.

C.8.2.2 — Las cargas de servicio deben cumplir con los requisitos del Título B del Reglamento NSR-10, inclusive las reducciones de carga viva que se permitan allí.

C.8.2.3 — En el diseño para fuerzas por viento y sismo, las partes integrales de la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales totales. Las fuerzas de viento están prescritas en el Capítulo B.6 del Título B Reglamento NSR-10 y las fuerzas de sismo en el Título A del Reglamento NSR-10.

C.8.2.4 — Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas al preesforzado, cargas de puente grúas, vibración, impacto, retracción, variación de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

C.8.3 — Métodos de análisis

C.8.3.1 — Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con C.8.4.

C.8.3.2 — Se permite el uso de modelos puntal-tensor para el diseño del concreto estructural. Véase el Apéndice C-A.

C.8.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión

C.8.4.1 — Excepto cuando se empleen valores aproximados de los momentos, se permite disminuir los momentos mayorados calculados por medio de la teoría elástica en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo de cualquier vano de elementos continuos sometidos a flexión para cualquier disposición de carga supuesta, en no más de $1000\varepsilon_t$ por ciento, con un máximo de 20 por ciento.

C.8.4.2 — La redistribución de momentos debe hacerse solamente si ε_t es igual o mayor que 0.0075 en la sección en la que se está reduciendo el momento.

C.8.4.3 — El momento reducido debe usarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las otras secciones dentro del vano. El equilibrio estático se debe mantener después de la redistribución de los momentos para cada disposición de las cargas.

C.8.5 — Módulo de elasticidad

C.8.5.1 — El módulo de elasticidad, E_c, para el concreto puede tomarse como $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m^3. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700\sqrt{f'_c}$.

C.8.5.2 — El módulo de elasticidad, E_s, para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

C.8.5.3 — El módulo de elasticidad, E_p, para el acero de preesforzado debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.

C.8.6 — Concreto liviano

C.8.6.1 — Para el uso de concreto de peso liviano, debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables del Título C del Reglamento NSR-10, donde $\lambda = 0.85$ para concreto liviano de arena de peso normal y 0.75 para los otros concretos de peso liviano. Se permite la interpolación entre 0.75 y 0.85, con base en fracciones volumétricas, cuando una porción de los agregados finos de peso liviano es reemplazada por agregado fino de peso normal. Se permite la interpolación lineal entre 0.85 y 1.0 para el concreto que contiene agregado fino de peso normal y una combinación de agregados gruesos de peso normal y de peso liviano. Para el concreto de peso normal $\lambda = 1.0$. Si se especifica la resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto de peso liviano, f_{ct}, entonces $\lambda = f_{ct} / \left(0.56\sqrt{f'_c}\right) \le 1.0$.

C.8.7 — Rigidez

C.8.7.1 — Se permite que se adopte cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.

C.8.7.2 — Al determinar los momentos y diseñar los elementos debe considerarse el efecto de las cartelas.

C.8.8 — Rigidez efectiva para determinar las deflexiones laterales

C.8.8.1 — Las deflexiones laterales de los sistemas estructurales de concreto reforzado provenientes de las fuerza laterales de servicio deben calcularse ya sea mediante un análisis lineal usando una rigidez de los elementos calculada como 1.4 veces la rigidez a flexión definida en C.8.8.2 y C.8.8.3, o bien, usando un análisis más detallado. Las propiedades de los elementos no se deben tomar mayores que las propiedades de la sección bruta.

C.8.8.2 — Las deflexiones laterales de sistemas estructurales de concreto reforzado provenientes de fuerzas laterales mayoradas deben calcularse ya sea mediante un análisis lineal con la rigidez de los elementos definida por (a) o (b), o bien, usando un análisis más detallado que considere la rigidez reducida de todos los elementos bajo las condiciones de carga:

(a) por las propiedades de las secciones definidas en C.10.10.4(a) hasta (c), o

(b) el 50 por ciento de los valores de rigidez basados en las propiedades de la sección bruta.

C.8.8.3 — Cuando se designan losas de dos direcciones sin vigas como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, las deflexiones laterales que resultan de las cargas laterales mayoradas pueden ser calculadas usando un análisis lineal. La rigidez de los elementos de la losa debe definirse con un modelo que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos experimentales representativos y análisis, y la rigidez de los otros elementos estructurales, como se define en C.8.8.2. Estos sistemas están restringidos en su uso por el Título A del Reglamento NSR-10.

C.8.9 — Longitud del vano

C.8.9.1 — La luz de los elementos que no se construyan monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como la luz libre más la altura del elemento, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

C.8.9.2 — En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

C.8.9.3 — Para vigas construidas integralmente con sus apoyos, se permite diseñar con base en los momentos en la cara de los apoyos.

C.8.9.4 — Se permite analizar las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, despreciando el ancho de las vigas.

C.8.10 — Columnas

C.8.10.1 — Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entrepiso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

C.8.10.2 — En pórticos o en elementos continuos debe prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de entrepisos o cubierta, tanto en las columnas exteriores como interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

C.8.10.3 — Para calcular los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, los extremos lejanos de las columnas se pueden considerar empotrados.

C.8.10.4 — La resistencia a la flexión de la columna en cualquier piso o en la cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entrepiso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

C.8.11 — Disposición de la carga viva

C.8.11.1 — Se permite suponer que:

(a) la carga viva está aplicada únicamente al piso o cubierta bajo consideración, y

(b) los extremos lejanos de las columnas construidas monolíticamente con la estructura están empotrados.

C.8.11.2 — Se permite suponer que la disposición de la carga viva está limitada a las combinaciones de:

(a) carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en dos vanos adyacentes, y

(b) carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en vanos alternados.

C.8.12 — Sistemas de vigas T

C.8.12.1 — En la construcción de vigas T, el ala y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.

C.8.12.2 — El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de losa, y

(b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma

C.8.12.3 — Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

(a) 1/12 de la luz de la viga,

(b) 6 veces el espesor de la losa, y

(c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

C.8.12.4 — En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de 1/2 del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

C.8.12.5 — Cuando el refuerzo principal de flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las viguetas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

C.8.12.5.1 — El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que ésta trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.

C.8.12.5.2 — El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

C.8.13 — Viguetas en losas nervadas

C.8.13.1 — La losa nervada consiste en una combinación monolítica o prefabricada de viguetas regularmente espaciadas en una o dos direcciones, y una losa colocada en la parte superior que actúa también en una dirección o en dos direcciones ortogonales. La loseta puede ser parcialmente prefabricada, pero como mínimo una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio.

C.8.13.1 — Los nervios principales y los nervios transversales o riostras, de losas nervadas en una dirección, no pueden tenerse en cuenta para efectos de rigidez ante fuerzas horizontales del sistema de resistencia sísmica. El elemento, paralelo a la viguetería, que enlaza las columnas, debe cumplir los requisitos para vigas dados en el Capítulo C.21 y su rigidez puede tenerse en cuenta en el análisis ante cargas horizontales.

C.8.13.2 — El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en su parte superior y su ancho promedio no puede ser menor de 80 mm; y debe tener una altura no mayor de 5 veces su ancho promedio.

C.8.13.3 — Para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.20 m. Para losas nervadas en dos direcciones, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que 3.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.50 m.

C.8.13.3.1 — Cuando se trate de losas nervadas en una dirección, deben colocarse viguetas transversales de repartición con una separación libre máxima de 10 veces el espesor total de la losa, sin exceder 4.0 m.

C.8.13.3.2 — Estas viguetas transversales de repartición deben diseñarse, a flexión y a cortante, de tal manera que sean capaces de transportar la carga total (muerta más viva) de cada nervio a los dos nervios adyacentes.

C.8.13.3.3 — En el diseño de los elementos donde se apoyen estas viguetas transversales de repartición debe considerarse el efecto de la carga que puedan transportar considerando una carga aferente equivalente al doble de la carga total que lleva un nervio típico principal.

C.8.13.4 — Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de C.8.13.1 a C.8.13.3, deben diseñarse como losas y vigas.

C.8.13.5 — Cuando se empleen aligeramientos fabricados con arcilla cocida u concreto que tengan una resistencia unitaria a la compresión por lo menos igual al f'_c de las viguetas:

C.8.13.5.1 — Se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

C.8.13.5.2 — La porción vaciada en sitio de la loseta superior debe tener al menos 45 mm de espesor, pero ésta no debe ser menor de 1/20 de la distancia libre entre los nervios. El espesor de la losa de concreto vaciada en sitio sobre aligeramientos permanentes de concreto, de arcilla cocida, o plaquetas prefabricadas, la parte vaciada en sitio del espesor mínimo de la loseta superior puede reducirse a 40 mm.

C.8.13.5.3 — En losas nervadas en una dirección, se debe disponer en la losa refuerzo normal a las nervaduras de acuerdo con lo requerido en C.7.12.

C.8.13.6 — Cuando se utilicen encofrados o aligeramientos removibles que no cumplan con C.8.13.5:

C.8.13.6.1 — El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.

C.8.13.6.2 — La losa debe llevar refuerzo perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no menor que el que se estipula en C.7.12.

C.8.13.7 — Cuando en la losa se coloquen ductos o tuberías embebidas según lo permitido en C.6.3, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser al menos 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Tales ductos o tuberías no deben afectar significativamente la resistencia del sistema.

C.8.13.8 — En losas nervadas, puede considerarse que V_c es un 10 por ciento mayor que lo especificado en el Capítulo C.11.

C.8.14 — Acabado de piso separado

C.8.14.1 — El acabado del piso no debe incluirse como parte de un elemento estructural, a menos que sea construido monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.17.

C.8.14.2 — Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido, o del espesor total, para efecto de consideraciones no estructurales.

Notas:

CAPÍTULO C.9 — REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

C.9.1 — Generalidades

C.9.1.1 — Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en el Título C del Reglamento NSR-10.

C.9.1.2 — Los elementos también deben cumplir todos los demás requisitos del Título C del Reglamento NSR-10 para garantizar un comportamiento adecuado al nivel de carga de servicio.

C.9.1.3 — Se permite el diseño de estructuras y elementos estructurales usando las combinaciones de mayoración de carga y los factores de reducción de resistencia del Apéndice C-C. No se permite mezclar las combinaciones de mayoración de carga del presente Capítulo con los factores de reducción de resistencia del Apéndice C-C.

C.9.2 — Resistencia requerida

Nota Importante: Las combinaciones de carga dadas en C.9.2.1 contienen factores de carga menores que los que prescribía el Reglamento NSR-98, pero al mismo tiempo en esta nueva versión del Reglamento (NSR-10) se han prescrito valores de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, menores que los que contenía el Reglamento NSR-98, siendo los nuevos valores concordantes con la probabilidad de falla estructural que limita el Reglamento. Por lo tanto es incorrecto, e inseguro, utilizar las nuevas ecuaciones de combinación de carga de C.9.2.1 con los valores de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, que contenía la NSR-98.

C.9.2.1 — La resistencia requerida **U** debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (C.9-1) a (C.9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1.4(D + F) \quad \text{(C.9-1)}$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad \text{(C.9-2)}$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (1.0L \text{ ó } 0.8W) \quad \text{(C.9-3)}$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad \text{(C.9-4)}$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L \quad \text{(C.9-5)}$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad \text{(C.9-6)}$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad \text{(C.9-7)}$$

excepto que:

(a) Se permite reducir a 0.5 el factor de carga de carga viva **L** en las ecuaciones (C.9-3) a (C.9-5), excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L_0, como se define en B.4.2.1, sea superior a 4.8 kN/m^2.

(b) Cuando las cargas de viento prescritas en el capítulo B.6 del Reglamento NSR-10 no se reducen por el factor de direccionalidad prescrito allí se permite utilizar **1.3W** en lugar de **1.6W** en las ecuaciones (C.9-4) y (C.9-6).

(c) El Título A del Reglamento NSR-10 define las fuerzas por sismo al nivel de resistencia por lo tanto en las ecuaciones (C.9-5) y (C.9-7) se debe usar **1.0E**. En las ecuaciones (C.9-5) y (C.9-7) se puede usar **1.4E** en lugar de **1.0E**, cuando los efectos de carga por sismo **E** se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

(d) El factor de carga para **H**, cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las ecuaciones (C.9-6) y (C.9-7) si la acción estructural debida a **H** neutraliza las causadas por **W** ó **E**. Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en **H**, sino deben incluirse en la resistencia de diseño.

C.9.2.2 — Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse en **L**.

C.9.2.3 — Los estimativos de asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.

C.9.2.4 — Para el diseño de zonas de anclaje de postensado debe usarse un factor 1.2 para la fuerza de preesfuerzo máxima aplicada por el gato.

C.9.3 — Resistencia de diseño

C.9.3.1 — La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C del Reglamento NSR-10, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia dados en C.9.3.2, C.9.3.4. y C.9.3.5

C.9.3.2 — El factor de reducción de resistencia, ϕ, debe ser el dado en C.9.3.2.1 a C.9.3.2.7:

C.9.3.2.1 — Secciones controladas por tracción como se define en 10.3.4 ..... 0.90
(Véase también C.9.3.2.7)

C.9.3.2.2 — Secciones controladas por compresión como se definen en C.10.3.3:

(a) Elementos con refuerzo en espiral según C.10.9.3 ..... 0.75

(b) Otros elementos reforzados. 0.65

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, ε_t, se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que ϕ aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.90, en la medida que ε_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.

En forma alternativa, cuando se usa el Apéndice C-B, para elementos en los cuales f_y no exceda 420 MPa, con refuerzo simétrico, y cuando $(d - d')/h$ no es menor de 0.70, se permite aumentar ϕ linealmente hasta 0.90, en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ hasta cero. Para otros elementos reforzados ϕ puede incrementarse linealmente a 0.90 en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ o ϕP_b, el que sea menor, hasta cero.

C.9.3.2.3 — Cortante y torsión 0.75

C.9.3.2.4 — Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor) 0.65

C.9.3.2.5 — Zonas de anclaje de postensado 0.85

C.9.3.2.6 — Los modelos puntal-tensor (Apéndice C-A) y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos 0.75

C.9.3.2.7 — Las secciones a flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en C.12.9.1.1:

(a) desde el extremo del elementos hasta el extremo de la longitud de transferencia 0.75

(b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, debe permitirse que ϕ sea incrementado linealmente de 0.75 hasta 0.9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida. Véase también C.12.9.3

C.9.3.3 — Las longitudes de desarrollo especificadas en el Capítulo C.12 no requieren de un factor ϕ.

C.9.3.4 — Para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) que dependen de muros estructurales, construidos en sitio o prefabricados, o pórticos resistentes a momento para resistir los efectos sísmicos, **E**, ϕ debe modificarse de acuerdo con lo indicado en (a) hasta (c):

(a) En cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir **E**, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas e incluyendo **E**;

(b) En diafragmas ϕ para cortante no debe exceder el mínimo ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas;

(c) En nudos y vigas de acople reforzadas en forma diagonal ϕ para cortante debe ser 0.85.

C.9.3.5 — En el Capítulo C.22, ϕ deben ser 0.60 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento en concreto estructural simple.

C.9.4 — Resistencia de diseño para el refuerzo

Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para aceros de preesforzado y para los refuerzos transversales en espiral en C.10.9.3 y C.21.1.5.4.

C.9.5 — Control de deflexiones

C.9.5.1 — Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

C.9.5.2 — Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)

C.9.5.2.1 — Las alturas o espesores mínimos establecidos en la tabla C.9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

C.9.5.2.2 — Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

C.9.5.2.3 — A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más completo, las deflexiones inmediatas deben calcularse usando el módulo de elasticidad del concreto, E_c, que se especifica en C.8.5.1 (para concreto de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo, I_e, que se indica a continuación, pero sin tomarlo mayor que I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad \text{(C.9-8)}$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad \text{(C.9-9)}$$

y para concreto de peso normal,

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{(C.9-10)}$$

C.9.5.2.4 — Para elementos continuos se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación (C.9-8) para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para elementos prismáticos, se permite tomar I_e como el valor obtenido de la ecuación (C.9-8) en el centro de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

C.9.5.2.5 — A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad \text{(C.9-11)}$$

donde ρ' es el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ, el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

5 años o más 2.0
12 meses 1.4
6 meses 1.2
3 meses 1.0

C.9.5.2.6 — La deflexión calculada de acuerdo con C.9.5.2.2 a C.9.5.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la tabla C.9.5(b).

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS: Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:
(a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m^3, los valores de la tabla deben multiplicarse por ($1.65 - 0.0003 w_c$), pero no menos de 1.09.
(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por ($0.4 + f_y/700$).

C.9.5.3 — Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

C.9.5.3.1 — Debe emplearse la sección C.9.5.3 para definir el espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.13 y que se ajusten a los requisitos de C.13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de C.9.5.3.2 ó C.9.5.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de una de C.9.5.3.3 ó C.9.5.3.4.

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, **L**	$\ell/180$ *
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, **L**	$\ell/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell/480$ ‡
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$§

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.
† Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.5 ó C.9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.
‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.
§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

C.9.5.3.2 — El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe cumplir con lo requerido en la tabla C.9.5(c) y no debe ser inferior que los siguientes valores:

(a) Losas sin ábacos como se definen en C.13.2.5125 mm

(b) Losas con ábacos como se definen en C.13.2.5100 mm

C.9.5.3.3 — El espesor mínimo **h** para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

(a) Para α_{fm} igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones de C.9.5.3.2.

(b) Para α_{fm} mayor que 0.2 pero no mayor que 2.0, **h** no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \qquad \text{(C.9-12)}$$

pero no menor que 125 mm.

(c) Para α_{fm} mayor que 2.0, **h** no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \qquad \text{(C.9-13)}$$

y no menor que 90 mm.

(d) En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_f no menor de 0.80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (C.9-12) ó (C.9-13), por lo menos un 10 por ciento en el panel que tenga un borde discontinuo.

TABLA C.9.5(c) — Espesores mínimos de losas sin vigas interiores*

f_y, MPa†	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* Para construcción en dos direcciones, ℓ_n, es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.
†Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.
‡ Ábaco, como se define en C.13.2.5.
§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

El término ℓ_n en (b) y (c) corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término **β** en (b) y (c) corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

C.9.5.3.4 — Puede utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos en C.9.5.3.1, C.9.5.3.2 y C.9.5.3.3 cuando las deflexiones calculadas no exceden los límites de la tabla C.9.5(b). Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del concreto, E_c, debe ser el especificado en C.8.5.1. El momento de inercia efectivo, I_e, debe ser el obtenido por medio de la ecuación (C.9-8); se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deflexión concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos de alcance apropiado. La deflexión adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con C.9.5.2.5.

C.9.5.4 — Elementos de concreto preesforzado

C.9.5.4.1 — Para elementos a flexión diseñados de acuerdo con el Capítulo C.18, las deflexiones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de concreto, I_g, para los elementos a flexión Clase U, como se define en C.18.3.3.

C.9.5.4.2 — Para los elementos en flexión Clase C y Clase T, como se definen en C.18.3.3, los cálculos de deflexión deben basarse en un análisis de la sección agrietada transformada. Se permite que los cálculos se basen en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e, como lo define la ecuación (C.9-8).

C.9.5.4.3 — La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

C.9.5.4.4 — La deflexión calculada de acuerdo con C.9.5.4.1 ó C.9.5.4.2, y C.9.5.4.3 no debe exceder los límites establecidos en la tabla C.9.5(b).

C.9.5.5 — Elementos compuestos

C.9.5.5.1 — Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión. En elementos no preesforzados, la parte del elemento en compresión determina si se usan los valores de la tabla C.9.5(a) para concreto de peso normal o liviano. Si se calcula la deflexión, debe tenerse en cuenta la curvatura que resulta de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra, y los efectos del flujo plástico a lo largo el eje del elemento de concreto preesforzado.

C.9.5.5.2 — Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no preesforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la tabla C.9.5(a), no se requiere calcular la deflexión. Si el espesor de un elemento compuesto no preesforzado cumple con los requisitos de la tabla C.9.5(a), no se necesita calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deflexión a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

C.9.5.5.3 — La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de C.9.5.5.1 ó C.9.5.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la tabla C.9.5(b).

Notas:

CAPÍTULO C.10 — FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

C.10.1 — Alcance

Las disposiciones del Capítulo C.10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a flexión o cargas axiales, o a la combinación de flexión y cargas axiales.

C.10.2 — Suposiciones de diseño

C.10.2.1 — El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe basarse en las hipótesis dadas en C.10.2.2 a C.10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

C.10.2.2 — Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura definidas en C.10.7.1, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias. Alternativamente, se permite emplear el modelo puntal-tensor. Véanse C.10.7, C.11.7 y el Apéndice C-A.

C.10.2.3 — La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

C.10.2.4 — El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

C.10.2.5 — La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de C.18.4.

C.10.2.6 — La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

C.10.2.7 — Los requisitos de C.10.2.6 se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

C.10.2.7.1 — Un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

C.10.2.7.2 — La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

C.10.2.7.3 — Para f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c superior a 28 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

C.10.3 — Principios y requisitos generales

C.10.3.1 — El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de C.10.2.

C.10.3.2 — La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.

C.10.3.3 — Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ε_t, es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002.

C.10.3.4 — Las secciones son controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, ε_t, es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con ε_t entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.

C.10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a $0.10f'_cA_g$, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.

C.10.3.5.1 — Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

C.10.3.6 — La resistencia axial de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi P_{n,max}$ calculado usando la ecuación (C.10-1) ó (C.10-2).

C.10.3.6.1 — Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumplan con C.7.10.4, o para elementos compuestos que cumplan con C.10.13:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \text{(C.10-1)}$$

C.10.3.6.2 — Para elementos no preesforzados con estribos que cumplan con C.7.10.5:

$$\phi P_{n(max)} = 0.75\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \text{(C.10-2)}$$

C.10.3.6.3 — Para elementos preesforzados, la resistencia axial de diseño, ϕP_n, no debe tomarse mayor que 0.80 (para elementos con refuerzo en espiral) ó 0.75 (para elementos con estribos) de la carga axial de diseño con excentricidad nula ϕP_o.

C.10.3.7 — Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial mayorada P_u, a una excentricidad dada, no debe exceder la dada en C.10.3.6. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con C.10.10.

C.10.4 — Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

C.10.4.1 — La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara de compresión.

C.10.4.2 — Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

C.10.5 — Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

C.10.5.1 — En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en C.10.5.2, C.10.5.3 y C.10.5.4, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \qquad \text{(C.10-3)}$$

pero no menor a $1.4 b_w d / f_y$

C.10.5.2 — Para los elementos estáticamente determinados con el ala en tracción, $A_{s,min}$ no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (C.10-3) reemplazando b_w por $2b_w$ o el ancho del ala, el que sea menor.

C.10.5.3 — Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

C.10.5.4 — Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm.

C.10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección

C.10.6.1 — Esta sección establece reglas para la distribución del refuerzo a flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y en losas en una dirección (losas reforzadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección).

C.10.6.2 — La distribución del refuerzo a flexión en losas en dos direcciones se debe hacer de acuerdo con las disposiciones de C.13.3.

C.10.6.3 — El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de C.10.6.4.

C.10.6.4 — El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s, no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \qquad \text{(C.10-4)}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$, donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y.

C.10.6.5 — Las disposiciones de C.10.6.4 no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos, o cuando se diseñan para ser impermeables. Para tales estructuras se requieren precauciones e investigaciones especiales.

C.10.6.6 — Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como se define en C.8.12 o un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.

C.10.6.7 — Donde h de una viga o vigueta sea mayor de 900 mm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción. El espaciamiento s debe ser el indicado en C.10.6.4, donde c_c es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento. Se puede incluir tal refuerzo en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

C.10.7 — Vigas de gran altura

C.10.7.1 — Las vigas de gran altura son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los soportes, y tienen:

(a) luz libre, ℓ_n, igual o menor a cuatro veces la altura total del elemento, o

(b) regiones con cargas concentradas a menos de dos veces la altura del elemento medido desde la sección de apoyo.

Las vigas de gran altura deben ser diseñadas considerando la distribución no lineal de las deformaciones unitarias o bien el Apéndice C-A (Véase también C.11.7.1 y C.12.10.6). Debe tenerse en cuenta el pandeo lateral.

C.10.7.2 — V_n para vigas de gran altura debe estar de acuerdo con C.11.7.

C.10.7.3 — El área mínima de refuerzo a tracción, $A_{s,min}$, debe cumplir con las disposiciones de C.10.5.

C.10.7.4 — El refuerzo mínimo horizontal y vertical en las caras laterales de vigas de gran altura sometidas a flexión debe cumplir con C-A.3.3 ó C.11.7.4 y C.11.7.5.

C.10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión (columnas)

C.10.8.1 — Elementos en compresión aislados con espirales múltiples

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazados, debe tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los espirales igual al recubrimiento mínimo del concreto requerido en C.7.7.

C.10.8.2 — Elementos en compresión construidos monolíticamente con muros

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.

C.10.8.3 — Elementos en compresión de sección circular equivalente

En lugar de utilizar el área bruta para el diseño de un elemento sometido a compresión de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se permite utilizar una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. El área bruta considerada, las cuantías requeridas de refuerzo y la resistencia de diseño deben basarse en dicha sección circular.

C.10.8.4 — Límites de la sección

Para un elemento a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g, no menor que la mitad del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia. Esta disposición no se aplica en elementos (pórticos resistentes a momento o

muros estructurales) con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) diseñados de acuerdo con el Capítulo C.21.

C.10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas)

C.10.9.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$. Para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES) en el Capítulo C.21 se restringe el área máxima admisible.

C.10.9.2 — El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales, que cumplan con C.10.9.3.

C.10.9.3 — La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s, no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.10-5)}$$

donde el valor de f_{yt} a usar en la ecuación (C.10-5) no debe ser mayor de 700 MPa. Para f_{yt} mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes por traslapo de acuerdo con C.7.10.4.5(a).

C.10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión

C.10.10.1 — Se permite ignorar los efectos de esbeltez en los siguientes casos:

a) en elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad \text{(C.10-6)}$$

b) en elementos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 - 12\left(M_1/M_2\right) \le 40 \qquad \text{(C.10-7)}$$

donde el término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Se permite considerar los elementos a compresión como arriostrados contra desplazamientos laterales cuando los elementos de arriostramiento tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales de ese piso de al menos doce veces la rigidez bruta de las columnas dentro del piso.

C.10.10.1.1 — La longitud no apoyada lateralmente de un elemento en compresión, ℓ_u, debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando. Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, ℓ_u debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

C.10.10.1.2 — Se puede tomar el radio de giro, r, igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0.25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular r para la sección bruta de concreto.

C.10.10.2 — Cuando los efectos de la esbeltez no son ignorados como lo permite C.10.10.1, el diseño de elementos a compresión, vigas de restricción y otros elementos de apoyo debe basarse en las fuerzas y momentos mayorados de un análisis de segundo orden que cumpla con C.10.10.3, C.10.10.4 ó C.10.10.5. Estos elementos también deben

cumplir con C.10.10.2.1 y C.10.10.2.2. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis deben encontrarse dentro del 10 por ciento de las dimensiones de los elementos señalados en los planos de diseño, de lo contrario, el análisis debe repetirse.

C.10.10.2.1 — Los momentos totales, incluyendo los efectos de segundo orden, de elementos en compresión, vigas de restricción u otros elementos estructurales no deben exceder 1.4 veces los momentos debidos a los efectos de primer orden.

C.10.10.2.2 — Los efectos de segundo orden se deben considerar a lo largo de la longitud de los elementos a compresión. Se permite calcular estos efectos usando el procedimiento de magnificación de momento descrito en C.10.10.6.

C.10.10.3 — Análisis no lineal de segundo orden

El análisis de segundo orden debe considerar la no linealidad del material, la curvatura del elemento y la deriva, duración de la carga, retracción y flujo plástico e interacción con la cimentación. El procedimiento de análisis debe demostrar que lleva a una predicción de la resistencia sustancialmente de acuerdo con los resultados de los ensayos representativos de estructuras de concreto reforzado estáticamente indeterminadas.

C.10.10.4 — Análisis elástico de segundo orden

El análisis elástico de segundo orden debe tener en cuenta las propiedades de la sección determinadas considerando la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas.

C.10.10.4.1 — Se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura:

(a) Módulo de elasticidad ..... E_c de C.8.5.1

(b) Momentos de inercia, I
Elementos en compresión:
Columnas ..... $0.70I_g$
Muros – no agrietados ..... $0.70I_g$
– agrietados ..... $0.35I_g$
Elementos a flexión:
Vigas ..... $0.35I_g$
Placas planas y losas planas ..... $0.25I_g$

(c) Área ..... $1.0A_g$

Como alternativa, se permite que los momentos de inercia de los elementos sometidos a compresión y a flexión, I, se calculen como sigue:

Elementos en compresión:

$$I = \left(0.80 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5\frac{P_u}{P_o}\right)I_g \le 0.875I_g \qquad \text{(C.10-8)}$$

donde P_u y M_u debe provenir de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta del menor valor de I. No hay necesidad de usar un valor de I menor de $0.35I_g$.

Elementos a flexión:

$$I = \left(0.10 + 25\rho\right)\left(1.2 - 0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g \le 0.5I_g \qquad \text{(C.10-9)}$$

Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos de la ecuación (C.10-9) para secciones críticas de momento positivo y negativo. No hay necesidad de usar un valor de I menor de $0.25I_g$.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no deben apartarse más del 10 por ciento de las dimensiones mostradas en los planos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis.

C.10.10.4.2 — Para elementos sometidos a compresión, I debe dividirse por $1+\beta_{ds}$ cuando existen cargas laterales sostenidas. El término β_{ds} es la relación entre la máxima fuerza de cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza de cortante mayorada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor de 1.0.

C.10.10.5 — Procedimiento de magnificación de momentos

Las columnas y pisos en una estructura deben designarse como parte de estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas). El diseño de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas) debe basarse en C.10.10.6. El diseño de columnas en estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) debe basarse en C.10.10.7.

C.10.10.5.1 — Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5 por ciento de los momentos extremos de primer orden.

C.10.10.5.2 — Se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us}\ell_c} \le 0.05 \qquad \text{(C.10-10)}$$

donde ΣP_u y V_{us} son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorados del piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_o es la deformación lateral relativa (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us}.

C.10.10.6 — Procedimiento de magnificación de momentos— Estructuras sin desplazamiento lateral

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento mayorado amplificado para los efectos de curvatura del elemento, M_c, como sigue:

$$M_c = \delta M_2 \qquad \text{(C.10-11)}$$

Donde

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}} \ge 1.0 \qquad \text{(C.10-12)}$$

y

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{\left(k\ell_u\right)^2} \qquad \text{(C.10-13)}$$

C.10.10.6.1 — EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{\left(0.2E_cI_g + E_sI_{se}\right)}{1+\beta_{dns}} \qquad \text{(C.10-14)}$$

o

$$EI = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}} \qquad \text{(C.10-15)}$$

Como alternativa, se permite que EI sea calculado usando el valor I de la ecuación (C.10-8) dividido por $\left(1+\beta_{dns}\right)$.

C.10.10.6.2 — El término β_{dns} es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor de 1.0.

C.10.10.6.3 — Se permite considerar el factor de longitud efectiva, k, como 1.0.

C.10.10.6.4 — Para elementos sin cargas transversales entre los apoyos, C_m debe considerarse como:

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad \text{(C.10-16)}$$

Donde el término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble. Para elementos con cargas transversales entre los apoyos, C_m debe considerarse como 1.0.

C.10.10.6.5 — El momento mayorado, M_2, en la ecuación (C.10-11) no debe ser menor de

$$M_{2,min} = P_u\left(15 + 0.03h\right) \qquad \text{(C.10-17)}$$

en cada eje separadamente, donde 15 y h están en mm. Para los elementos en que $M_{2,min}$, excede a M_2, el valor de C_m en la ecuación (10-16) debe ser igual a 1.0, ó estar basado en la relación de los momentos calculados en los extremos, M_1/M_2.

C.10.10.7 — Procedimiento de magnificación de momentos— Estructuras con desplazamiento lateral

Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \qquad \text{(C.10-18)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad \text{(C.10-19)}$$

donde δ_s se calcula según C.10.10.7.3 ó C.10.10.7.4.

C.10.10.7.1 — Los elementos a flexión deben ser diseñados para todos los momentos extremos magnificados de los elementos a compresión en el nudo.

C.10.10.7.2 — El factor de longitud efectiva k debe ser determinado usando los valores E_c e I dados en C.10.10.4 y no debe ser menor de 1.0.

C.10.10.7.3 — El magnificador de momento δ_s debe ser calculado como:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \ge 1 \qquad \text{(C.10-20)}$$

Si el δ_s calculado por la ecuación (C.10-20) excede de 1.5, el δ_s debe ser calculado usando el análisis elástico de segundo orden ó C.10.10.7.4.

C.10.10.7.4 — Alternativamente, se permite calcular δ_s como:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1 \qquad \text{(C.10-21)}$$

donde ΣP_u es la sumatoria de todas las cargas verticales mayoradas en un piso y ΣP_c es la sumatoria de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. ΣP_u se calcula usando la ecuación (C.10-13) con el valor k de terminado en C.10.10.7.2 y EI de C.10.10.6.1 donde β_{ds} debe sustituir a β_{dns}.

C.10.11 — Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de C.13.1, deben diseñarse como se dispone en el Capítulo C.10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del Capítulo C.13.

C.10.12 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso

Si el f'_c de una columna es 1.4 veces mayor que el del sistema de entrepiso para el caso de columnas interiores o de borde, o mayor que 1.2 veces para el caso de columnas esquineras, la transmisión de la carga a través de la losa de entrepiso debe hacerse de acuerdo con C.10.12.1, ó C.10.12.2.

C.10.12.1 — La resistencia de la columna en el nudo puede calcularse utilizando una resistencia efectiva del concreto de la columna dentro del nudo, $(f'_c)_e$, calculada en función de la resistencia del concreto de la columna, $(f'_c)_c$, y de la losa, $(f'_c)_s$, así:

(a) Para columnas interiores:

$$(f'_c)_e = \frac{0.25}{(h/c_2)}(f'_c)_c + \left[1.4 - \frac{0.35}{(h/c_2)}\right](f'_c)_s \leq (f'_c)_c \qquad \text{(C.10-22)}$$

En la ecuación anterior el cociente (h/c_2) no debe ser menor de un tercio, donde h es la espesor total de la losa, y c_2 es la menor dimensión de la sección de la columna.

(b) Para columnas de borde:

$$(f'_c)_e = 1.4(f'_c)_s \leq (f'_c)_c \qquad \text{(C.10-23)}$$

(c) Para columnas esquineras:

$$(f'_c)_e = 1.2(f'_c)_s \leq (f'_c)_c \qquad \text{(C.10-24)}$$

en cualquiera de los casos (a) a (c), pueden utilizarse barras longitudinales adicionales y estribos o espirales, si así se requiere.

C.10.12.2 — Debe colocarse concreto de resistencia igual a la especificada para la columna en el entrepiso en la zona de la columna. La superficie superior del concreto de la columna debe extenderse 600 mm dentro de la losa a partir de la cara de la columna. El concreto de la columna debe ser monolítico con el concreto del piso y debe colocarse de acuerdo con C.6.4.6 y C.6.4.7.

C.10.13 — Elementos compuestos sometidos a compresión

C.10.13.1 — Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

C.10.13.2 — La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

C.10.13.3 — Cualquier resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse al concreto mediante elementos o ménsulas que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

C.10.13.4 — Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil, tubería o tubo de acero estructural.

C.10.13.5 — Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r, de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{\left(E_c I_g/5\right) + E_s I_{sx}}{\left(E_c A_g/5\right) + E_s A_{sx}}} \qquad \text{(C.10-25)}$$

y como alternativa a un cálculo más preciso, EI en la ecuación (C.10-13) debe tomarse ya sea como lo indica la ecuación (C.10-14) o por medio de

$$EI = \frac{\left(E_c I_g/5\right)}{1 + \beta_{dns}} + E_s I_{sx} \qquad \text{(C.10-26)}$$

C.10.13.6 — Núcleo de concreto confinado en acero estructural

C.10.13.6.1 — Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$b\sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}$, para cada cara de ancho b

ni que:

$h\sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$, para secciones circulares de diámetro h

C.10.13.6.2 — Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de A_{sx} e I_{sx}.

C.10.13.7 — Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto reforzado con espiral alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer C.10.13.7.1 a C.10.13.7.4.

C.10.13.7.1 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

C.10.13.7.2 — El refuerzo en espiral debe cumplir con lo especificado en C.10.9.3.

C.10.13.7.3 — Las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no deben tener un área menor de 0.01 ni mayor de 0.08 veces el área neta de la sección de concreto.

C.10.13.7.4 — Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral se consideren en el cálculo de A_{sx} e I_{sx}.

C.10.13.8 — Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente con estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con C.10.13.8.1. a C.10.13.8.7.

C.10.13.8.1 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

C.10.13.8.2 — Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

C.10.13.8.3 — Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0.02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a No. 10 y no necesitan ser mayores de No. 16. Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.

C.10.13.8.4 — El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de los estribos, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

C.10.13.8.5 — Las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta del concreto.

C.10.13.8.6 — Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a menos de 1/2 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

C.10.13.8.7 — Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos se consideren para calcular A_{sx} y I_{sx}.

C.10.14 — Resistencia al aplastamiento

C.10.14.1 — La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder $\phi(0.85f'_cA_1)$ excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por $\sqrt{(A_2/A_1)}$, pero no más que 2.

C.10.14.2 — La sección C.10.14 no es aplicable a anclajes de postensado.

Notas:

CAPÍTULO C.11 — CORTANTE Y TORSIÓN

C.11.1 — Resistencia al cortante

C.11.1.1 — Salvo para elementos diseñados de acuerdo con el Apéndice A, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{(C.11-1)}$$

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{(C.11-2)}$$

donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, calculada de acuerdo con C.11.2, C.11.3, o C.11.11 y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante calculada de acuerdo con C.11.4, C.11.9.9 o C.11.11.

C.11.1.1.1 — Al determinar V_n, debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos.

C.11.1.1.2 — Al determinar V_c, cuando sea aplicable, pueden incluirse los efectos de tracción axial debida al flujo plástico y retracción en elementos restringidos y los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de altura variable.

C.11.1.2 — Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder 8.3 MPa excepto en lo permitido en C.11.1.2.1.

C.11.1.2.1 — Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8.3 MPa al calcular V_c, V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto reforzado o preesforzado y losas nervadas de concreto con un refuerzo mínimo en el alma, de acuerdo con C.11.4.6.3, C.11.4.6.4 ó C.11.5.5.2.

C.11.1.3 — Se permite calcular el máximo V_u en los apoyos de acuerdo con C.11.1.3.1 u C.11.1.3.2 cuando se cumplan todas las condiciones (a), (b) y (c) siguientes:

(a) la reacción en el apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,

(b) las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,

(c) ninguna carga concentrada se aplica entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en C.11.1.3.1 u C.11.1.3.2.

C.11.1.3.1 — Para elementos no preesforzados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor a d medida desde la cara del apoyo para el V_u calculado a la distancia d.

C.11.1.3.2 — Para elementos de concreto preesforzado, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que $h/2$ desde la cara del apoyo para el V_u calculado para una distancia $h/2$.

C.11.1.4 — Para elementos de gran altura, losas y zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de C.11.7 a C.11.11.

C.11.2 — Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados

C.11.2.1 — Se debe calcular V_c siguiendo los requisitos de C.11.2.1.1 a C.11.2.1.3, a menos que se realice un cálculo más detallado, según C.11.2.2. A todo lo largo del presente Capítulo, excepto en C.11.6, λ debe usarse como se define en C.8.6.1.

C.11.2.1.1 — Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad \text{(C.11-3)}$$

C.11.2.1.2 — Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad \text{(C.11-4)}$$

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

C.11.2.1.3 — Para elementos sometidos a tracción axial significativa, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando C.11.2.2.3.

C.11.2.2 — Se permite calcular V_c mediante el método más detallado de C.11.2.2.1 a C.11.2.2.3.

C.11.2.2.1 — Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d \qquad \text{(C.11-5)}$$

pero no mayor que $0.29\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$. Al calcular V_c por medio de la ecuación (C.11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

C.11.2.2.2 — Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación (C.11-5) para calcular V_c con M_m sustituyendo a M_u y $V_u d/M_u$ no limitada a 1.0, donde

$$M_m = M_u - N_u\left(\frac{4h - d}{8}\right) \qquad \text{(C.11-6)}$$

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d\sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}} \qquad \text{(C.11-7)}$$

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa. Cuando M_m calculado, por medio de la ecuación (C.11-6) es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación (C.11-7).

C.11.2.2.3 — Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad \text{(C.11-8)}$$

pero no menor que cero, donde N_u es negativa para la tracción. N_u/A_g debe expresarse en MPa.

C.11.2.3 — Para elementos circulares, el área usada para calcular V_c debe tomarse como el producto del diámetro y la altura efectiva de la sección de concreto. Se permite tomar d como 0.80 veces el diámetro de la sección de concreto.

C.11.3 — Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos preesforzados

C.11.3.1 — En los requisitos de C.11.3, d debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que $0.80h$.

C.11.3.2 — Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesforzado no menor al 40 por ciento de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.3.3,

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d \qquad \text{(C.11-9)}$$

pero no es necesario considerar a V_c menor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$. V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$ ni que el valor dado en C.11.3.4 u C.11.3.5. $V_u d_p/M_u$ no se debe tomar mayor que 1.0, donde M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

C.11.3.3 — V_c puede calcularse de acuerdo con C.11.3.3.1 y C.11.3.3.2, y V_c debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw}.

C.11.3.3.1 — V_{ci} se debe calcular por medio de:

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \qquad \text{(C.11-10)}$$

donde d_p no debe tomarse menor que $0.80h$ y

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right) \qquad \text{(C.11-11)}$$

y los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección. No hay necesidad de tomar V_{ci} menor que $0.14\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$

C.11.3.3.2 — V_{cw} se debe calcular por medio de

$$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3M_{pc}\right)b_w d_p + V_p \qquad \text{(C.11-12)}$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor de $0.80h$.

Alternativamente, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal está en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

C.11.3.4 — En un elemento preesforzado en el cual la sección a una distancia $h/2$ medida a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia del acero de preesforzado, debe tenerse en cuenta la reducción del preesforzado cuando se calcule V_{cw}. Este valor de V_{cw} también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación (C.11-9). Debe suponerse que la fuerza de preesforzado varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preesforzado hasta un máximo a una distancia del extremo del acero de preesforzado igual a la longitud de transferencia, que se supone de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

C.11.3.5 — En un elemento preesforzado pretensado donde la adherencia de algunos tendones no se extienda hasta el extremo del elemento, debe considerarse un preesforzado reducido al calcular V_c de acuerdo con C.11.3.2 o C.11.3.3. El valor de V_{cw} calculado usando el preesforzado reducido también debe tomarse como el límite máximo para la ecuación (C.11-9). La fuerza de preesforzado debida a los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiéndola de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

C.11.4 — Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

C.11.4.1 — Tipos de refuerzo de cortante

C.11.4.1.1 — Se permite refuerzo para cortante consistente en:

(a) Estribos perpendiculares al eje del elemento

(b) Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

(c) Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

C.11.4.1.2 — Para elementos no preesforzados, se permite que el refuerzo para cortante también consista en:

(a) Estribos que formen un ángulo de 45º o más con el refuerzo longitudinal por tracción.

(b) Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30º o más con el refuerzo longitudinal de tracción.

(c) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

C.11.4.2 — Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo para cortante no debe exceder 420 MPa, excepto que el valor no debe exceder 550 MPa para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.

C.11.4.3 — Cuando los requisitos de C.11.5 se utilicen en elementos preesforzados, d debe tomarse como la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0.80h$.

C.11.4.4 — Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en C.12.13.

C.11.4.5 — Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante

C.11.4.5.1 — El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0.75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm.

C.11.4.5.2 — Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45º, que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, $d/2$, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

C.11.4.5.3 — Donde V_s sobrepase $0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ las separaciones máximas dadas en C.11.4.5.1 y C.11.4.5.2 se deben reducir a la mitad.

C.11.4.6 — Refuerzo mínimo a cortante

C.11.4.6.1 — Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde V_u exceda $0.5\phi V_c$, excepto en:

(a) Zapatas y losas sólidas.

(b) Elementos alveolares con una altura total, sin incluir el afinado de piso, no mayor de 315 mm y unidades alveolares donde V_u no es mayor de $0.5\phi V_{cw}$.

(c) Losas nervadas de concreto con viguetas definidas en 8.13.

(d) Vigas con h no mayor que 250 mm.

(e) Vigas integrales con losas con h no mayor de 600 mm, y no mayor que el mayor de 2.5 veces el espesor del ala, ó 0.5 veces el ancho del alma.

(f) Vigas construidas con concreto de peso normal reforzado con fibra de acero, con un f'_c que no excede de 40 MPa, con un h no mayor de 600 mm, y V_u no mayor de $\phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$.

C.11.4.6.2 — Se permite que los requisitos mínimos de refuerzo para cortante de C.11.4.6.1 sean ignorados si se demuestra por medio de ensayos que M_n y V_n requeridos puede desarrollarse cuando se suprime el refuerzo para cortante. Dichos ensayos deben simular efectos de asentamiento diferencial, flujo plástico, retracción, y variación de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

C.11.4.6.3 — Cuando se requiera refuerzo para cortante, de acuerdo con C.11.4.6.1 o para resistencia y cuando C.11.5.1 permita que la torsión sea despreciada, $A_{v,min}$ para elementos preesforzados (excepto en lo previsto por C.11.4.6.4) y no preesforzados se debe calcular mediante:

$$A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \text{(C.11-13)}$$

Pero no debe ser menor a $\left(0.35 b_w s\right)/f_{yt}$.

C.11.4.6.4 — Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesforzado efectiva no menor al 40 por ciento de la resistencia a la tracción del refuerzo por flexión, $A_{v,min}$ no debe ser menor que el menor valor dado por las ecuaciones (C.11-13) o (C.11-14).

$$A_{v,min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \qquad \text{(C.11-14)}$$

C.11.4.7 — Diseño del refuerzo para cortante

C.11.4.7.1 — Donde V_u excede ϕV_c, el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (C.11-1) y (C.11-2), donde V_s debe calcularse de acuerdo con C.11.4.7.2 a C.11.4.7.9.

C.11.4.7.2 — Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad \text{(C.11-15)}$$

donde A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

C.11.4.7.3 — Donde se usen estribos circulares, estribos cerrados de confinamiento o espirales como refuerzo para cortante, V_s debe calcularse usando la ecuación (C.11-15), donde d se define en C.11.2.3 para elementos circulares y A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra en una estribo circular, estribo cerrado de confinamiento, o espiral con un espaciamiento s, f_{yt} es la resistencia a la fluencia especificada del estribo circular, estribo cerrado de confinamiento o espiral y s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

C.11.4.7.4 — Donde se utilicen estribos inclinados como refuerzo para cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}\left(\text{sen}\alpha + \cos\alpha\right)d}{s} \qquad \text{(C.11-16)}$$

Donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, y s se mide en la dirección paralela al eje longitudinal.

C.11.4.7.5 — Donde el refuerzo para cortante consiste en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \,\text{sen}\alpha \qquad \text{(C.11-17)}$$

pero no mayor que $0.25\sqrt{f'_c}b_w d$, donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

C.11.4.7.6 — Donde el refuerzo para cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, V_s se debe calcular por medio de la ecuación (C.11-16).

C.11.4.7.7 — Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se pueden considerar efectivas como refuerzo para cortante.

C.11.4.7.8 — Donde se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante.

C.11.4.7.9 — V_s no debe considerarse mayor que $0.66\sqrt{f'_c}b_w d$.

C.11.5 — Diseño para torsión

El diseño para torsión debe realizarse de acuerdo con C.11.5.1 a C.11.5.6, ó C.11.5.7.

C.11.5.1 — Umbral de Torsión

Se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado T_u es menor que:

(a) en elementos no preesforzados

$$\phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$$

(b) en elementos preesforzados

$$\phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{cp}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión:

$$\phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33 A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$$

En elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular A_{cp} y p_{cp} debe cumplir con C.13.2.4. Para una sección hueca, se debe usar A_g en lugar de A_{cp} en C.11.5.1 y en los límites externos de la sección deben cumplir con C.13.2.4.

C.11.5.1.1 — Para los elementos aislados con alas y para elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} y p_{cp} debe cumplir con C.13.2.4, excepto que las alas sobresalientes pueden despreciarse cuando el parámetro A^2_{cp}/p_{cp} calculado para una viga con alas es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

C.11.5.2 — Cálculo del momento torsional mayorado

C.11.5.2.1 — Si se requiere del momento torsional mayorado T_u en un elemento para mantener el equilibrio y su valor excede el mínimo dado en C.11.5.1, el elemento debe ser diseñado para soportar T_u de acuerdo con C.11.5.3 a C.11.5.6.

C.11.5.2.2 — En una estructura estáticamente indeterminada, donde se puede producir una reducción del momento torsional en el elemento debido a la redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento, se permite reducir el máximo T_u a los valores dados en (a), (b) o (c) según corresponda:

(a) En elementos no preesforzados, en las secciones descritas en C.11.5.2.4:

$$\phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$$

(b) En elementos preesforzados, en las secciones descritas en C.11.5.2.5:

$$\phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión:

$$\phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33 A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$$

En los casos (a), (b) ó (c), los momentos de flexión y las fuerzas cortantes redistribuidas a los elementos adyacentes deben usarse en el diseño de estos elementos. Para secciones huecas, A_{cp} no debe ser reemplazado por A_g en C.11.5.2.2.

C.11.5.2.3 — A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales de la losa como uniformemente distribuidas a lo largo del elemento.

C.11.5.2.4 — En elementos no preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia d de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para T_u calculada a una distancia d. Si se presenta un torque concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

C.11.5.2.5 — En elementos preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia $h/2$ de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para T_u calculada a una distancia $h/2$. Si se presenta un torque concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

C.11.5.3 — Resistencia al momento torsional

C.11.5.3.1 — Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7 A^2_{oh}}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f'_c}\right) \qquad \text{(C.11-18)}$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7 A^2_{oh}}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f'_c}\right) \qquad \text{(C.11-19)}$$

Para elementos preesforzados, d debe determinarse de acuerdo con C.11.4.3.

C.11.5.3.2 — Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la ecuación (C.11-19) debe ser evaluada en la ubicación en donde el lado izquierdo de la ecuación (C.11-19) sea máximo.

C.11.5.3.3 — Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h, el segundo término en la ecuación (C.11-19) debe ser tomado como:

$$\left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}\right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

C.11.5.3.4 — Los valores de f_y y f_{yt} usados en diseño de refuerzo para torsión no debe exceder 420 MPa.

C.11.5.3.5 — Donde T_u excede la torsión crítica, el diseño de la sección debe basarse en:

$$\phi T_n \ge T_u \qquad \text{(C.11-20)}$$

C.11.5.3.6 — T_n debe calcularse por medio de:

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad \text{(C.11-21)}$$

donde A_o debe determinarse por análisis, excepto que se permite tomar A_o igual a $0.85 A_{oh}$; θ no debe tomarse menor a 30° ni mayor que 60°. Se puede tomar θ igual a:

(a) 45° en elementos no preesforzados o con un preesforzado menor al indicado en (b),

(b) 37.5° para elementos preesforzados con una fuerza efectiva de preesforzado no menor a un 40 por ciento de la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal.

C.11.5.3.7 — El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión, A_ℓ, no debe ser menor que:

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta \qquad \text{(C.11-22)}$$

donde θ debe tener el mismo valor usado en la ecuación (C.11-21) y A_t/s debe tomarse como la cantidad calculada con la ecuación (C.11-21) sin modificarla de acuerdo con C.11.5.5.2 ó C.11.5.5.3; f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal de torsión.

C.11.5.3.8 — El refuerzo necesario para torsión debe ser agregado al necesario para el cortante, momento y fuerza axial que actúan en combinación con la torsión. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación.

C.11.5.3.9 — Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión por flexión en una cantidad igual a $M_u/(0.9df_y)$, donde M_u ocurre en la sección simultáneamente con T_u, pero el refuerzo provisto no debe ser menor que el requerido por C.11.5.5.3 ó C.11.5.6.2.

C.11.5.3.10 — En vigas preesforzadas:

(a) el total del refuerzo longitudinal, incluyendo el acero de preesforzado, debe resistir en cada sección M_u en dicha sección más una fuerza de tracción longitudinal concéntrica adicional igual a $A_\ell f_y$, basada en el valor de T_u en esa sección, y

(b) el espaciamiento del refuerzo longitudinal incluyendo los tendones debe satisfacer los requisitos de C.11.6.6.2.

C.11.5.3.11 — En vigas preesforzadas, se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión, en el lado en compresión debido a flexión del elemento, por debajo de la requerida en C.11.5.3.10 de acuerdo con C.11.5.3.9.

C.11.5.4 — Detalles del refuerzo para torsión

C.11.5.4.1 — El refuerzo para torsión debe consistir en barras longitudinales o tendones y en uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

(a) estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento, o

(b) un conjunto cerrado compuesto por refuerzo electrosoldado de alambre, con alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o

(c) refuerzo en espiral en vigas no preesforzadas.

C.11.5.4.2 — El refuerzo transversal para torsión debe estar anclado por uno de los siguientes medios:

(a) un gancho estándar de 135° ó un gancho sísmico, como se define en C.2.2, alrededor de una barra longitudinal, o

(b) de acuerdo con C.12.13.2.1, C.12.13.2.2 ó C.12.13.2.3 en zonas donde el concreto que rodea al anclaje está protegido contra el descascaramiento mediante un ala, losa o elemento similar.

C.11.5.4.3 — El refuerzo longitudinal para torsión debe ser desarrollado en ambos extremos.

C.11.5.4.4 — En secciones huecas a torsión, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca no debe ser menor que $0.5A_{oh}/p_h$.

C.11.5.5 — Refuerzo mínimo para torsión

C.11.5.5.1 — Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo para torsión en toda zona donde T_u supere el valor del umbral de torsión dado en C.11.5.1.

C.11.5.5.2 — Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con C.11.5.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse como:

$$(A_v + 2A_t) = 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \text{(C.11-23)}$$

Pero no debe ser menor de $(0.35b_w s)/f_{yt}$.

C.11.5.5.3 — Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con C.11.5.5.1, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión, $A_{\ell,min}$, debe calcularse como:

$$A_{\ell,min} = \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(C.11-24)}$$

donde A_t/s no debe tomarse menor que $0.175b_w/f_{yt}$; f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal para torsión.

C.11.5.6 — Espaciamiento del refuerzo para torsión

C.11.5.6.1 — El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h/8$ y 300 mm.

C.11.5.6.2 — El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales o tendones deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina de los estribos. Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos 0.042 veces el espaciamiento entre estribos, pero no menos de diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm).

C.11.5.6.3 — El refuerzo para torsión debe disponerse en una distancia al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

C.11.5.7 — Diseño alternativo para torsión

Para el diseño a torsión de secciones sólidas dentro del alcance de este Título C del Reglamento NSR-10 con una relación de forma de la sección, h/b_t, de tres o más, se puede utilizar otro procedimiento, cuya bondad se haya demostrado por análisis y concordancia adecuada con los resultados de ensayos de alcance apropiado. Las secciones C.11.5.4 y C.11.5.6 aplican.

C.11.6 — Cortante por fricción

C.11.6.1 — Las disposiciones de C.11.6 se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, tal como una fisura existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos concretos colocados en diferentes momentos.

C.11.6.2 — El diseño de secciones sometidas a transferencia de cortante, como las descritas en C.11.6.1, deben basarse en la ecuación (C.11-1), donde V_n se calcula de acuerdo con las disposiciones de C.11.6.3 ó C.11.6.4.

C.11.6.3 — Debe suponerse que se presenta una fisura a lo largo del plano de cortante considerado. El área requerida de refuerzo de cortante por fricción A_{vf}, a través del plano de cortante, debe diseñarse aplicando lo estipulado en C.11.6.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de cortante concordante con los resultados de ensayos experimentales representativos.

C.11.6.3.1 — Las disposiciones de C.11.6.5 a C.11.6.10 deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de cortante.

C.11.6.4 — Método de diseño de cortante por fricción

C.11.6.4.1 — Donde el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad \text{(C.11-25)}$$

donde μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con C.11.6.4.3.

C.11.6.4.2 — Donde el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que el esfuerzo cortante produce tracción en el refuerzo de cortante por fricción, V_n debe calcularse mediante

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha) \qquad \text{(C.11-26)}$$

donde α es el ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante.

C.11.6.4.3 — El coeficiente de fricción μ en las ecuaciones (C.11-25) y (C.11-26) debe ser tomado como:

Para concreto colocado monolíticamente	1.4λ
Concreto colocado sobre concreto endurecido con la superficie intencionalmente rugosa como se especifica en C.11.6.9	1.0λ
Concreto colocado sobre concreto endurecido no intencionalmente rugoso	0.6λ
Concreto anclado a acero estructural mediante pernos con cabeza o mediante barras de refuerzo (véase C.11.6.10)	0.7λ

donde $\lambda = 1.0$ para concreto normal, 0.75 para concreto liviano en todos sus componentes. Para otros casos λ debe ser determinado con base en las dosificaciones volumétricas de los agregados de peso liviano y normal como se especifica en C.8.6.1, pero no debe exceder de 0.85.

C.11.6.5 — Para concreto de peso normal ya sea colocado monolíticamente o colocado contra concreto endurecido con su superficie intencionalmente rugosa como se especifica en 11.6.9, V_n no debe exceder al menor de $0.2f'_cA_c$, $(3.3 + 0.08f'_c)A_c$ y $11A_c$, donde A_c es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante en mm^2 y 3.3 y 11.0 están en MPa. Para todos los demás casos, V_n no debe exceder al menor de $0.2f'_cA_c$ ó $5.5A_c$ (5.5 en MPa). Si se coloca concreto de menor resistencia contra un concreto de mayor resistencia, el valor de f'_c debe ser el f'_c para el concreto de más baja resistencia.

C.11.6.6 — El valor de f_y utilizado para diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 420 MPa.

C.11.6.7— La tracción neta a través del plano de cortante debe ser resistida mediante refuerzo adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $A_{vf}f_y$, al calcular el A_{vf} requerido.

C.11.6.8 — El refuerzo de cortante por fricción debe colocarse apropiadamente a lo largo del plano de cortante, y debe estar anclado para desarrollar f_y en ambos lados mediante una longitud embebida en el concreto, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales.

C.11.6.9 — Para los fines de C.11.6, cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido, la interfaz donde se produce la transferencia de cortante debe estar limpia y libre de lechada. Cuando μ se supone igual a 1.0λ, la interfaz debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 6 mm.

C.11.6.10 — Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto empleando pasadores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.

C.11.7 — Vigas altas

C.11.7.1 — Las disposiciones de C.11.7 deben ser aplicadas a elementos con ℓ_n que no exceda cuatro veces la altura total del elemento o a las regiones de la viga cargadas con cargas concentradas dentro del doble de la altura del elemento desde el apoyo y que estén cargados en una de sus caras y apoyada en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de compresión entre las caras y los apoyos. Véase también C.12.10.6.

C.11.7.2 — Las vigas altas deben ser diseñadas usando el análisis no lineal como lo permite C.10.7.1 ó bien, el Apéndice C-A.

C.11.7.3 — V_n para las vigas altas no debe exceder $0.83\sqrt{f'_c}b_w d$.

C.11.7.4 — El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión, A_v, no debe ser menor de $0.0025b_w s$, y s no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

C.11.7.5 — El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh}, no debe ser menos de $0.0015b_w s_2$, y s_2 no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

C.11.7.6 — Se permite diseñar el refuerzo cumpliendo con las disposiciones de C-A.3.3 en lugar del refuerzo horizontal y vertical mínimo especificado en C.11.7.4 y C.11.7.5.

C.11.8 — Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas

C.11.8.1 — Se puede utilizar el Apéndice C-A en el diseño de ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura, a_v/d, menor que 2. Se puede diseñar ménsulas y cartelas utilizando C.11.8.3 y C.11.8.4, cuando:

(a) a_v/d, no mayor que 1, y

(b) Cuando están sometidas a una fuerza mayorada de tracción horizontal, N_{uc}, no mayor que V_u.

Los requisitos de C.11.8.2, C.11.8.3.2.1, C.11.8.3.2.2, C.11.8.5, C.11.8.6 y C.11.8.7 aplican al diseño de ménsulas y cartelas. La altura útil d debe ser determinada en la cara del apoyo.

C.11.8.2 — La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de $0.5d$.

C.11.8.3 — La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente V_u, un momento mayorado $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ y una fuerza mayorada de tracción horizontal, N_{uc}.

C.11.8.3.1 — En todos los cálculos de diseño de acuerdo con C.11.8, ϕ debe tomarse igual a 0.75.

C.11.8.3.2 — El diseño del refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} para resistir V_u debe cumplir con C.11.6.

C.11.8.3.2.1 — Para concreto de densidad normal V_n no debe exceder al menor de $0.2f'_cb_w d$, $(3.3 + 0.08f'_c)b_w d$ y $11b_w d$, donde 3.3 y 11 están en MPa.

C.11.8.3.2.2 — Para el concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal V_n no debe tomarse mayor que el menor de $(0.2 - 0.07a_v/d)f'_cb_w d$ ó $(5.5 - 1.9a_v/d)b_w d$, donde 5.5 y 1.9 están en MPa.

C.11.8.3.3 — El refuerzo A_f para resistir el momento mayorado $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ debe calcularse de acuerdo con C.10.2 y C.10.3.

C.11.8.3.4 — El refuerzo A_n para resistir la fuerza mayorada de tracción N_{uc} debe determinarse de $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$. La fuerza de tracción mayorada, N_{uc}, no debe tomarse menor que $0.2V_u$, a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. N_{uc} debe considerarse como una carga viva aún cuando la tracción resulte de restricción al flujo plástico, retracción, o variación de temperatura.

C.11.8.3.5 — El área del refuerzo principal de tracción A_{sc}, no debe ser menos que la mayor entre $(A_f + A_n)$ y $(2A_{vf}/3 + A_n)$.

C.11.8.4 — El área total, A_h, de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción no debe ser menos que $0.5(A_{sc} - A_n)$. A_h debe distribuirse uniformemente dentro de los $(2/3)d$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.

C.11.8.5 — A_{sc}/bd no debe ser menor que $0.04(f'_c/f_y)$.

C.11.8.6 — En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes:

(a) Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro; la soldadura debe diseñarse para desarrollar f_y del refuerzo principal de tracción.

(b) Mediante doblado hacia atrás del refuerzo principal de tracción para formar un lazo horizontal o,

(c) Mediante algún otro medio de anclaje positivo.

C.11.8.7 — El área de apoyo sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción, ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).

C.11.9 — Disposiciones especiales para muros

C.11.9.1 — El diseño para fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de C.11.11. El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de C.11.9.2 a C.11.9.9. De manera alternativa, se permite diseñar muros con una altura máxima que no exceda al doble del largo del muro para las fuerzas cortantes horizontales de acuerdo con el Apéndice C-A y C.11.9.9.2 a C.11.9.9.5.

C.11.9.2 — El diseño de la sección horizontal para cortante en el plano del muro debe estar basado en las ecuaciones (C.11-1) y (C.11-2), donde V_c debe estar de acuerdo con C.11.9.5 ó C.11.9.6, y V_s debe cumplir con lo estipulado en C.11.9.9.

C.11.9.3 — V_u en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}hd$, donde h es el espesor del muro y d se define en C.11.9.4.

C.11.9.4 — Para el diseño de fuerza cortantes horizontales en el plano del muro, d debe considerarse igual a $0.8\ell_w$. Se puede utilizar un valor mayor de d, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión a la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo en tracción, cuando la ubicación de la resultante se determine por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

C.11.9.5 — A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.9.6, V_c no se debe tomar mayor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$ para muros sometidos a compresión axial, ni V_c debe tomarse mayor que el valor dado en C.11.2.2.3 para muros sometidos a tracción axial.

C.11.9.6 — V_c puede ser el menor de los valores calculados por medio de las ecuaciones (C.11-29) y (C.11-30).

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w} \qquad \text{(C.11-27)}$$

ó

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w\left(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right]hd \qquad \text{(C.11-28)}$$

donde ℓ_w es la longitud total del muro y N_u es positivo para compresión y negativo para tracción. Si $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ es negativo, no se debe utilizar la ecuación (C.11-28).

C.11.9.7 — Se permite que las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia $\ell_w/2$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, sean diseñadas para el mismo V_c calculado para una distancia $\ell_w/2$ o la mitad de la altura.

C.11.9.8 — Donde V_u sea menor que $0.5\phi V_c$, el refuerzo debe proporcionarse según lo estipulado en C.11.9.9, o de acuerdo con el Capítulo C.14. Donde V_u sea mayor que $0.5\phi V_c$, el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en C.11.9.9.

C.11.9.9 — Diseño del refuerzo para cortante en muros

C.11.9.9.1 — Donde V_u exceda ϕV_c, el refuerzo para cortante horizontal debe diseñarse para satisfacer las ecuaciones (C.11-1) y (C.11-2), donde V_s se debe calcular por medio de:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad \text{(C.11-29)}$$

donde A_v es el área de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s, y d se determina de acuerdo con C.11.9.4. El refuerzo vertical para cortante debe proporcionarse de acuerdo con C.11.9.9.4.

C.11.9.9.2 — La cuantía de refuerzo horizontal para cortante, ρ_t, no debe ser menor que 0.0025.

C.11.9.9.3 — El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no debe exceder el menor de $\ell_w/5$, $3h$, ó 450 mm, donde ℓ_w es la longitud total del muro.

C.11.9.9.4 — La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_ℓ, no debe ser menor que la mayor de:

$$\rho_\ell = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \qquad \text{(C.11-30)}$$

y 0.0025, pero no necesita ser mayor ρ_t requerido por C.11.9.9.1. En la ecuación (C.11-30), ℓ_w es la longitud total del muro y h_w es la altura total del muro.

C.11.9.9.5 — El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder el menor de $\ell_w/3$, $3h$, ó 450 mm, donde ℓ_w es la longitud total del muro.

C.11.10 — Transmisión de momentos a las columnas

C.11.10.1 — Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en las conexiones de los elementos de la estructura a las columnas, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del refuerzo transversal de las columnas.

C.11.10.2 — Excepto para las conexiones que no forman parte de un sistema primario resistente a fuerzas sísmicas y que están confinadas en cuatro lados por vigas o losas de altura aproximadamente igual, las conexiones deben tener refuerzo transversal no menor al requerido por la ecuación (C.11-13) dentro de la columna a una profundidad no menor que la que tenga la conexión más alta de los elementos del pórtico a las columnas. Véase también C.7.9.

C.11.11 — Disposiciones para losas y zapatas

C.11.11.1 — La resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

C.11.11.1.1 — Comportamiento como viga en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse se extienden en un plano a través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con C.11.1 a C.11.4.

C.11.11.1.2 — Para comportamiento en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que van a investigarse deben estar localizadas de modo que su perímetro, b_o, es un mínimo, pero no debe estar más cerca de $d/2$ de:

(a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o

(b) los cambios en la altura de la losa, tales como los bordes de capiteles, o ábacos, o descolgados para cortante.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe realizarse de acuerdo con C.11.11.2 a C.11.11.6.

C.11.11.1.3 — Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas, o áreas de reacción, se permiten secciones críticas con cuatro lados rectos.

C.11.11.2 — El diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos direcciones está basado en las ecuaciones (C.11-1) y (C.11-2). V_c debe ser calculado de acuerdo con C.11.11.2.1, C.11.11.2.2, ó C.11.11.3.1. V_s debe ser calculado de acuerdo con C.11.11.3. Para losas con cabezas de cortante, V_u debe estar de acuerdo con C.11.11.4. Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe cumplirse C.11.11.7.

C.11.11.2.1 — Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

(a) $V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$ (C.11-31)

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción,

(b) $V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$ (C.11-32)

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, y

(c) $V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$ (C.11-33)

C.11.11.2.2 — En columnas de losas preesforzadas en dos direcciones y zapatas que cumplan con los requisitos de C.18.9.3

$$V_c = \left(\beta_p\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right)b_o d + V_p \qquad \text{(C.11-34)}$$

donde β_p es el menor entre 0.29 y $0.083(\alpha_s d/b_o + 1.5)$, α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, b_o es el perímetro de la sección crítica definida en C.11.11.1.2, f_{pc} se toma como el valor promedio de f_{pc} para las dos direcciones, y V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de preesforzado que cruzan la sección crítica. Se permite calcular V_c con la ecuación (C.11-34) si se satisface lo siguiente; en caso contrario se debe aplicar C.11.11.2.1:

(a) ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa, y

(b) $\sqrt{f'_c}$ utilizado en la ecuación (C.11-34) no debe tomarse mayor que 0.5 MPa y

(c) f_{pc} en cada dirección no debe ser menor que 0.9 MPa, ni tomarse mayor que 3.5 MPa.

C.11.11.3 — Se permite emplear refuerzo de cortante consistente en barras o alambres y estribos de una o varias ramas en losas y zapatas con d mayor o igual a 150 mm, pero no menor de 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo al cortante. El refuerzo de cortante debe estar en concordancia con C.11.11.3.1 a C.11.11.3.4.

C.11.11.3.1 — V_u debe calcularse con la ecuación (11-2), donde V_c no debe tomarse mayor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$, y V_s debe calcularse de acuerdo con C.11.4. En la ecuación (C.11-15), A_v debe tomarse como el área de sección transversal de todas las ramas de refuerzo en una línea periférica que es geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

C.11.11.3.2 — V_u no debe considerarse mayor que $0.5\sqrt{f'_c}b_o d$.

C.11.11.3.3 — La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de las ramas de los estribos que rodean la columna no deben exceder a $d/2$. El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos en la primera línea de refuerzo para cortante no debe exceder $2d$ medido en una dirección paralela a la cara de la columna. El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean la columna no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

C.11.11.3.4 — El refuerzo para cortante en losas debe cumplir con los requisitos de C.12.13 y debe amarrar el refuerzo de flexión longitudinal en la dirección que esté siendo considerado.

C.11.11.4 — En losas se permite emplear refuerzo para cortante consistente en vigas estructurales **I** o canales de acero (cabezas de cortante). Las disposiciones de C.11.11.4.1 a C.11.11.4.9 deben aplicarse cuando el cortante por carga gravitacional se transmita en las columnas de apoyo interiores. Cuando se transfiere momento a las columnas, debe aplicarse C.11.11.7.3.

C.11.11.4.1 — Cada cabeza de cortante debe consistir en perfiles de acero soldados fabricados con soldadura de penetración completa formando brazos idénticos en ángulo recto. Los brazos de la cabeza de cortante no deben interrumpirse dentro de la sección de la columna.

C.11.11.4.2 — La altura de la cabeza de cortante no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

C.11.11.4.3 — Se permite cortar los extremos de los brazos de cada elemento de la cabeza de cortante en ángulos no menores que 30º con la horizontal, siempre que el momento plástico resistente de la sección variable restante sea adecuado para resistir la fuerza de cortante atribuida a ese brazo de la cabeza de cortante.

C.11.11.4.4— Todas las alas de comprensión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de $0.3d$ de la superficie en comprensión de la losa.

C.11.11.4.5 — La relación α_v entre la rigidez de flexión de cada brazo de la cabeza de cortante y la rigidez de la sección de la losa compuesta agrietada que lo rodea, de un ancho $(c_2 + d)$, no debe ser menor que 0.15.

C.11.11.4.6 — La resistencia a momento plástico M_p, requerido para cada brazo de la cabeza de cortante, debe calcularse de acuerdo con:

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi n}\left[h_v + \alpha_v\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \qquad \text{(C.11-35)}$$

donde ϕ es para elementos controlados por tracción n es el número de brazos y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante requerida para cumplir con los requisitos de C.11.11.4.7 y C.11.11.4.8.

C.11.11.4.7 — La sección crítica de la losa para cortante debe ser perpendicular al plano de ella y debe atravesar cada brazo de la cabeza de cortante a 3/4 de la distancia $[\ell_v - (c_1/2)]$ desde la cara de la columna hasta el extremo de la brazo de la cabeza de cortante. La sección crítica debe localizarse de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más próximo que el perímetro definido en C.11.11.1.2(a).

C.11.11.4.8 — V_n no debe tomarse mayor que $0.33\sqrt{f'_c}b_o d$ en la sección crítica definida en C.11.11.4.7. Cuando se proporcionan cabezas de cortante, la resistencia al cortante V_n no se debe considerar mayor que $0.58\sqrt{f'_c}b_o d$ en la sección crítica definida en C.11.11.1.2(a).

C.11.11.4.9 — El momento resistente M_v contribuido a cada franja de columna de la losa por una cabeza de cortante no debe tomarse mayor que:

$$M_v = \frac{\phi\alpha_v V_u}{2n}\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad \text{(C.11-36)}$$

donde ϕ es para elementos controlados por tracción, n es el número de brazos de la cabeza de cortante y ℓ_v es la longitud de cada brazo de la cabeza de cortante realmente colocado. No obstante, M_v no debe tomarse mayor que el menor de:

(a) el 30 por ciento del momento mayorado total requerido para cada franja de columna de la losa,

(b) la variación en la longitud ℓ_v del momento de la franja de columna,

(c) M_p calculado por medio de la ecuación (C.11-35).

C.11.11.4.10 — Cuando se consideran momentos no balanceados, la cabeza de cortante debe tener el anclaje adecuado para transmitir M_p a la columna.

C.11.11.5 — Se permiten pernos con cabeza para refuerzo de cortante, colocados perpendicularmente al plano de una losa o zapata, en losas y zapatas descritas en C.11.11.5.1 a C.11.11.5.4. La altura total del ensamblaje del perno con cabeza no debe ser menor que el espesor del elemento menos la suma de: (1) el recubrimiento de concreto en el refuerzo superior a flexión; (2) el recubrimiento de concreto en la base común, y (3) la mitad del diámetro de la barra del refuerzo para flexión a tracción. Donde exista refuerzo para flexión a tracción en la base de la sección, como en una zapata, la altura total del dispositivo del perno a cortante no debe ser menor que el espesor del elemento menos

la suma de: (1) el recubrimiento de concreto en el refuerzo inferior a flexión; (2) el recubrimiento de concreto en la cabeza del perno y (3) la mitad del diámetro de la barra del refuerzo inferior para flexión.

C.11.11.5.1 — Para la sección crítica definida en C.11.11.1.2, V_n debe calcularse con la ecuación (C.11-2); V_c y V_n no deben exceder de $0.25\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$, y $0.66\sqrt{f'_c}b_o d$, respectivamente. V_s debe calcularse usando la ecuación (C.11-15) con A_v igual al área de la sección transversal de todos los refuerzos a cortante en una línea periférica que sea aproximadamente paralela al perímetro de la sección de la columna, donde s es el espaciamiento de las líneas periféricas del perno soldado con cabeza. $A_v f_y/(b_o s)$ no debe ser menor de $0.17\sqrt{f'_c}$.

C.11.11.5.2 — El espaciamiento entre la cara de la columna y la primera línea perimetral del refuerzo a cortante no debe exceder de $d/2$. El espaciamiento entre las líneas periféricas del refuerzo a cortante, medido en una dirección perpendicular a cualquier cara de la columna, debe ser constante. Para losas preesforzadas o zapatas que cumplen con C.11.11.2.2, este espaciamiento no debe exceder de $0.75d$; para todas las demás losas y zapatas, el espaciamiento debe basarse en el valor del esfuerzo a cortante debido a la fuerza de cortante mayorada y al momento no balanceado en la sección crítica definida en C.11.11.1.2, y no debe exceder de:

(a) $0.75d$ donde los esfuerzos máximos de cortante debido a las cargas mayoradas son igual o menor a $0.5\phi\sqrt{f'_c}$, y

(b) $0.5d$ donde los esfuerzos máximos de cortante debido a las cargas mayoradas son mayor a $0.5\phi\sqrt{f'_c}$,

C.11.11.5.3 – El espaciamiento entre elementos de refuerzo a cortante adyacentes, medido en el perímetro de la primera línea perimetral del refuerzo a cortante, no debe exceder de $2d$.

C.11.11.5.4 – La fuerza cortante debida a la fuerza de cortante y momento mayorados no debe exceder de $0.17\phi\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica ubicada $d/2$ fuera de la línea perimetral más externa del refuerzo a cortante.

C.11.11.6 — Aberturas en losas

Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada o de reacción menor a 10 veces la altura de la losa, o cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el Capítulo C.13, las secciones críticas de la losa para cortante, que se definen en C.11.11.1.2 y C.11.11.4.7, deben modificarse como sigue:

C.11.11.6.1 — En losas sin cabezas de cortante, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

C.11.11.6.2— En losas con cabezas de cortante, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser 1/2 de la que se define en C.11.11.6.1.

C.11.11.7 — Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

C.11.11.7.1 — Donde la carga gravitacional, por viento, o sismo, u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, $\gamma_f M_u$ debe ser transmitido por flexión de acuerdo con C.13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en C.11.11.1.2, donde

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \qquad \text{(C.11-37)}$$

C.11.11.7.2 — El esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en C.11.11.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a V_u y M_u no debe exceder ϕv_n:

(a) Para elementos sin refuerzo para cortante

$$\phi v_n = \phi V_c/(b_o d) \qquad \text{(C.11-38)}$$

donde V_c se define en C.11.11.2.1 ó C.11.11.2.2.

(b) Para elementos con refuerzo para cortante distinto a cabezas de cortante:

$$\phi v_n = \phi(V_c + V_s)/b_o d \qquad \text{(C.11-39)}$$

donde V_c y V_s se definen en C.11.11.3.1. El diseño debe tomar en cuenta la variación del esfuerzo cortante alrededor de la columna. El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento mayorados no deben exceder de $0.17\phi\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica ubicada a $d/2$ fuera de la línea exterior de las ramas del estribo que rodean la columna.

C.11.11.7.3 — Cuando se provee refuerzo para cortante consistente en vigas I o canales de acero (cabezas de cortante), la suma de los esfuerzos cortantes debidas a la acción de la carga vertical sobre la sección crítica definida por C.11.11.4.7 y los esfuerzos cortantes que resultan del momento transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en C.11.11.1.2(a) y C.11.11.1.3 no debe exceder de $\phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$.

Notas:

CAPITULO C.12 — LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

C.12.1 — Desarrollo del refuerzo — Generalidades

C.12.1.1 — La tracción o comprensión calculada en el refuerzo de cada sección de elementos de concreto estructural debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto por medio de gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos y barras corrugadas con cabeza no se deben emplear para desarrollar barras en compresión.

C.12.1.2 — Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 8.3 MPa.

C.12.1.3 — Además de los requisitos establecidos en este Capítulo que afectan el detalle del refuerzo, se deben cumplir los requisitos de integridad estructural de C.7.13.

C.12.2 — Desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción

C.12.2.1 — La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, ℓ_d, debe determinarse a partir de C.12.2.2 ó C.12.2.3, con los factores de modificación de C.12.2.4 y C.12.2.5, pero ℓ_d no debe ser menor que 300 mm.

C.12.2.2 — Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓ_d debe ser:

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados	Barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que d_b, recubrimiento libre no menor que d_b, y estribos a lo largo de ℓ_d no menos que el mínimo del Título C del Reglamento NSR-10 o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$

C.12.2.3 — Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe ser:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)}\right)d_b \qquad \text{(C.12-1)}$$

en donde el término $\left(c_b + K_{tr}/d_b\right)$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad \text{(C.12-2)}$$

en donde n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento. Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

C.12.2.4 — Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción en C.12.2 son los siguientes:

(a) Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, $\psi_t = 1.3$. Otras situaciones $\psi_t = 1.0$.

(b) Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor de $6d_b$, $\psi_e = 1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\psi_e = 1.2$. Refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con cinc (galvanizado), $\psi_e = 1.0$.

No obstante, el producto $\psi_t \psi_e$ no necesita ser mayor de 1.7.

(c) Para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados, $\psi_s = 0.8$. Para barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores, $\psi_s = 1.0$.

(d) Donde se use concreto liviano, λ no debe exceder de 0.75 a menos que se especifique f_{ct} (véase C.8.6.1). Donde se use concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$.

C.12.2.5 — Refuerzo en exceso

Se permite reducir ℓ_d en (A_s requerido) / (A_s suministrado) cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y o el refuerzo sea diseñado según C.21.2.1.6.

C.12.3 — Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

C.12.3.1 — La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓ_{dc}, se debe calcular a partir de C.12.3.2 y de los factores de modificación de C.12.3.3, pero ℓ_{dc} no debe ser menor de 200 mm.

C.12.3.2 — Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre $\left(0.24 f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$ y $\left(0.043 f_y\right)d_b$, donde λ se toma como indica C.12.2.4(d) y la constante 0.043 tiene la unidad de mm^2/N

C.12.3.3 — Se permite multiplicar la longitud ℓ_{dc} en 12.3.2 por los siguientes factores:

a) El refuerzo excede lo requerido por el análisis ..... (A_s requerido)/(A_s proporcionado)

b) El refuerzo está confinado por una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 6 mm y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos No. 13 de acuerdo con C.7.10.5, y espaciadas a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros 0.75

C.12.4 — Desarrollo de paquetes de barras

C.12.4.1 — La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sometido a tracción o a comprensión, debe ser aquella de la barra individual aumentada un 20 por ciento para un paquete de 3 barras y en un 33 por ciento para un paquete de 4 barras.

C.12.4.2 — Para determinar los valores adecuados de espaciamiento y recubrimiento en C.12.2.2, así como el parámetro de confinamiento en C.12.2.3 y el factor ψ_e en C.12.2.4(b), un paquete de barras debe ser tratado como una sola barra de un diámetro derivado del área total equivalente y con un centroide que coincide con el del paquete de barras.

C.12.5 — Desarrollo de ganchos estándar en tracción

C.12.5.1 — La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), ℓ_{dh} se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero ℓ_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm.

C.12.5.2 — Para las barras corrugadas, ℓ_{dh} debe ser $\left(0.24\psi_e f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$ con ψ_e igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

C.12.5.3 — La longitud ℓ_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda:

a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90º, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm 0.7

b) Para ganchos de 90º de barras No. 36 y menores que se encuentran confinados por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de ℓ_{dh} a no más de $3d_b$; o bien, rodeado con estribos paralelos a la barra que se está desarrollando y espaciados a no más de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el doblez 0.8

c) Para ganchos de 180º de barra No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de $3d_b$ a lo largo de ℓ_{dh} 0.8

d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y, y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis ..... (A_s requerido) / (A_s proporcionado).

En C.12.5.3(b) y C.12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

C.12.5.4 — Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento sobre el gancho de menos de 65 mm en ambos lados y en el borde superior (o inferior), la barra con el gancho se debe confinar con estribos, perpendicular a la barra en desarrollo, espaciados en no más de $3d_b$ a lo largo de ℓ_{dh}. El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de $2d_b$ del exterior del doblez, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En este caso, no deben aplicarse los factores de C.12.5.3. (b) y (c).

C.12.5.5 — Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en comprensión.

C.12.6 — Desarrollo de las barras corrugadas con cabeza y ancladas mecánicamente en tracción

C.12.6.1 — La longitud de desarrollo en tracción de las barras corrugadas con cabeza, ℓ_{dt}, debe ser determinada con C.12.6.2. El uso de cabezas para desarrollar las barras corrugadas en tracción debe quedar limitado a condiciones que cumplan con (a) hasta la (f):

(a) El f_y de la barra no debe exceder de 420 MPa.
(b) El tamaño de la barra no debe ser mayor de No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)
(c) El concreto debe ser de peso normal
(d) El área de apoyo de la cabeza A_{brg} no debe ser menor a $4A_b$
(e) El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor de $2d_b$, y
(f) El espaciamiento libre entre las barras no debe se menor de $4d_b$

C.12.6.2 — Para las barras corrugadas con cabeza que cumplen con C.3.5.9, la longitud de desarrollo a tracción ℓ_{dt}, debe ser de $\left(0.19\psi_e f_y/\sqrt{f'_c}\right)d_b$, donde el valor f'_c usado para calcular ℓ_{dt} no debe exceder de 40 MPa, y el factor ψ_e debe tomarse como 1.2 para refuerzos recubiertos con epóxico y 1.0 para otros casos. Donde el refuerzo esté en exceso sobre el requerido por el análisis, excepto donde el desarrollo de f_y se requiera específicamente, se permite que ℓ_{dt} sea multiplicado por (A_s requerido)/(A_s entregado). La longitud ℓ_{dt} no debe ser menor del mayor entre $8d_b$ y 150 mm.

C.12.6.3 — Las cabezas no se consideran efectivas en el desarrollo de las barras a compresión.

C.12.6.4 — Se permite cualquier fijación o dispositivo mecánico capaz de desarrollar el f_y del refuerzo, siempre que los resultados de los ensayos que demuestran que esa fijación o dispositivo es adecuado, estén aprobados por la autoridad competente. Se permite el desarrollo del refuerzo consistente en una combinación de anclaje mecánico más longitud de embebido del refuerzo entre la sección crítica y la fijación o dispositivo mecánico.

C.12.7 — Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción

C.12.7.1 — La longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción, ℓ_d medida desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de ℓ_d, de C.12.2.2 ó C.12.2.3 multiplicado por un factor para refuerzo electrosoldado de alambre ψ_w obtenido de C.12.7.2 ó C.12.7.3. Se permite reducir ℓ_d de acuerdo con C.12.2.5 cuando sea aplicable, pero ℓ_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los empalmes por traslapo de acuerdo con C.12.18. Cuando se utilice ψ_w de C.12.7.2, se permite usar un factor por revestimiento epóxico ψ_e igual a 1.0 para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado revestido con epóxico en C.12.2.2 y C.12.2.3.

C.12.7.2 — Para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de ℓ_d y a no menos de 50 mm de la sección crítica ψ_w debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{\left(f_y - 240\right)}{f_y}$$

o

$$\left(\frac{5d_b}{s_w}\right)$$

pero no necesita ser mayor a 1.0, donde s es la separación entre alambres que se desarrollan.

C.12.7.3 — Para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de ℓ_d o con un alambre único a menos de 50 mm del punto de sección crítica, ψ_w debe tomarse como 1.0, y ℓ_d debe determinarse igual que para alambre corrugado.

C.12.7.4 — Cuando se presente algún alambre liso, o alambres corrugados de tamaño mayor que MD200 (16 mm de diámetro), en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo electrosoldado de alambre debe ser desarrollado de acuerdo con C.12.8.

C.12.8 — Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

La resistencia a la fluencia del refuerzo electrosoldado de alambre liso, debe considerarse que se desarrolla mediante el embebido en el concreto de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, ℓ_d no debe ser menor que:

$$\ell_d = 3.3\left(\frac{A_b}{s}\right)\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right) \qquad \text{(C.12-3)}$$

donde ℓ_d se mide desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, s es el espaciamiento entre alambres a desarrollarse, y λ se da en C.12.2.4(d). Cuando el refuerzo proporcionado excede del requerido, ℓ_d puede reducirse de acuerdo con C.12.2.5. La longitud ℓ_d no debe ser menor a 150 mm excepto para el cálculo de empalmes por traslapo de acuerdo con C.12.19.

C.12.9 — Desarrollo de torones de preesforzado

C.12.9.1 — Salvo como se dispone en C.12.9.1.1, los torones de preesforzado de siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una distancia no menor que:

$$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right)d_b \qquad \text{(C.12-4)}$$

Las expresiones entre paréntesis se utilizan como constantes sin unidades.

C.12.9.1.1 — Se permite un embebido menor que ℓ_d en una sección de un elemento siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal de la ecuación (C.12-4).

C.12.9.2 — Se permite limitar el estudio a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas mayoradas, salvo donde la adherencia de uno o más torones no se extiende hasta el extremo del elemento, o donde se aplican cargas concentradas dentro de la longitud de desarrollo del torón.

C.12.9.3 — Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluya tracciones para la carga de servicio en la zona precomprimida de tracción, como lo permite C.18.4.2, se debe duplicar ℓ_d especificada en C.12.9.1.

C.12.10 — Desarrollo del refuerzo de flexión — Generalidades

C.12.10.1 — Se permite desarrollar el refuerzo de tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.

C.12.10.2 — Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan esfuerzos máximos y puntos del vano donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. Las disposiciones de C.12.11.3 deben cumplirse.

C.12.10.3 — El refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión por una distancia igual a d ó $12d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

C.12.10.4 — El refuerzo continuo debe tener una longitud embebida no menor que ℓ_d más allá del punto en donde no se requiere refuerzo de tracción para resistir la flexión.

C.12.10.5 — El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga C.12.10.5.1, C.12.10.5.2 ó C.12.10.5.3.

C.12.10.5.1 — V_u en el punto terminal no excede $(2/3)\phi V_n$.

C.12.10.5.2 — Que se proporcione un área de estribos, que exceda lo requerido para la torsión y cortante, a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia a partir del punto de término del refuerzo igual a $(3/4)d$. El exceso de área de los estribos no debe ser menor que $0.41b_w s/f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder de $d/(8\beta_b)$.

C.12.10.5.3 — Para barras No. 36 y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4)\phi V_n$.

C.12.10.6 — En elementos sometidos a flexión se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción, cuando el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran altura sometidos a flexión; o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión. Véanse C.12.11.4 y C.12.12.4 sobre elementos de gran altura sometidos a flexión.

C.12.11 — Desarrollo del refuerzo para momento positivo

C.12.11.1 — Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo en elementos simplemente apoyados y 1/4 del refuerzo para momento positivo en elementos continuos, se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar, por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

C.12.11.2 — Cuando un elemento sometido a flexión sea parte fundamental de un sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que se requiere que se prolongue en el apoyo, de acuerdo con C.12.11.1, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

C.12.11.3 — En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓ_d calculado para f_y siguiendo C.12.2 satisfaga la ecuación (C.12-5), excepto que la ecuación (C.12-5) no necesita satisfacerse para los refuerzos que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$\ell_d \le \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \qquad \text{(C.12-5)}$$

Donde:

M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y.

V_u se calcula en la sección.

ℓ_a en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

ℓ_a en el punto de inflexión debe limitarse a d ó $12d_b$, el que sea mayor.

Se permite aumentar el valor de M_n/V_u en un 30 por ciento cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

C.12.11.4 — En apoyos simples de elementos de gran altura sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar f_y en tracción en la cara del apoyo, excepto que el diseño se realice utilizando el Apéndice C-A, el refuerzo positivo a tracción debe anclarse de acuerdo con C-A.4.3.. En apoyos interiores de elementos de gran altura sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe ser continuo o estar empalmado con el del vano adyacente.

C.12.12 — Desarrollo del refuerzo para momento negativo

C.12.12.1 — El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

C.12.12.2 — El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el vano según lo requerido en C.12.1 y C.12.10.3.

C.12.12.3 — Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d, $12d_b$ ó $\ell_n/16$, la que sea mayor.

C.12.12.4 — En apoyos interiores de vigas de gran altura sometidas a flexión, el refuerzo de tracción por momento negativo debe ser continuo con el de los vanos adyacentes.

C.12.13 — Desarrollo del refuerzo del alma

C.12.13.1 — El refuerzo del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y comprensión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros refuerzos.

C.12.13.2 — Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse de cuerdo con lo indicado en C.12.13.2.1 a C.12.3.2.5.

C.12.13.2.1 — Para barras No. 16 y alambre MD200 (16 mm de diámetro) y menores y para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm), No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y No. 8 (1") ó 25M (25 mm) con f_{yt} igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.

C.12.13.2.2 — Para estribos No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm), No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y No. 8 (1") ó 25M (25 mm) con f_{yt} mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0.17d_b f_{yt}/(\lambda\sqrt{f'_c})$.

C.12.13.2.3 — Para cada rama de refuerzo electrosoldado de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por:

(a) Dos alambres longitudinales colocados con un separación de 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.

(b) Un alambre longitudinal colocado a no más de $d/4$ de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de $8d_b$.

C.12.13.2.4 — Para cada extremo de un estribo de una rama de refuerzo electrosoldado de alambre, liso o corrugado, dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interior al menos a $d/4$ ó 50 mm, desde $d/2$. El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción del refuerzo primario de flexión más cercano a la cara.

C.12.13.2.5 — En viguetas, como se definen en C.8.11, para barras No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) y alambres MD130 (12.9 mm de diámetro) o menores, un gancho estándar.

C.12.13.3 — Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe abrazar una barra longitudinal.

C.12.13.4 — Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad de la altura útil, $d/2$, como se especifica para la longitud de desarrollo en C.12.2 para la fracción de f_{yt} que se necesita para satisfacer la ecuación (C.11-17).

C.12.13.5 — Las parejas de estribos en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del empalme por traslapo sea de $1.3\ell_d$. En elementos con una altura útil de al menos 450 mm, los empalmes con $A_b f_{yt}$ no mayor que 40 kN por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.

C.12.14 — Empalmes del refuerzo — Generalidades

C.12.14.1 — En el refuerzo sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el profesional facultado para diseñar.

C.12.14.2 — Empalmes por traslapo

C.12.14.2.1 — Para las barras mayores de No. 36 no se deben utilizar empalmes por traslapo, excepto para los casos indicados en C.12.16.2 y C.15.8.2.3.

C.12.14.2.2 — Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslapo requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con C.12.4. Los empalmes por traslapo de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse. No deben empalmarse por traslapo paquetes enteros.

C.12.14.2.3 — En elementos sometidos a flexión las barras empalmadas por traslapo que no quedan en contacto entre si no deben separarse transversalmente a la menor de 1/5 de la longitud de empalme por traslapo requerida ó 150 mm.

C.12.14.3 — Empalmes soldados y mecánicos

C.12.14.3.1 — Debe permitirse el uso de empalmes soldados o mecánicos.

C.12.14.3.2 — Un empalme mecánico completo debe desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos $1.25f_y$ de la barra.

C.12.14.3.3 — Excepto en lo dispuesto por este Título C del Reglamento NSR-10, toda soldadura debe estar de acuerdo con "Structural Welding Code—Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4).

C.12.14.3.4 — Un empalme totalmente soldado debe desarrollar, por lo menos, $1.25f_y$ de la barra.

C.12.14.3.5 — Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplan con los requisitos de C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.4 se permiten sólo para barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores y de acuerdo con C.12.15.4.

C.12.15 — Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción

C.12.15.1 — La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Empalme por traslapo Clase A ..... $1.0\ell_d$

Empalme por traslapo Clase B ..... $1.3\ell_d$

donde ℓ_d se calcula de acuerdo con C.12.2 para desarrollar f_y, pero sin los 300 mm mínimos de C.12.2.1 y sin el factor de modificación de C.12.2.5.

C.12.15.2 — Los empalmes por traslapo de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslapo Clase B, excepto que se admiten empalmes por traslapo de Clase A cuando:

(a) el área de refuerzo proporcionada es al menos el doble que la requerido por análisis a todo lo largo del empalme por traslapo y

(b) la mitad, o menos, del refuerzo total está empalmado dentro de la longitud de empalme por traslapo requerido.

C.12.15.3 — Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por traslapo debe ser el mayor valor entre el ℓ_d de la barra de mayor tamaño y el valor de la longitud del empalme en tracción de la barra de diámetro menor.

C.12.15.4 — Los empalmes soldados o mecánicos utilizados donde el área de refuerzo proporcionada es menor del doble de la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de C.12.14.3.2 o de C.12.14.3.4.

C.12.15.5 — Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplen con los requisitos de C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.4 se permiten para barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) o menores si cumplen con C.12.15.5.1. a C.12.15.5.3:

C.12.15.5.1 — Los empalmes deben estar escalonados cuando menos 600 mm.

C.12.15.5.2 — Al calcular las fuerzas de tracción que pueden ser desarrolladas en cada sección, el esfuerzo en el refuerzo empalmado debe tomarse como la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que f_y. El esfuerzo en el refuerzo no empalmado debe tomarse como f_y veces la relación entre la menor longitud anclada más allá de la sección y ℓ_d, pero no mayor que f_y.

C.12.15.5.3 — La fuerza de tracción total que puede ser desarrollada en cada sección debe ser de al menos el doble que la requerida por el análisis, y al menos 140 MPa veces el área total del refuerzo proporcionado.

C.12.15.6 — Los empalmes en elementos de amarre en tracción se deben hacer con un empalme soldado o mecánico completo, de acuerdo con C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.4, y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 750 mm.

C.12.16 — Empalmes de barras corrugadas a compresión

C.12.16.1 — La longitud de un empalme por traslapo en compresión debe ser de $0.071 f_y d_b$, para f_y igual a 420 MPa o menor, o $(0.13 f_y - 24) d_b$ para f_y mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm. Para f'_c menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslapo debe incrementarse en 1/3.

C.12.16.2 — Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslapo debe ser la mayor de ℓ_{dc} de la barra de tamaño mayor, o la longitud del empalme en compresión por traslapo de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar por traslapo barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) con barras de diámetro No. 36 y menores.

C.12.16.3 — Los empalmes soldados o mecánicos usados en compresión deben cumplir con los requisitos de C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.4.

C.12.16.4 — Empalmes a tope

C.12.16.4.1 — En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

C.12.16.4.2 — Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1.5º, y deben ser ajustadas con una tolerancia de 3º respecto al apoyo completo después del ensamble.

C.12.16.4.3 — Los empalmes de tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

C.12.17 — Requisitos especiales de empalmes en columnas

C.12.17.1 — Los empalmes por traslapo, empalmes mecánicos, empalmes soldados a tope, conexiones mecánicas, o empalmes de tope deben usarse, con las limitaciones de C.12.17.2 a C.12.17.4. Los empalmes deben satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

C.12.17.2 — Empalmes por traslapo en columnas

C.12.17.2.1 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de compresión, los empalmes por traslapo deben cumplir con C.12.16.1, C.12.16.2, y cuando sea aplicable C.12.17.2.4 o C.12.17.2.5.

C.12.17.2.2 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de tracción, y no excede $0.5f_y$ en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en cualquier sección, o empalmes por traslapo por tracción de Clase A si la mitad o menos de las barras están empalmadas por traslapo en cualquier sección, y los empalmes por traslapo tomados alternadamente están escalonados una distancia ℓ_d.

C.12.17.2.3 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es mayor que $0.5f_y$ en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B.

C.12.17.2.4 — En elementos sometidos a compresión en que los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslapo tengan un área efectiva no menor que $0.0015hs$, en ambas direcciones, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslapo por 0.83, pero la longitud del empalme por traslapo no debe ser menor que 300 mm. Las ramas del estribo perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

C.12.17.2.5 — En elementos sometidos a compresión con espirales, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslapo de las barras dentro de la espiral por 0.75, pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

C.12.17.3 — Empalmes soldados o mecánicos en columnas

Los empalmes soldados o mecánicos en columnas deben cumplir con los requisitos de C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.4.

C.12.17.4 — Empalmes a tope en columnas

Se permite usar empalmes a tope que cumplan con C.12.16.4 para barras de columnas sometidas a esfuerzos de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en f_y, no menor que $0.25f_y$ veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

C.12.18 — Empalmes de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción

C.12.18.1 — La longitud mínima del empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que la mayor de $1.3\ell_d$ y 200 mm, y la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual no debe ser menor que 50 mm, donde ℓ_d se calcula para desarrollar f_y de acuerdo con C.12.7.

C.12.18.2 — Los empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, sin un alambre transversal dentro de la longitud del empalme por traslapo, se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado.

C.12.18.3 — Cuando se presenta alambre liso, o alambres corrugados de tamaño mayor que MD200 (16 mm de diámetro), en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslapo, o cuando se está empalmando por traslapo un refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con un refuerzo electrosoldado de alambre liso, el refuerzo electrosoldado debe ser empalmado por traslapo de acuerdo con C.12.19.

C.12.19 — Empalmes de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción

La longitud mínima de empalmes por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre liso debe cumplir con C.12.19.1 y C.12.19.2

C.12.19.1 — Donde A_s suministrada es menor que 2 veces la requerida por el análisis en la zona del empalme, la longitud del traslapo, medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que el mayor de un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, $1.5\ell_d$, y 150 mm. ℓ_d se calcularse de acuerdo con 12.8 para desarrollar f_y.

C.12.19.2 — Donde A_s suministrada es por lo menos el doble de la requerida por análisis en la ubicación del empalme, la longitud del traslapo, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que la mayor de $1.5\ell_d$ y 50 mm. ℓ_d debe calcularse de acuerdo con C.12.8 para desarrollar f_y.

Notas:

CAPÍTULO C.13 — SISTEMAS DE LOSA EN UNA Y DOS DIRECCIONES

C.13.1 — Alcance

C.13.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas reforzadas para flexión en una o dos direcciones, con o sin vigas entre apoyos.

C.13.1.2 — En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1, c_2 y ℓ_n deben basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco o descolgado para cortante si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45° con respecto al eje de la columna.

C.13.1.3 — En el Capítulo C.13 se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en una o dos direcciones con aligeramientos permanentes o removibles entre las nervaduras o viguetas, con o sin loseta inferior.

C.13.1.4 — El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con el Capítulo C.13 debe cumplir los requisitos de 9.5.

C.13.1.5 — El sistema de losa cubierto por el alcance de este Capítulo puede estar apoyado sobre vigas o muros cuando se trate de losas en una dirección y sobre columnas, vigas o muros cuando se trate de sistemas en dos direcciones. Si se trata de losas nervadas en dos direcciones soportadas sobre columnas, incluyendo el reticular celulado, se deben formar capiteles o ampliaciones en la zona que rodea las columnas, las cuales deben tener, como mínimo, una dimensión de un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en cada dirección.

C.13.1.6 — Una losa se considera que trabaja en una dirección cuando se presenta una de las condiciones siguientes:

C.13.1.6.1 — Cuando tiene dos bordes libres, sin apoyo vertical, y tiene vigas o muros, en los otros dos bordes opuestos aproximadamente paralelos.

C.13.1.6.2 — Cuando el panel de losa tiene forma aproximadamente rectangular con apoyo vertical en sus cuatro lados, con una relación de la luz larga a la luz corta mayor que 2.

C.13.1.6.3 — Cuando una losa nervada tiene sus nervios principalmente en una dirección.

C.13.1.7 — El análisis de los sistemas de losas puede realizarse por cualquiera de los métodos prescritos en el Capítulo C.8 y por los métodos indicados en el presente Capítulo. Cuando el método de análisis es un método aproximado, no se permite la redistribución de momentos inelásticos de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.8 para sistemas de concreto reforzado y del Capítulo C.18 para sistemas de concreto preesforzado, a menos que se indique explícitamente lo contrario.

C.13.1.8 — Se permite utilizar elementos prefabricados como parte de los sistemas de losas, cumpliendo los requisitos de los Capítulos C.16 y C.17.

C.13.1.9 — Cuando los sistemas de losa se utilicen como parte del sistema de resistencia sísmica, como es el caso de los diafragmas, su diseño debe realizarse cumpliendo los requisitos del presente Capítulo, los requisitos del Capítulo C.21 y los requisitos del Título A.

C.13.1.9 — El uso como sistema principal de resistencia sísmica de los sistemas losa-columna, tanto macizas como nervadas, en los cuales la losa cumple la función de viga debe cumplir los requisitos del Título A del Reglamento, con respecto a las zonas de amenaza sísmica donde se permite y las alturas máximas que pueden tener las edificaciones construidas utilizando este sistema. Para efectos del análisis de sistemas losa-columna ante cargas horizontales se deben utilizar los requisitos dados en el presente Capítulo.

C.13.1.10 — Los sistemas de reticular celulado, se consideran sistema losa-columna aligerados y deben ser diseñados siguiendo los requisitos del presente Capítulo. Sobre estos sistemas obran las mismas limitaciones respecto a su utilización como sistema principal de resistencia sísmica dadas en C.13.1.9.

C.13.1.11 — La construcción con nervaduras debe cumplir todos los requisitos se C.8.13.

C.13.1.12 — Cuando se excede la separación máxima entre viguetas o nervaduras principales de C.8.13, o cuando el mínimo número de nervaduras en la dirección bajo consideración dentro del panel es menor de 4, las nervaduras deben considerarse como elementos aislados y su análisis y diseño no puede regirse por los procedimientos del presente Capítulo. La losa entre nervaduras en este caso debe analizarse diseñarse como una losa en una o dos direcciones, según sea el caso, cumpliendo los requisitos correspondientes.

C.13.2 — Generalidades

C.13.2.1 — Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0.25\ell_2$ ó $0.25\ell_1$, el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hay.

C.13.2.2 — Una franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

C.13.2.3 — Un panel de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

C.13.2.4 — Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

C.13.2.5 — Cuando se usa un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, el ábaco debe:

(a) proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa adyacente, y

(b) extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

13.2.6 — Cuando se use un descolgado para cortante para aumentar la sección crítica de concreto para cortante en una unión losa-columna, el descolgado para cortante debe proyectarse bajo la losa y extenderse una distancia horizontal mínima desde la cara de la columna que sea igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.

C.13.3 — Refuerzo de la losa

C.13.3.1 — El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en C.7.12.2.1.

C.13.3.2 — El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervadas o celulares. El refuerzo de la losa localizado sobre los espacios celulares debe colocarse como se requiere en C.7.12.

C.13.3.3 — El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.

C.13.3.4 — El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.12.

C.13.3.5 — Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje del refuerzo dentro de la losa.

C.13.3.6 — En las esquinas exteriores de las losas apoyadas en muros de borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de α_f mayor de 1.0, debe proporcionarse refuerzo en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con C.13.3.6.1 a C.13.3.6.4.

C.13.3.6.1 —El refuerzo de esquina tanto en la parte superior como en la inferior de la losa debe ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo por unidad de ancho del panel de la losa.

C.13.3.6.2 — Debe suponerse que el momento actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y alrededor de un eje paralelo a la diagonal en la parte inferior de la losa.

C.13.3.6.3 — El refuerzo de esquina debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz más grande.

C.13.3.6.4 — El refuerzo de esquina debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

C.13.3.7 — Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa plana, las dimensiones del ábaco deben cumplir con C.13.2.5. Para calcular el refuerzo requerido para la losa, el espesor del ábaco bajo la losa no debe considerarse mayor a un cuarto de la distancia desde el extremo del ábaco a la cara de la columna o de su capitel.

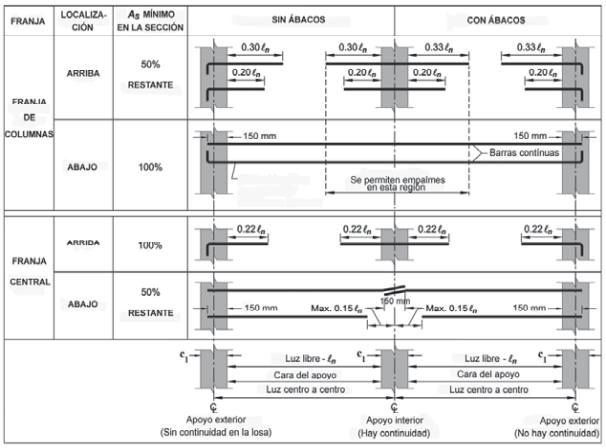


Fig. C.13.3.8 — Extensiones mínimas del refuerzo en losas sin viga. (Véase C.12.11.1 para las extensiones dentro de los apoyos)

C.13.3.8 — Detalles del refuerzo en las losas sin vigas.

C.13.3.8.1 — Además de los otros requisitos de C.13.3, el refuerzo en las losas sin vigas debe tener las extensiones mínimas prescritas en la figura C.13.3.8

C.13.3.8.2 — Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la figura C.13.3.8, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

C.13.3.8.3 — Se permiten las barras dobladas únicamente cuando la relación altura/luz permita el uso de dobleces de 45° o menos.

C.13.3.8.4 — En pórticos donde las losas en dos direcciones actúan como elementos principales del sistema resistente a cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las prescritas por la figura C.13.3.8.

C.13.3.8.5 — Todas las barras o alambres inferiores dentro de la franja de columna en cada dirección, deben ser continuos o estar empalmados con empalmes de tracción Clase B, o con empalmes mecánicos o soldados, que cumplan con C.12.14.3. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la figura C.13.3.8. Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

C.13.3.8.6 — En losas con cabezas de cortante y en la construcción de losas izadas (lift-slab) donde no es práctico pasar las barras inferiores a través de la columna como lo indica C.13.3.8.5, al menos dos barras o alambres inferiores adheridos, en cada dirección, deben pasar a través de las cabezas de cortante o collares de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes Clase A. En columnas exteriores, el refuerzo debe anclarse en las cabezas de cortante o collares de izado.

C.13.4 — Aberturas en los sistemas de losas

C.13.4.1 — Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración C.9.2 y C.9.3, y que se cumplen todas las condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

C.13.4.2 — Como alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en C.13.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas sólo de acuerdo con C.13.4.2.1 a C.13.4.2.4,

C.13.4.2.1 — Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.

C.13.4.2.2 — La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de 1/8 del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por una abertura debe añadirse en los lados de la abertura.

C.13.4.2.3 — La zona común de una franja de columna y una franja central no más de 1/4 del refuerzo en cada franja puede interrumpirse por aberturas. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

C.13.4.2.4 — Deben satisfacerse los requisitos de cortante de C.11.11.6.

C.13.5 — Procedimientos de diseño

C.13.5.1 — Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en C.9.2 y C.9.3, y se cumplen todas las condiciones de funcionamiento incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

C.13.5.1.1 — El diseño para cargas gravitacionales de sistema de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen pórticos ortogonales, se puede hacer mediante el Método de diseño directo de C.13.6 o el Método del Pórtico Equivalente de C.13.7.

C.13.5.1.2 — Para cargas laterales, el análisis de la estructura debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos estructurales.

C.13.5.1.3 — Se permite combinar los resultados del análisis de cargas gravitacionales con los resultados del análisis de cargas laterales.

C.13.5.2 — La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben diseñarse para los momentos mayorados dominantes en cada sección.

C.13.5.3 — Cuando la carga gravitacional, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado debe ser transferida por flexión, de acuerdo con C.13.5.3.2 y C.13.5.3.3.

C.13.5.3.1 — La fracción del momento no balanceado no transmitida por flexión, debe transmitirse por excentricidad de cortante, de acuerdo con C.11.11.7.

C.13.5.3.2 — Una fracción del momento no balanceado dada por $\gamma_f M_u$ debe considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre ejes localizados a una y media veces el espesor de la losa o del ábaco $(1.5h)$ fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel, donde M_u es el momento mayorado transmitido y

$$\gamma_f = \frac{1}{1+(2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \qquad \text{(C.13-1)}$$

C.13.5.3.3 — Para losas no preesforzadas con momentos no balanceados transferidos entre la losa y las columnas, se permite aumentar el valor de γ_f dado en la ecuación (C.13-1) de acuerdo a lo siguiente:

(a) Para columnas de borde con momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde, $\gamma_f = 1.0$ siempre que V_u en el borde de apoyo no exceda de $0.75\phi V_c$, ó en una esquina de apoyo no exceda de $0.5\phi V_c$.

(b) Para momentos no balanceados en apoyos interiores, y para columnas de borde con momentos no balanceados alrededor de un eje perpendicular al borde, se permite que γ_f sea incrementado hasta en 1.25 veces el valor dado en la ecuación (C.13-1), pero no más de $\gamma_f = 1.0$, siempre que el V_u en el apoyo no exceda de $0.4\phi V_c$. La deformación unitaria neta a tracción ε_t calculada para el ancho efectivo de losa, definido en C.13.5.3.2, no debe ser menor de 0.010.

El valor de V_c en las letras (a) y (b) deben calcularse de acuerdo con C.11.11.2.1.

C.13.5.3.4 — El refuerzo sobre la columna debe concentrarse utilizando un espaciamiento más cercano, o por medio de refuerzo adicional, para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en C.13.5.3.2.

C.13.5.4 — El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de cortante y torsión debe estar de acuerdo con el Capítulo C.11.

C.13.5.5 — Análisis aproximado para losas en una dirección

C.13.5.5.1 — Las losas que trabajan en una dirección, macizas o aligeradas, construidas monolíticamente con sus apoyos, pueden analizarse como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa y despreciando el ancho de las vigas y su efecto torsional.

C.13.5.5.2 — Cuando la rigidez torsional de la viga de apoyo extrema, o de los apoyos intermedios influye en la distribución de momentos de la vigueta, debe tomarse en cuenta este efecto. El análisis puede realizarse por cualquiera de los métodos prescritos en el Capítulo C.8, o bien utilizar los valores aproximados de C.13.5.5.3.

C.13.5.5.3 — En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden utilizarse los siguientes momentos y cortantes aproximados en lugar de un método más exacto de análisis, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) Haya dos o más vanos,

(b) Los vanos son aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20 por ciento al menor,

(c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,

(d) La carga viva no mayorada L no exceda en 3 veces la carga muerta no mayorada D, y

(e) Los elementos sean prismáticos.

Para el cálculo de los momentos negativos, ℓ_n se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.

Momento positivo	
Vanos extremos	
El extremo discontinuo no está restringido	$w_u\ell_n^2/11$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$w_u\ell_n^2/14$
Vanos interiores	$w_u\ell_n^2/16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos vanos	$w_u\ell_n^2/9$
Más de dos vanos	$w_u\ell_n^2/10$
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores	$w_u\ell_n^2/11$
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para: Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u\ell_n^2/12$
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos construidos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de borde	$w_u\ell_n^2/24$
Cuando el apoyo es una columna	$w_u\ell_n^2/16$
Cortante en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior	$1.15\,w_u\ell_n/2$
Cortante en la cara de todos los demás apoyos	$w_u\ell_n/2$

C.13.6 — Método de diseño directo

C.13.6.1 — Limitaciones

Se permite que los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de C.13.6.1.1 a C.13.6.1.8, sean diseñados por medio del Método de Diseño Directo.

C.13.6.1.1 — Deben existir un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección.

C.13.6.1.2 — Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2.

C.13.6.1.3 — Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

C.13.6.1.4 — Las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10 por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.

C.13.6.1.5 — Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel. La carga viva no mayorada no debe exceder de 2 veces la carga muerta no mayorada.

C.13.6.1.6 — Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (C.13-2) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \le \frac{\alpha_{f1}\ell_2^2}{\alpha_{f2}\ell_1^2} \le 5.0 \qquad \text{(C.13-2)}$$

donde α_{f1} y α_{f2} se calculan de acuerdo con la ecuación (C.13-3).

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \qquad \text{(C.13-3)}$$

C.13.6.1.7 — La redistribución de momentos, como lo permite 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas por medio del Método de Diseño Directo. Véase C.13.6.7.

C.13.6.1.8 — Se permiten variaciones de las limitaciones de C.13.6.1, siempre que se demuestre por medio de análisis que se satisfacen los requisitos de C.13.5.1.

C.13.6.2 — Momento estático mayorado total del vano

C.13.6.2.1 — El momento estático mayorado total, M_o, para un vano debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paneles adyacentes al eje que une los apoyos.

C.13.6.2.2 — La suma absoluta del momento mayorado positivo y el promedio de los momentos mayorados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{q_u\ell_2\ell_n^2}{8} \qquad \text{(C.13-4)}$$

donde ℓ_n es la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos.

C.13.6.2.3 — Cuando no se tenga la misma luz transversal en los paneles a ambos lados del eje central de los apoyos, ℓ_2 en la ecuación (C.13-4) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

C.13.6.2.4 — Cuando se considere el vano adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del panel debe sustituir a ℓ_2 en la ecuación (C.13-4).

C.13.6.2.5 — La luz libre ℓ_n debe considerarse de cara a cara de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de ℓ_n empleado en la ecuación (C.13-4) no debe ser menor que $0.65\ell_1$. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

C.13.6.3 — Momentos mayorados negativos y positivos

C.13.6.3.1 — Los momentos negativos mayorados deben determinarse en el borde de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

C.13.6.3.2 — En un vano interior, el momento estático total, M_o, debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo mayorado 0.65

Momento positivo mayorado 0.35

C.13.6.3.3 — En un vano final, el momento estático mayorado total, M_o, debe distribuirse como se indica a continuación:

	(1) Borde exterior no restrin-gido	(2) Losa con vigas entre todos los apoyos	(3) Losa sin vigas entre los apoyos interiores: Sin viga de borde	(4) Losa sin vigas entre los apoyos interiores: Con viga de borde	(5) Borde exterior total-mente restrin-gido
Momento negativo mayorado interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo mayorado	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo mayorado exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

C.13.6.3.4 — Las secciones sometidas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos mayorados negativos interiores, determinados para los vanos con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento no balanceado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

C.13.6.3.5 — Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión su parte de los momentos exteriores negativos mayorados.

C.13.6.3.6 — El momento para carga gravitacional a ser transmitido entre la losa y una columna de borde de cuerdo con C.13.5.3.1 debe ser $0.3M_o$.

C.13.6.4 — Momentos mayorados en franjas de columna

C.13.6.4.1 — Las franjas de columna deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones, en porcentaje, del momento negativo mayorado interior:

ℓ_2/ℓ_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) \ge 1.0$	90	75	45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

C.13.6.4.2 — Las franjas de columnas deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones en porcentaje, del momento negativo exterior mayorado:

ℓ_2/ℓ_1		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados, donde β_t se calcula en la ecuación (C.13-5) y C se calcula en (C.13-6).

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \qquad \text{(C.13-5)}$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \qquad \text{(C.13-6)}$$

La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse dividiendo la sección en sectores rectangulares, como se define en C.13.2.4, y sumando los valores de C de cada porción.

C.13.6.4.3 — Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extienden por una distancia igual o mayor que $0.75\ell_2$ utilizada para calcular M_o, los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de ℓ_2.

C.13.6.4.4 — Las franjas de columnas deben diseñarse para resistir las siguientes fracciones, en porcentaje, de los momentos positivos mayorados:

ℓ_2/ℓ_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) = 0$	60	60	60
$(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1) \geq 1.0$	90	75	45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

C.13.6.4.5 — Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

C.13.6.5 — Momentos mayorados en vigas

C.13.6.5.1 — Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir el 85 por ciento de los momentos de la franja de columna si $(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1)$ es igual o mayor que uno.

C.13.6.5.2 — Para valores de $(\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1)$ entre 1.0 y cero, la proporción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 85 y cero por ciento.

C.13.6.5.3 — Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con C.13.6.2.2, C.13.6.5.1 y C.13.6.5.2, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

C.13.6.6 — Momentos mayorados en las franjas centrales

C.13.6.6.1 — La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas deben asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas centrales correspondientes.

C.13.6.6.2 — Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja central.

C.13.6.6.3 — Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

C.13.6.7 — Modificación de los momentos mayorados

Se permite que los momentos mayorados positivos y negativos sean modificados hasta en un 10 por ciento, siempre que el momento estático total para un panel, M_o, en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (C.13-4).

C.13.6.8 — Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas

C.13.6.8.1 — Las vigas con $\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$ igual o mayor que 1.0, deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas mayoradas en áreas aferentes limitadas por líneas a 45º trazadas desde las esquinas del panel y por los ejes centrales de los paneles adyacentes paralelos a los lados largos.

C.13.6.8.2 — Al diseñar vigas con $\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$ menor a 1.0 para resistir cortante, se permite interpolar linealmente suponiendo que la viga no toma carga para $\alpha_{f1} = 0$.

C.13.6.8.3 — Además de los cortantes calculados de acuerdo con C.13.6.8.1 y C.13.6.8.2 todas las vigas deben ser diseñadas para resistir los cortantes producidos por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas.

C.13.6.8.4 — Se permite calcular la resistencia al cortante de la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con C.13.6.8.1 ó C.13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al cortante total que se presente en el panel.

C.13.6.8.5 — La resistencia al cortante debe cumplir con los requisitos del Capítulo C.11.

C.13.6.9 — Momentos mayorados en columnas y muros

C.13.6.9.1 — Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

C.13.6.9.2 — En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento mayorado especificado por la ecuación (C.13-7) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0.07\left[\left(q_{Du} + 0.5q_{Lu}\right)\ell_2\ell_n^2 - q'_{Du}\ell'_2\left(\ell'_n\right)^2\right] \qquad \text{(C.13-7)}$$

Donde q'_{Du}, ℓ'_2 y ℓ'_n se refieren a la luz más corta.

C.13.7 — Método del pórtico equivalente

C.13.7.1 — El diseño de un sistema de losas por medio del Método del Pórtico Equivalente debe basarse en las suposiciones dadas en C.13.7.2 a C.13.7.6, y todas las secciones de losas y elementos de apoyo deben ser diseñadas para los momentos y cortantes así obtenidos.

C.13.7.1.1 — Cuando se utilicen capiteles metálicos en las columnas, se permite tomar en consideración su contribución a la rigidez y a la resistencia a flexión y cortante.

C.13.7.1.2 — Se permite despreciar las deformaciones axiales en las columnas y losas debido a esfuerzos directos, y las deformaciones por cortante.

C.13.7.2 — Pórtico equivalente

C.13.7.2.1 — Debe considerarse que la estructura está constituida por pórticos equivalentes a lo largo de los ejes de columnas longitudinales y transversales a lo largo de toda la estructura.

C.13.7.2.2 — Cada pórtico debe consistir en una fila de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central del panel a cada lado del eje de columnas o apoyos.

C.13.7.2.3 — Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga-losa mediante elementos torsionales (véase C.13.7.5.) transversales a la dirección del vano para el cual se están determinando los momentos, extendiéndose hasta los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la columna.

C.13.7.2.4 — Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central del panel adyacente.

C.13.7.2.5 — Cada pórtico equivalente puede analizarse como un todo. Alternativamente, para cargas gravitacionales, se permite un análisis independiente de cada piso o cubierta con los extremos lejanos de las columnas considerados como empotrados.

C.13.7.2.6 — Cuando las vigas-losa son analizadas separadamente, se permite determinar el momento en un apoyo dado suponiendo que la viga-losa está empotrada en cualquier apoyo distante dos vanos del considerado, siempre que la losa continúe más allá de dicho punto.

C.13.7.3 — Vigas-losa

C.13.7.3.1 — Se permite determinar el momento de inercia del sistema de vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna usando el área bruta de concreto.

C.13.7.3.2 — Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

C.13.7.3.3 — El momento de inercia de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, ménsula o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, ménsula o capitel, dividido por $\left(1 - c_2/\ell_2\right)^2$, donde c_2 y ℓ_2 se miden transversalmente a la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.

C.13.7.4 — Columnas

C.13.7.4.1 — Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área bruta de concreto.

C.13.7.4.2 — Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

C.13.7.4.3 — El momento de inercia de las columnas en el nudo, desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa, debe suponerse infinito.

C.13.7.5 — Elementos torsionales

C.13.7.5.1 — Deben suponerse elementos torsionales (C.13.7.2.3) con una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de (a), (b), y (c):

(a) Una porción de losa que tenga un ancho igual al de la columna, ménsula o capitel, en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos, o

(b) Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, la porción de losa especificada en (a) más la parte de la viga transversal arriba y abajo de la losa y

(c) La viga transversal, como se define en C.13.2.4.

C.13.7.5.2 — Cuando las vigas se unen a las columnas en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos, la rigidez torsional debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia de la losa con la viga y el momento de inercia de la losa sin la viga.

C.13.7.6 — Disposición de la carga viva

C.13.7.6.1 — Cuando se conoce la disposición de la carga, el pórtico equivalente debe analizarse para dicha carga.

C.13.7.6.2 — Cuando la carga viva no mayorada sea variable pero no exceda de 3/4 de la carga muerta no mayorada, o bien la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paneles se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los momentos mayorados máximos en todas las secciones con la carga viva mayorada total actuando en todo el sistema de losa.

C.13.7.6.3 — Para condiciones de carga distintas a las definidas en C.13.7.6.2, se puede suponer que el momento máximo positivo mayorado cerca del centro de la luz del panel ocurre con 3/4 del total de la carga viva mayorada colocada sobre el panel y sobre paneles alternos; y se permite suponer que el momento máximo negativo mayorado de la losa en un apoyo se produce con 3/ 4 del total de la carga viva mayorada colocada solamente en los paneles adyacentes.

C.13.7.6.4 — Los momentos mayorados no deben considerarse menores que los que se presentan con la carga viva total mayorada distribuida en todas los paneles.

C.13.7.7 — Momentos mayorados

C.13.7.7.1 — En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo mayorado (tanto en la franja de columna como en las franjas centrales) se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de $0.175\ell_1$ del centro de la columna.

C.13.7.7.2 — En los apoyos exteriores provistos de ménsulas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo mayorado en el vano perpendicular a un borde, debe considerarse situada a una distancia del borde del elemento de soporte no mayor de 1/2 de la proyección de la ménsula o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo.

C.13.7.7.3 — Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área, con el objeto de localizar la sección crítica para el momento negativo de diseño.

C.13.7.7.4 — Cuando se analicen sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de C.13.6.1 por medio del Método del Pórtico Equivalente, se permite reducir los momentos calculados resultantes en una proporción tal que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos utilizados para el diseño no excedan del valor obtenido con la ecuación (C.13-4).

C.13.7.7.5 — Se permite la distribución de los momentos en las secciones críticas de la franja viga-losa de cada pórtico a las franjas de columna, vigas y franjas centrales de cuerdo con lo establecido en C.13.6.4, C.13.6.5, C.13.6.6. si se cumple con los requisitos de C.13.6.1.6.

C.13.8 — Métodos plásticos de análisis y diseño

C.13.8.1 — Se pueden utilizar métodos plásticos de análisis y diseño de losas en una o dos direcciones. Se reconocen como apropiados el métodos de las líneas de fluencia (método cinemático de frontera superior), y el método de las franjas (método estático de frontera inferior).

C.13.8.1.1 — Se permite el uso del método de las líneas de fluencia o de las franjas en el diseño sólo cuando la deformación unitaria neta a tracción ε_t sea menor de 0.0075.

C.13.8.2 — Al escoger la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en un panel, debe tenerse en cuenta que el panel adyacente sea capaz de resistir el momento negativo así fijado y, además, que los momentos negativos sobre un mismo apoyo provenientes de dos paneles adyacentes sean iguales, a menos que se apliquen los requisitos de C.13.8.3.

C.13.8.3 — Si los momentos negativos sobre un mismo apoyo, calculados de dos paneles adyacentes, resultan diferentes, debe modificarse la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en uno o ambos paneles de tal manera que se logre la igualdad deseada o se pueda absorber la diferencia por torsión del apoyo, de ser ello posible.

C.13.8.3.1 — Cuando la diferencia entre los momentos negativos calculados sobre un mismo apoyo de dos paneles adyacentes sea inferior al 25%, puede tenerse como momento negativo de diseño el promedio de los dos calculados, ajustando correspondientemente los momentos positivos de las dos luces adyacentes en el sentido de la corrección solamente.

C.13.8.4 — Los apoyos deben dimensionarse para la magnitud y forma de las cargas delimitadas por la porción definida de las líneas de fluencia.

C.13.8.5 — Cuando el análisis de la losa se haga por medio del método de líneas de fluencia, todo el refuerzo positivo debe llegar a los apoyos, a menos que el recorte de parte de la armadura haya sido tenido en cuenta en el análisis respectivo.

C.13.9 — Losas en dos direcciones apoyadas sobre muros o vigas rígidas

C.13.9.1 — El procedimiento de la presente sección solo es aplicable a losas cuyos paneles están apoyados en sus cuatro bordes sobre muros o sobre vigas rígidas ante deflexiones verticales.

C.13.9.1.1 — Una viga se considera rígida ante deflexiones verticales, para efectos de la aplicación del presente método, cuando el parámetro α_f es mayor o igual a **2**, o en losas macizas cuando la altura de la viga es mayor o igual a tres veces el espesor de la losa.

C.13.9.1.2 — Cuando se trate de losas nervadas, el mínimo número de nervaduras en cada dirección debe ser mayor o igual a cinco, para poder aplicar el método de esta sección.

C.13.9.2 — Los paneles de losa se dividen, en cada dirección, en franjas de columnas y franjas centrales de acuerdo con lo indicado en C.13.2.1 y C.13.2.2 respectivamente.

C.13.9.3 — En la aplicación del método de la presente sección, cuando el parámetro $\mathbf{m}$ de un panel es menor de 0.5, la losa se puede considerar como una losa en una dirección y puede diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.13.5.5, excepto que el refuerzo negativo paralelo a la luz larga debe ser el correspondiente a un panel con $\mathbf{m = 0.5}$.

C.13.9.4 — En la aplicación del método se consideran dos condiciones de borde para efectos de la rigidez a flexión de la losa en el apoyo de borde:

C.13.9.4.1 — Cuando la viga de apoyo en el borde es suficientemente rígida a torsión, el apoyo puede considerarse equivalente a un apoyo central continuo.

C.13.9.4.2 — Cuando la viga de apoyo en el borde tiene una rigidez torsional despreciable, debe considerarse que la losa tiene un apoyo no continuo. En este último caso el momento negativo de diseño de la losa en el borde debe ser igual a un tercio del momento positivo de diseño.

C.13.9.5 — Las secciones críticas para momento, en cualquiera de las dos direcciones, son las siguientes:

C.13.9.5.1 — Para momentos negativos los bordes de los paneles en las caras de los apoyos.

C.13.9.5.2 — Para momento positivo los centros de los paneles.

C.13.9.6 — Los momentos de diseño en la franja central deben calcularse utilizando las tablas C.13.9-1 a C.13.9-3, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\mathbf{M_{as} = C_{a,j} q_j \ell_{na}^2} \qquad \text{(C.13-8)}$$

$$\mathbf{M_{bs} = C_{b,j} q_j \ell_{nb}^2} \qquad \text{(C.13-9)}$$

donde $\mathbf{q_j}$ corresponde a $\mathbf{q_{Lu}}$, $\mathbf{q_{Du}}$ o $\mathbf{q_u}$ según se indica en cada una de las tablas C.13.9-1 a C.13.9-3.

C.13.9.7 — Los momentos de diseño en la franja de columnas debe reducirse gradualmente de su valor total $\mathbf{M_{as}}$ o $\mathbf{M_{bs}}$ en el límite de la franja central a 1/3 de estos valores en el borde del panel.

C.13.9.8 — Cuando el momento negativo en un lado del apoyo sea menos del 80% del correspondiente al otro lado del apoyo, la diferencia debe distribuirse en proporción a la rigidez a flexión relativa de las losas.

C.13.9.9 — Los esfuerzos cortantes en la losa deben calcularse bajo la suposición de que la carga en el panel se distribuye a los apoyos en la proporción indicada en la tabla C.13.9-4.

C.13.9.10 — Las cargas sobre las vigas de apoyo del panel rectangular en dos direcciones se calculan utilizando las proporciones de carga, para cada una de las direcciones, indicadas en la tabla C.13.9-4. Estas cargas pueden considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre toda la longitud de la viga.

C.13.9.10.1 — En ningún caso la carga sobre la viga que salva la luz corta puede ser menor que la carga aferente de una área de la losa contenida por la viga y dos líneas trazadas a 45° a partir de las esquinas del panel, y la carga equivalente uniformemente repartida sobre la viga debe ser $\mathbf{q_u \ell_{na}/3}$.

TABLA C.13.9-1
COEFICIENTES PARA MOMENTO NEGATIVO EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-8 y C.13-9 se utiliza $\mathbf{q_j = q_u}$)

Relación $\mathbf{m = \frac{\ell_{na}}{\ell_{nb}}}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{a,neg}$		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{a,neg}$		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{a,neg}$		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{a,neg}$		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{a,neg}$		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{a,neg}$		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{a,neg}$		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	$C_{a,neg}$		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{a,neg}$		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{a,neg}$		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Nota: Un borde achurado indica que la losa continúa a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13.9-2
COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA MUERTA EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-8 y C.13-9 se utiliza $\mathbf{q_j = q_{Du}}$)

Relación $\mathbf{m = \frac{\ell_{na}}{\ell_{nb}}}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,D-pos}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,D-pos}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,D-pos}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,D-pos}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,D-pos}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,D-pos}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,D-pos}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,D-pos}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,D-pos}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,D-pos}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,D-pos}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,D-pos}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,D-pos}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,D-pos}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,D-pos}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,D-pos}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,D-pos}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,D-pos}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,D-pos}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,D-pos}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,D-pos}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,D-pos}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Nota: Un borde achurado indica que la losa continúa a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13.9-3
COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA VIVA EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-8 y C.13-9 se utiliza $q_j = q_{L.u}$)

Relación $m = \frac{\ell_{na}}{\ell_{nb}}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,L-pos}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,L-pos}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,L-pos}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,L-pos}$	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,L-pos}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,L-pos}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,L-pos}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,L-pos}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,L-pos}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,L-pos}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,L-pos}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,L-pos}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,L-pos}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,L-pos}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,L-pos}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,L-pos}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,L-pos}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,L-pos}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,L-pos}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,L-pos}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,L-pos}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,L-pos}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Nota: Un borde achurado indica que la losa continúa a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13.9-4
RELACIÓN DE LA CARGA q_u EN LAS DIRECCIONES ℓ_{na} y ℓ_{nb} PARA DETERMINAR EL CORTANTE DE LA LOSA EN EL APOYO Y LA CARGA EN LOS APOYOS

Relación $m = \frac{\ell_{na}}{\ell_{nb}}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	q_a	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	q_b	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	q_a	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	q_b	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	q_a	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	q_b	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	q_a	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	q_b	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	q_a	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	q_b	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	q_a	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	q_b	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	q_a	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	q_b	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	q_a	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	q_b	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	q_a	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	q_b	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	q_a	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	q_b	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	q_a	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	q_b	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Nota: Un borde achurado indica que la losa continúa a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

CAPÍTULO C.14 — MUROS

C.14.1 — Alcance

C.14.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.14 deben aplicarse al diseño de muros sometidos a carga axial, con o sin flexión.

C.14.1.2 — Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo con las disposiciones de diseño por flexión del Capítulo C.10, con un refuerzo horizontal mínimo de acuerdo con C.14.3.3.

C.14.2 — Generalidades

C.14.2.1 — Los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

C.14.2.2 — Los muros sometidos a cargas axiales deben diseñarse de acuerdo con C.14.2, C.14.3 y ya sea C.14.4, C.14.5 ó C.14.8.

C.14.2.3 — El diseño para cortante debe cumplir con lo estipulado en C.11.9.

C.14.2.4 — A menos que se demuestre lo contrario mediante un análisis, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga concentrada, no debe exceder la menor distancia centro a centro de las cargas, ni el ancho de apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

C.14.2.5 — Los elementos en compresión construidos monolíticamente con muros deben cumplir con lo establecido en C.10.8.2.

C.14.2.6 — Los muros deben anclarse a los elementos que los intersectan, como pisos o cubiertas; o a columnas, pilastras, contrafuertes, de otros muros, y zapatas.

C.14.2.7 — Se permite que la cuantía de refuerzo y los límites de espesor exigidos por C.14.3 y C.14.5, sean dispensadas cuando el análisis estructural muestra que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.

C.14.2.8 — La transferencia de fuerzas a la cimentación en la base del muro debe hacerse de acuerdo con C.15.8.

C.14.3 — Refuerzo mínimo

C.14.3.1 — El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de C.14.3.2 y C.14.3.3, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante, de cuerdo con C.11.9.8 y C.11.9.9.

C.14.3.2 — La cuantía mínima para refuerzo vertical ρ_ℓ, es:

(a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) con f_y no menor que 420 MPa, o

(b) 0.0015 para otras barras corrugadas, o

(c) 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).

C.14.3.3 — La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t, es:

(a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) con f_y no menor que 420 MPa, o

(b) 0.0025 para otras barras corrugadas, o

(c) 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).

C.14.3.4 — Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

(a) Una capa consistente en no menos de 1/2, y no más de 2/3 de el refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos de 50 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie exterior.

(b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie interior.

C.14.3.5 — El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro, ni de 450 mm.

C.14.3.6 — El refuerzo vertical no necesita estar confinado por estribos laterales cuando el refuerzo vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de concreto, o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

C.14.3.7 — Alrededor de vanos de ventanas, puertas y aberturas de similar tamaño, además del refuerzo mínimo requerido por C.14.3.1, deben colocarse por lo menos dos barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) en todos los muros que tengan dos capas de refuerzo en ambas direcciones y una barra No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) en los muros que tengan una sola capa de refuerzo en ambas direcciones. Estas barras deben anclarse para desarrollar el f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

C.14.4 — Muros diseñados como elementos en compresión

Con excepción de lo dispuesto en C.14.5, los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y de flexión deben diseñarse como elementos en compresión de acuerdo con las disposiciones de C.10.2, C.10.3, C.10.10, C.10.11, C.10.14, C.14.2 y C.14.3.

C.14.5 — Método empírico de diseño

C.14.5.1 — Se permite que los muros de sección transversal rectangular sin vacíos sean diseñados mediante las disposiciones empíricas de C.14.5, cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro, y se satisfagan los requisitos de C.14.2, C.14.3 y C.14.5.

C.14.5.2 — La resistencia axial de diseño ϕP_n de un muro que satisface las limitaciones de C.14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (C.14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con C.14.4.

$$\phi P_n = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \text{(C.14-1)}$$

donde ϕ corresponde al de secciones controladas por compresión de acuerdo con C.9.3.2.2. y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

(a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior o inferior o ambos) 0.8

(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos 1.0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral 2.0

C.14.5.3 — Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

C.14.5.3.1 — El espesor de muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 100 mm.

C.14.5.3.2 — El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 190 mm.

C.14.6 — Muros no portantes

C.14.6.1 — El espesor de los muros que no sean de carga no debe ser menor de 100 mm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral.

C.14.7 — Muros empleados como vigas de cimentación

C.14.7.1 — Los muros diseñados como vigas de cimentación deben tener el refuerzo superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones de C.10.2 a C.10.7. El diseño por cortante debe cumplir con las disposiciones del Capítulo C.11.

C.14.7.2 — Las zonas expuestas de muros empleadas como vigas de cimentación que sobresalen del nivel del terreno, también deben cumplir con los requisitos de C.14.3.

C.14.8 — Diseño alternativo para muros esbeltos

C.14.8.1 — Cuando la tracción causada por flexión controla el diseño de un muro fuera de su plano, se considera que los requerimientos de C.14.8 satisfacen C.10.10.

C.14.8.2 — Los muros diseñados de cuerdo con las disposiciones de C.14.8 deben cumplir C.14.8.2.1 a C.14.8.2.6.

C.14.8.2.1 — El panel de muro debe diseñarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente, sometido a una carga lateral uniforme fuera del plano (perpendicular al plano), con momentos y deflexiones máximas a media altura.

C.14.8.2.2 — La sección transversal es constante en toda la altura del muro.

C.14.8.2.3 — El muro debe estar controlado por tracción.

C.14.8.2.4 — El refuerzo debe proporcionar un refuerzo de diseño:

$$\phi M_n \geq M_{cr} \qquad (14\text{-}2)$$

donde M_{cr} debe obtenerse usando el módulo de rotura dado en la ecuación (C.9-10).

C.14.8.2.5 — Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al muro por encima de la sección de diseño por flexión deben suponerse distribuidas en un ancho:

(a) Igual al ancho del apoyo, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2 en vertical a 1 en horizontal hacia la sección de diseño; pero

(b) no mayor al espaciamiento de las cargas concentradas; y

(c) sin extenderse más allá de los bordes del muro.

C.14.8.2.6 — El esfuerzo vertical P_u/A_g a media altura del muro no debe exceder $0.06f'_c$.

C.14.8.3 — La resistencia de diseño a momento, ϕM_n, para la combinación de carga axial y flexión a media altura debe cumplir:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad (C.14\text{-}3)$$

donde:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (C.14\text{-}4)$$

M_{ua} es el momento máximo mayorado ubicado a media altura del muro, debido por las cargas laterales y verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$, y Δ_u es:

$$\Delta_u = \frac{5M_{ua}\ell_c^2}{(0.75)48E_cI_{cr}} \qquad (C.14 - 5)$$

M_u debe obtenerse por iteración de las deflexiones, o con la ecuación (C.14-6)

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u\ell_c^2}{(0.75)48E_cI_{cr}}} \qquad (C.14 - 6)$$

donde:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \qquad (C.14\text{-}7)$$

y el valor de E_s/E_c no debe tomarse menor que 6.

C.14.8.4 — La deflexión máxima fuera del plano, Δ_s, debida a las cargas de servicio, incluyendo el efecto $P\Delta$, no debe exceder $\ell_c/150$. Si M_a, momento máximo a media altura del muro debido a las cargas laterales y verticales excéntricas, en servicio, incluyendo los efectos $P\Delta$, excede de $(2/3)M_{cr}$, Δ_s debe calcularse con la ecuación (C.14-8):

$$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_u - (2/3)M_{cr})}(\Delta_u - (2/3)\Delta_{cr}) \qquad (C.14\text{-}8)$$

Si M_a, no excede de $(2/3)M_{cr}$, Δ_s debe calcularse con la ecuación (C.14-9):

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr} \qquad (C.14\text{-}9)$$

donde:

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_cI_g} \qquad (C.14\text{-}10)$$

$$\Delta_u = \frac{5M_u\ell_c^2}{48E_cI_{cr}} \qquad (C.14\text{-}11)$$

I_{cr} debe calcularse con la ecuación (14-7) y M_a debe obtenerse por iteración de las deflexiones.

CAPÍTULO C.15 — CIMENTACIONES

C.15.1 — Alcance

C.15.1.1 - Las disposiciones del Capítulo C.15 deben usarse en el diseño de zapatas aisladas y, cuando sean aplicables, a zapatas combinadas, zapatas sobre pilotes, losas de cimentación, pilotes, cajones de cimentación (caissons), muros y estructuras de contención y vigas de amarre de la cimentación.

C.15.1.2 — En C.15.10 se indican los requisitos adicionales para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación, en C.15.11 pilotes y cajones de cimentación, en C.15.12 muros y estructuras de contención y en C.15.13 vigas de amarre de la cimentación.

C.15.2 — Cargas y reacciones

C.15.2.1 — Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este Reglamento y conforme a lo dispuesto en el Capítulo C.15.

C.15.2.2 — El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

C.15.2.3 — El cálculo de los momentos y esfuerzos de cortante para zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el centro del mismo.

C.15.3 — Zapatas que soportan columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortantes, y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

C.15.4 — Momentos en zapatas

C.15.4.1 — El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

C.15.4.2 — El momento máximo mayorado, M_u, para una zapata aislada debe calcularse en la forma prescrita en C.15.4.1, para las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

(a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto.
(b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.
(c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la platina de base de acero, para zapatas que soporten una columna con platina de acero de base.

C.15.4.3 — En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

C.15.4.4 — En zapatas rectangulares en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse como se indica en 15.4.4.1 y 15.4.4.2.

C.15.4.4.1 — El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

C.15.4.4.2 — Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1-\gamma_s)A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (15\text{-}1)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

C.15.5 — Cortante en zapatas

C.15.5.1 — La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en C.11.11.

C.15.5.2 — La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con el Capítulo C.11 debe medirse desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas que soporten una columna o un pedestal con platina de acero de base, la sección crítica debe medirse a partir del punto definido en C.15.4.2(c).

C.15.5.3 — Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4. Otros cabezales de pilotes deben cumplir ya sea con el Apéndice C-A, o ambos C.11.11, y C.15.5.4. Si se usa el Apéndice C-A, la resistencia a la compresión efectiva del concreto de los puntales, f_{ce}, debe determinarse usando C-A.3.2.2(b).

C.15.5.4 — El cálculo del cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con C.15.5.4.1, C.15.5.4.2 y C.15.5.4.3.

C.15.5.4.1 — Se debe considerar que la reacción total de todo pilote con su centro localizado a $d_{pile}/2$ o más hacia el lado de afuera de la sección produce cortante en dicha sección.

C.15.5.4.2 — Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $d_{pile}/2$ o más hacia el lado interior de una sección no produce cortante en dicha sección.

C.15.5.4.3 — Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $d_{pile}/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $d_{pile}/2$ hacia adentro de la sección.

C.15.6 — Desarrollo del refuerzo en zapatas

C.15.6.1 — El desarrollo del refuerzo en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el Capítulo C.12.

C.15.6.2 — La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

C.15.6.3 — Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos definidos en C.15.4.2 para el momento máximo mayorado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de refuerzo. Véase también C.12.10.6.

C.15.7 — Altura mínima de las zapatas

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

C.15.8 — Transmisión de fuerzas en la base de columnas, muros o pedestales reforzados

C.15.8.1 — Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse al pedestal de apoyo o a la zapata a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo, pasadores (dowels), y conectores mecánicos.

C.15.8.1.1 — El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cualquiera de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en C.10.14.

C.15.8.1.2 — El refuerzo, los pasadores (dowels) o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

(a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.
(b) Cualquier fuerza de tracción calculada a través de la interfaz.

Además, el refuerzo, las barras de traspaso o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de C.15.8.2 ó C.15.8.3.

C.15.8.1.3 — Cuando los momentos calculados se transmiten al pedestal o a la zapata, el refuerzo, los pasadores (dowels) o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de C.12.17.

C.15.8.1.4 — Las fuerzas laterales deben transmitirse al pedestal o a la zapata de acuerdo con las disposiciones de cortante por fricción de C.11.6, o mediante otros medios apropiados.

C.15.8.2 — En estructuras construidas en obra, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer C.15.8.1, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro del pedestal de apoyo o de las zapatas, o mediante pasadores (dowels).

C.15.8.2.1 — Para columnas y pedestales construidos en obra, el área de refuerzo a través de la interfaz no debe ser menor de $\mathbf{0.005\,A_g}$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.

C.15.8.2.2 — Para muros construidos en obra, el área del refuerzo a través de la interfaz no debe ser menor que el refuerzo mínimo vertical señalado en C.14.3.2.

C.15.8.2.3 — En las zapatas, se permite el empalme por traslapo de las barras longitudinales de diámetro No. 43 y No. 57, sólo en compresión, con pasadores (dowels) para proporcionar el refuerzo requerido para satisfacer lo estipulado en C.15.8.1. Los pasadores (dowels) no deben ser mayores que barras No. 36 y deben extenderse dentro del elemento soportado por una distancia no menor que el mayor de ℓ_{dc}, de barras No. 43 y No. 57, y la longitud de empalme por traslapo para compresión de los pasadores (dowels), la que sea mayor, y dentro de la zapata por una distancia no menor que ℓ_{dc} de los pasadores.

C.15.8.2.4 — Cuando se proporciona una conexión que permita giro (articulada) en estructuras construidas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en C.15.8.1 y C.15.8.3.

C.15.8.3 — En construcciones prefabricadas, se permite usar pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en C.15.8.1. Los pernos de anclaje deben diseñarse de cuerdo con el Apéndice C-D.

C.15.8.3.1 — La conexión entre columnas prefabricadas o pedestales y los elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de C.16.5.1.3(a).

C.15.8.3.2 — La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de C.16.5.1.3(b) y (c).

C.15.8.3.3 — Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del concreto que los circunda. Los pernos de anclaje deben diseñarse de cuerdo con el Apéndice C-D.

C.15.9 — Zapatas inclinadas o escalonadas

C.15.9.1 — En las zapatas con pendiente o escalonadas el ángulo de la pendiente, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección. (Véase también C.12.10.6)

C.15.9.2 — Las zapatas con pendiente o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar tal comportamiento.

C.15.10 — Zapatas combinadas y losas de cimentación

C.15.10.1 — Las zapatas que soporten más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas y losas de cimentación) deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este Reglamento.

C.15.10.2 — El Método Directo de Diseño del Capítulo C.13 no debe utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

C.15.10.3 — La distribución del esfuerzo del terreno bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe estar de acuerdo con las propiedades del suelo y la estructura, y con principios establecidos de mecánica de suelos.

C.15.10.4 — El acero de refuerzo mínimo en losas de cimentación no preesforzadas debe cumplir con los requisitos de C.7.12.2 en cada dirección principal. El espaciamiento máximo no debe exceder 450 mm.

C.15.11 — Pilotes y cajones de cimentación

C.15.11.1 — Alcance – Los requisitos que se presentan en esta sección corresponden a los requerimientos mínimos por razones estructurales de pilotes y cajones de cimentación de concreto, incluyendo pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio con camisa de acero, pilotes prebarrenados y cajones de cimentación excavados manual y mecánicamente. Las armaduras mínimas prescritas en la presente sección no cubren los efectos de impacto por hincado, ni las solicitaciones derivadas de empujes laterales y efectos sísmicos sobre los pilotes y cajones de cimentación, los cuales deben ser definidos por el estudio geotécnico de acuerdo con lo establecido en el Título H.

C.15.11.2 — Anclaje del refuerzo – El refuerzo longitudinal de los pilotes y cajones de cimentación debe anclarse en la zapata o dado, como mínimo, una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción, sin reducción por refuerzo en exceso, definida en el Capítulo C.12.

C.15.11.3 — Esfuerzos axiales máximos – Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados en su base, son los siguientes:

(a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado):

$$\mathbf{D+L \le 0.25 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-2)}$$

$$\mathbf{1.2D+1.6L \le 0.35 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-3)}$$

(b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$\mathbf{D+L+0.7E \le 0.33 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-4)}$$

$$\mathbf{1.2D+1.0L+1.0E \le 0.35 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-5)}$$

(c) Esfuerzos de tracción causados por los efectos sísmicos, cuando hay levantamiento (en este caso el pilote debe armarse en toda su longitud, a menos que el estudio geotécnico defina una longitud menor):

$$\mathbf{-1.0D+E \le 0.9 f_y A_{st}} \qquad \textbf{(C.15-6)}$$

C.15.11.4 — Esfuerzos de flexión – Cuando el pilote pueda verse sometido a momentos flectores debidos a empujes laterales o a efectos sísmicos, la determinación de los momentos de diseño debe realizarse de acuerdo con las recomendaciones del estudio geotécnico tal como lo indica el Título H. El diseño a flexión del pilote debe realizarse de acuerdo con los requisitos del presente Título C.

TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (*DMI*) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (*DES*) y moderada (*DMO*) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Nota: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o cajón, deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

C.15.11.5 — Cuantías mínimas y longitudes mínimas de armado – A menos que se requiera un mayor refuerzo de acuerdo con lo indicado en los Artículos C.15.11.3 y C.15.11.4, deben utilizarse las siguientes cuantías y longitudes mínimas de armado:

C.15.11.5.1 — *Pilotes y cajones de cimentación vaciados in-situ* – En los pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio, deben tenerse todas las precauciones para evitar que haya estrangulamientos causados por derrumbes internos dentro del pilote en el momento de vaciar el concreto. Las cuantías mínimas, longitudinales y transversales para pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio son las dadas en la Tabla C.15.11-1.

C.15.11.5.2 — *Pilotes con camisa de acero* – Los mismos requisitos que para pilotes y cajones de cimentación vaciados in-situ. Una camisa de acero, de calibre N° 14 (14 gauge) o mayor, del tipo de espiral electrosoldada, puede considerarse que reemplaza el efecto de confinamiento de los estribos; siempre y cuando se garantice la protección contra la corrosión de la camisa de acero.

C.15.11.5.3 — *Tubería rellena de concreto* – Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en la parte superior del pilote por una distancia igual al doble de la longitud de anclaje requerida para el refuerzo. Deben colocarse los estribos necesarios para garantizar que el refuerzo permanece en su sitio durante el vaciado del concreto.

C.15.11.5.4 — *Pilotes prefabricados de concreto reforzado* – Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en toda la longitud del pilote. Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con un diámetro de barra mínimo Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal en el resto del pilote. Debe verificarse que el refuerzo mínimo anterior

sea suficiente para garantizar la integridad del pilote durante el proceso de hincado, y aumentarlo en caso que se requiera una mayor cantidad. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser $\mathbf{f'_c = 21}$ MPa. En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) debe colocarse una espiral con una cuantía mínima $\boldsymbol{\rho_s \ge 0.006}$, en vez de los estribos indicados anteriormente.

C.15.11.5.5 — *Pilotes prefabricados de concreto preesforzado* – Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con un diámetro de barra mínimo Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote. La conexión a la zapata o dado, debe hacerse por medio de barras adicionales. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser $\mathbf{f'_c = 28}$ MPa.

C.15.11.5.6 — *Pilotes de perfil laminado de acero* – En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*), la conexión con la zapata o dado de cimentación debe ser capaz de resistir una fuerza de tracción igual al 10 por ciento de la capacidad a compresión del pilote.

C.15.12 — Muros y estructuras de contención

C.15.12.1 — Los muros y elementos de contención de concreto reforzado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos apropiados del presente Título C del Reglamento NSR-10. Los empujes, presiones activas y pasivas del suelo, empujes inducidos por los movimientos sísmicos, y los demás parámetros requeridos para el dimensionamiento de las estructuras de contención deben ser definidos en el estudio geotécnico, de acuerdo con lo prescrito en el Título H.

C.15.12.2 — Cuando los muros y elementos de contención están conectados o le dan apoyo al sistema de resistencia sísmica de la edificación, las conexiones entre el sistema de contención y el sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos apropiados del Título A y deben tomarse todas las precauciones para que los elementos de contención tengan un comportamiento compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

C.15.13 — Vigas de amarre de la cimentación

C.15.13.1 — Fuerzas de diseño – En el diseño de las vigas de amarre de cimentación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) Los de A.3.6.4.2 con respecto a las fuerzas axiales que debe resistir la viga de amarre por efectos sísmicos,
(b) Las recomendaciones que al respecto contenga el estudio geotécnico, y
(c) Las del Título H del Reglamento.

C.15.13.3 — Dimensiones mínimas – Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

C.15.13.3.1 — Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida por 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).

C.15.13.2 — Refuerzo longitudinal – Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar f_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final.

C.15.13.4 — Refuerzo transversal – Deben colocarse estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 300 mm. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

CAPÍTULO C.16 — CONCRETO PREFABRICADO

C.16.1 — Alcance

C.16.1.1 — Todas las disposiciones del Reglamento NSR-10 que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del Capítulo C.16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de concreto.

C.16.2 — Generalidades

C.16.2.1 — El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

C.16.2.2 — Cuando se incorporen elementos prefabricados a un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan dentro y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

C.16.2.3 — Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los elementos de interconexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias.

C.16.2.4 — Adicionalmente a los requisitos para planos y especificaciones de 1.2, debe incluirse (a) y (b) siguientes ya sea en los documentos contractuales o en los planos de taller:

(a) Detallado del refuerzo, insertos y dispositivos de izaje necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.

(b) Resistencia del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas.

C.16.3 — Distribución de fuerzas entre elementos

C.16.3.1 — La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

C.16.3.2 — Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse C.16.3.2.1 y C.16.3.2.2.

C.16.3.2.1 — La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua a través tanto de las conexiones como de los elementos.

C.16.3.2.2 — Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua de acero o refuerzo.

C.16.4 — Diseño de los elementos

C.16.4.1 — En losas de piso o cubierta en una dirección y en paneles de muros prefabricados preesforzados, con anchos menores de 3.7 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de refuerzo por retracción y temperatura de 7.12 en la dirección normal al refuerzo por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren el refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión.

C.16.4.2 — En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 10 ó 14 excepto que el área de refuerzo vertical y horizontal debe, cada una, no ser menor de

$0.001\,A_g$, donde A_g es el área bruta del muro. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 5 veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 450 mm para muros exteriores.

C.16.5 — Integridad estructural

C.16.5.1 — Excepto cuando controlen las disposiciones de C.16.5.2, deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de C.16.5.1.1 a C.16.5.1.4 en todas las estructuras prefabricadas:

C.16.5.1.1 — Los amarres longitudinales y transversales requeridos por C.7.13.3 deben conectar los elementos a un sistema resistente a cargas laterales.

C.16.5.1.2 — Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de cubierta o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener un resistencia nominal a la tracción no menor que 4.4 kN por metro lineal.

C.16.5.1.3 — Los requisitos de amarres verticales de tracción de C.7.13.3 se deben aplicar a todos los elementos estructurales verticales, excepto enchapes de fachada, y se deben lograr especificando conexiones en las juntas horizontales de acuerdo con (a) a (c):

(a) Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a $1.4A_g$ en N. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 44 kN por amarre.

(c) Cuando las fuerzas de diseño no generen tracción en la base, se permite que los amarres requeridos por C.16.5.1.3(b) sean ancladas en una losa sobre el terreno de concreto apropiadamente reforzado.

C.16.5.1.4 — No se deben usar detalles de conexión que dependan solamente en la fricción causada por las cargas gravitacionales.

C.16.5.2 — En estructuras con muros portantes de concreto prefabricado que tengan tres o más pisos de altura, deben aplicarse las disposiciones mínimas de C.16.5.2.1 a C.16.5.2.5.

C.16.5.2.1 — En sistemas de piso y cubierta se deben especificar amarres transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal de 22 kN por metro de ancho o largo. Los amarres deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Los amarres deben estar ubicados en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o cubierta.

C.16.5.2.2 — Los amarres longitudinales paralelos a los vanos de las losas de piso o cubierta deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.

C.16.5.2.3 — Los amarres transversales perpendiculares a los vanos de las losas de piso o cubierta deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de carga.

C.16.5.2.4 — Los amarres alrededor del perímetro de cada piso o cubierta, dentro de 1.2 m del borde, debe proporcionar una resistencia nominal a tracción no menor a 71 kN.

C.16.5.2.5 — Deben proporcionarse amarres verticales de tracción en todos los muros, y deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Deben, además, proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 44 kN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.

C.16.6 — Diseño de conexiones y apoyos

C.16.6.1 — Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, afinado de piso reforzado, o combinación de estos métodos.

C.16.6.1.1 — La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio del análisis o de ensayos. Cuando el cortante sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones de C.11.6.

C.16.6.1.2 — Cuando se diseña una conexión usando materiales con diferentes propiedades estructurales, deben considerarse sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.

C.16.6.2 — Los apoyos de elementos prefabricados de cubierta o piso en apoyos simples deben satisfacer C.16.6.2.1 y C.16.6.2.2.

C.16.6.2.1 — El esfuerzo de aplastamiento admisible en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de apoyo intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de cualquiera de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del concreto se da en C.10.17.

C.16.6.2.2 — A menos que se muestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado, debe cumplirse con (a) y (b):

(a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $\ell_n/180$, pero no menos que:

Para losas sólidas o alveolares (hollow-core) ..... 50 mm
Para vigas o elementos en forma de T alargada ..... 75 mm

(b) Las almohadillas de soporte en bordes no reforzados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

C.16.6.2.3 — Los requisitos de C.12.11.1 no se aplican al refuerzo para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicho refuerzo debe extenderse hasta el centro del apoyo, tomando en consideración las tolerancias permitidas en C.7.5.2.2 y C.16.2.3.

C.16.7 — Elementos embebidos después de la colocación del concreto

C.16.7.1 — Cuando lo apruebe el profesional facultado para diseñar, se permite que los elementos embebidos (como espigos – dowels – o insertos) que sobresalgan del concreto o que queden expuestos para inspección sean embebidos mientras el concreto está plástico, siempre que se cumpla con C.16.7.1.1, C.16.7.1.2 y C.16.7.1.3.

C.16.7.1.1 — No se requiera que los elementos embebidos sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.

C.16.7.1.2 — Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto está plástico.

C.16.7.1.3 — El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

C.16.8 — Marcas de identificación

C.16.8.1 — Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.

C.16.8.2 — Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

C.16.9 — Manejo

C.16.9.1 — El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que ocurren durante el curado, desencofrado, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no sufran sobreesfuerzos o se dañen en forma alguna.

C.16.9.2 — Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

C.16.10 — Evaluación de la resistencia de estructuras prefabricadas

C.16.10.1 — Se permite que un elemento prefabricado que se transforma en uno compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con C.16.10.1.1 y C.16.10.1.2.

C.16.10.1.1 — Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no es crítica la compresión o el pandeo.

C.16.10.1.2 — La carga de prueba debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por C.20.3.2.

C.16.10.2 — Las disposiciones de C.20.5 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

CAPÍTULO 17 — ELEMENTOS COMPUESTOS CONCRETO-CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN

C.17.1 — Alcance

C.17.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.17 deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de concreto sometidos a flexión, definidos como elementos prefabricados de concreto y/o fabricados en obra, construidos en etapas diferentes pero interconectados de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

C.17.1.2 — Todas las disposiciones del Título C del Reglamento NSR-10 se aplican a los elementos compuestos sometidos a flexión, excepto en lo modificado explícitamente en el Capítulo C.17.

C.17.2 — Generalidades

C.17.2.1 — Se permite usar elementos compuestos en su totalidad o partes de ellos, para resistir cortante y momento

C.17.2.2 — Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas críticas de carga.

C.17.2.3 — Si la resistencia especificada, la densidad u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

C.17.2.4 — En el cálculo de la resistencia de elementos compuestos no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

17.2.5 — Todos los elementos deben diseñarse para resistir las cargas introducidas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

C.17.2.6 — Se debe diseñar el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.

C.17.2.7 — Los elementos compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deflexiones dados en C.9.5.5.

C.17.3 — Apuntalamiento

Donde se emplee el apuntalamiento, éste no debe retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas, y limitar las defecciones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

C.17.4 — Resistencia al cortante vertical

C.17.4.1 — Donde se considere que el cortante vertical es resistido por todo el elemento compuesto, se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.11, como si se tratara de un elemento de la misma sección transversal construido monolíticamente.

C.17.4.2 — El refuerzo para cortante debe estar totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en C.12.13.

C.17.4.3 — Se permite considerar el refuerzo para cortante, anclado y prolongado, como estribos para tomar el cortante horizontal.

C.17.5 — Resistencia al cortante horizontal

C.17.5.1 — En un elemento compuesto, debe asegurarse la transmisión completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

C.17.5.2 — En los requisitos de 17.5, $\mathbf{d}$ debe tomarse como la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $\mathbf{0.8h}$ para elementos de concreto preesforzado.

C.17.5.3 — A menos que se calcule de acuerdo con C.17.5.4, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal debe basarse en:

$$\mathbf{V_u = \phi V_{nh}} \qquad \text{(C.17-1)}$$

donde $\mathbf{V_{nh}}$ es la resistencia nominal al cortante horizontal de acuerdo con C.17.5.3.1 a C.17.5.3.4.

C.17.5.3.1 — Donde las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al cortante $\mathbf{V_{nh}}$ no debe tomarse mayor a $\mathbf{0.55 b_v d}$.

C.17.5.3.2 — Donde se proporciona el mínimo de estribos de acuerdo con C.17.6 y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, pero no se han hecho rugosas intencionalmente, $\mathbf{V_{nh}}$ no debe tomarse mayor a $\mathbf{0.55 b_v d}$.

C.17.5.3.3 — Donde se proporciona el mínimo de estribos de acuerdo con C.17.6 y las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente con una amplitud aproximada de 6 mm, $\mathbf{V_{nh}}$ debe tomarse igual a $\mathbf{\left(1.8 + 0.6\rho_v f_y\right)\lambda b_v d}$, pero no mayor que $\mathbf{3.5 b_v d}$. Deben usarse los valores de $\boldsymbol{\lambda}$ indicados en 11.6.4.3 y $\boldsymbol{\rho_v}$ es $\mathbf{A_v/\left(b_v s\right)}$.

C.17.5.3.4 — Donde $\mathbf{V_u}$ en la sección bajo consideración excede $\boldsymbol{\phi}\mathbf{\left(3.5 b_v d\right)}$, el diseño por cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con C.11.6.4.

C.17.5.4 — Como alternativa a C.17.5.3, el cortante horizontal debe determinarse calculando la variación real de la fuerza de comprensión o de tracción en cualquier segmento, y deben tomarse medidas para transferir esa fuerza como cortante horizontal al elemento soportante. La fuerza cortante horizontal mayorada no debe exceder la resistencia a cortante $\mathbf{\phi V_{nh}}$ como se indica en C.17.5.3.1 a C.17.5.3.4, dónde el área de la superficie de contacto debe sustituir a $\mathbf{b_v d}$.

C.17.5.4.1 — Donde los estribos proporcionados para resistir el cortante horizontal se diseñan para satisfacer C.17.5.4, la relación entre el área de los estribos y el espaciamiento a lo largo del elemento debe reflejar aproximadamente la distribución del esfuerzo de cortante en el elemento.

C.17.5.5 — Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, sólo se permite la transmisión de cortante por contacto cuando se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con C.17.6.

C.17.6 — Estribos para cortante horizontal

C.17.6.1 — Donde se colocan estribos para transferir el cortante horizontal, el área de los estribos no debe ser menor que la requerida por C.11.4.6.3, y su espaciamiento no debe exceder de 4 veces la dimensión menor del elemento soportado, ni 600 mm.

C.17.6.2 — Los estribos que resisten el cortante horizontal deben consistir en barras individuales o alambre, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de refuerzo electrosoldado de alambre.

C.17.6.3 — Todos los estribos deben anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con C.12.13.

CAPÍTULO C.18 — CONCRETO PREESFORZADO

C.18.1 — Alcance

C.18.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.18 se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras que cumplan con los requisitos para aceros de preesforzado de C.3.5.5.

C.18.1.2 — Todas las disposiciones del Título C del Reglamento NSR-10 no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del Capítulo C.18, deben considerare aplicables al concreto preesforzado.

C.18.1.3 — Las siguientes disposiciones de este Título C del Reglamento NSR-10 no deben aplicarse al concreto preesforzado excepto cuando esté específicamente señalado: C.6.4.4, C.7.6.5, C.8.12.2, C.8.12.3, C.8.12.4, C.8.13, C.10.5, C.10.6, C.10.9.1 y C.10.9.2; Capítulo C.13; y secciones C.14.3, C.14.5 y C.14.6, salvo que se puedan aplicar algunas secciones de C.10.6 como se indica en C.18.4.4.

C.18.2 — Generalidades

C.18.2.1 — Los elementos preesforzados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en este Título C del Reglamento NSR-10.

C.18.2.2 — El diseño de elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.

C.18.2.3 — En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesforzado.

C.18.2.4 — Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre estructuras adyacentes producidos por deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones provocados por el preesforzado. También deben incluirse los efectos debido a cambios de temperatura y a retracción.

C.18.2.5 — Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el concreto y el acero de preesforzado estén en contacto intermitente en un ducto de mayor tamaño del necesario, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.

C.18.2.6 — Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos abiertos.

C.18.3 — Suposiciones de diseño

C.18.3.1 — El diseño por resistencia de elementos preesforzados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de C.10.2, excepto que C.10.2.4 se debe aplicar únicamente al refuerzo que cumpla con lo señalado en C.3.5.3.

C.18.3.2 — Para el estudio de los esfuerzos en transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones de C.18.3.2.1 y C.18.3.2.2.

C.18.3.2.1 — Las deformaciones unitarias varían linealmente con la altura en todas las etapas de carga.

C.18.3.2.2 — En las secciones fisuradas el concreto no resiste tracción.

C.18.3.3 — Los elementos preesforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C en función de $\mathbf{f_t}$, correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio, de la siguiente forma:

(a) Clase U: $\mathbf{f_t \le 0.62\sqrt{f'_c}}$

(b) Clase T: $\mathbf{0.62\sqrt{f'_c} < f_t \le 1.0\sqrt{f'_c}}$

(c) Clase C: $\mathbf{f_t > 1.0\sqrt{f'_c}}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $\mathbf{f_t \le 0.50\sqrt{f'_c}}$

C.18.3.4 — Para los elementos sometidos a flexión Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada. Para los elementos sometidos a flexión de la Clase C, los esfuerzos para cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

C.18.3.5 — Las deflexiones de los elementos preesforzados sometidos a flexión deben ser calculadas de acuerdo con C.9.5.4.

C.18.4 — Requisitos de funcionamiento — Elementos sometidos a flexión

C.18.4.1 — Esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo).

(a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en (b), no debe exceder ..... $\mathbf{0.60 f'_{ci}}$

(b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder ..... $\mathbf{0.70 f'_{ci}}$

(c) Donde los esfuerzos de tracción calculados, $\mathbf{f_t}$, excedan de $\mathbf{0.5\sqrt{f'_c}}$ en los extremos de elementos simplemente apoyados, ó $\mathbf{0.25\sqrt{f'_c}}$ en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.

C.18.4.2 — Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) no deben exceder los siguientes valores:

(a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas permanentes en el tiempo ..... $\mathbf{0.45 f'_c}$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y a todas las cargas ..... $\mathbf{0.60 f'_c}$

C.18.4.3 — Se pueden exceder los esfuerzos admisibles del concreto, indicados en C.18.4.1 y C.18.4.2 si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

C.18.4.4 — Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase C no sometidos a fatiga o a una exposición agresiva, el espaciamiento del refuerzo adherido más cercano al borde más alejado en tracción no debe exceder el valor dado en C.10.6.4.

Para estructuras sometidas a fatiga o expuestas a medios corrosivos, se necesitan investigaciones y precauciones especiales.

C.18.4.4.1 — Los requisitos de espaciamiento deben ser cumplidos para el refuerzo no preesforzado y para los tendones adheridos. El espaciamiento de los tendones adheridos no debe exceder los 2/3 del espaciamiento máximo permitido para refuerzos no preesforzados.

Cuando se usa tanto el refuerzo normal como los tendones de preesforzado adheridos para cumplir con los requisitos de espaciamiento, el espacio entre una barra y un tendón no debe exceder los 5/6 del permitido por C.10.6.4. Véase también C.18.4.4.3.

C.18.4.4.2 — Al aplicar la ecuación (C.10-4) a los tendones de preesforzado, Δf_{ps} debe sustituir a f_s, donde Δf_{ps} debe tomarse como el esfuerzo calculado en el acero de preesforzado debido a cargas de servicio en un análisis con sección fisurada menos el esfuerzo de descompresión f_{dc}. Puede considerarse f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado f_{se}. Véase también C.18.4.4.3.

C.18.4.4.3 — Al aplicar al ecuación (C.10-4) a tendones de preesforzado, la magnitud de Δf_{ps} no debe exceder los 250 MPa. Cuando Δf_{ps} es menor o igual a 140 MPa, los requisitos de espaciamiento de C.18.4.4.1 y C.18.4.4.2 no se aplican.

C.18.4.4.4 — Cuando h en una viga exceda de 900 mm, el área de refuerzo longitudinal de superficie compuesto de refuerzo o tendones adheridos, debe proporcionarse de acuerdo con los requisitos de C.10.6.7.

C.18.5 — Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado

C.18.5.1 — Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

(a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado ..... $0.94f_{py}$
pero no mayor que el mínimo entre $0.80f_{pu}$ y el máximo valor recomendado
por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.

(b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo ..... $0.82f_{py}$
pero no mayor que $0.74f_{pu}$

(c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de transferencia ..... $0.70f_{pu}$

C.18.6 — Pérdidas de preesfuerzo

C.18.6.1 — Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, f_{se}, deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado.

(a) Asentamiento del acero de preesforzado durante la transferencia;

(b) Acortamiento elástico del concreto;

(c) Flujo plástico del concreto;

(d) Retracción del concreto;

(e) Relajación de esfuerzo en el acero de preesforzado;

(f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

C.18.6.2 — Pérdidas por fricción en los tendones de postensado

C.18.6.2.1 — P_{px}, la fuerza en los tendones de postensado a una distancia ℓ_{px} del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad \text{(C.18-1)}$$

Cuando $(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ no es mayor que 0.3, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj}\left(1 + K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px}\right)^{-1} \quad \text{(C.18-2)}$$

C.18.6.2.2 — Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por desviación accidental K y por curvatura μ_p determinados experimentalmente, y deben verificarse durante las operaciones de tensionamiento del tendón.

C.18.6.2.3 — En los planos de diseño se deben colocar los valores de K y μ_p empleados en el diseño.

C.18.6.3 — Cuando exista pérdida de preesforzado en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dicha pérdida de preesforzado debe tenerse en cuenta en el diseño.

C.18.7 — Resistencia a flexión

C.18.7.1 — La resistencia a flexión de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de este Título C del Reglamento NSR-10. Para el acero de preesforzado, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

C.18.7.2 — Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps}, siempre que f_{se} no sea menor que $0.50f_{pu}$.

(a) Para elementos con tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{py}\left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right) \quad \text{(C.18-3)}$$

donde ω es $\rho f_y / f'_c$, ω' es $\rho' f_y / f'_c$, y γ_p es 0.55 para f_{py}/f_{pu} no menor de 0.80; 0.40 para f_{py}/f_{pu} no menor de 0.85, y 0.28 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.90.

Cuando se tiene en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (C.18-3) el término:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$$

debe tomarse no menor de 0.17 y d' no debe ser mayor de $0.15d_p$.

(b) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz-altura de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad \text{(C.18-4)}$$

pero f_{ps} en la ecuación (C.18-4), no debe tomarse mayor que el menor de f_{py} y $(f_{se} + 420)$.

(c) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz-altura mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad \text{(C.18-5)}$$

pero f_{ps} en la ecuación (C.18-5) no debe tomarse mayor que el menor de f_{py} y $(f_{se} + 210)$.

C.18.7.3 — Puede considerarse que el refuerzo no preesforzado que cumple con C.3.5.3, en caso de utilizarse simultáneamente con acero de preesforzado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a la flexión con un esfuerzo igual a f_y. Se permite incluir otros refuerzos no preesforzados en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

C.18.8 — Límites del refuerzo en elementos sometidos a flexión

C.18.8.1 — Las secciones de concreto preesforzado deben clasificarse como secciones controladas por tracción, de transición o controladas por compresión, de acuerdo con C.10.3.3 y C.10.3.4. Se deben usar los factores adecuados de reducción de resistencia, ϕ, de C.9.3.2.

C.18.8.2 — La cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado en elementos con refuerzo preesforzado adherido, debe ser la necesaria para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con base en el módulo de rotura f_r especificado en C.9.5.2.3. Se permite omitir esta disposición para elementos sometidos a flexión con resistencia a cortante y flexión de al menos el doble de lo exigido en C.9.2.

C.18.8.3 — Parte o todo el refuerzo adherido consistente en barras o tendones debe colocarse lo más cerca posible de la cara en tracción en los elementos preesforzados sometidos a flexión. En elementos preesforzados con tendones no adheridos, el refuerzo mínimo adherido consistente en barras o tendones debe cumplir con los requisitos de C.18.9.

C.18.9 — Refuerzo mínimo adherido

C.18.9.1 — En todos los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido, tal como se requiere en C.18.9.2 y C.18.9.3.

C.18.9.2 — Con excepción de lo dispuesto en C.18.9.3, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad \text{(C.18-6)}$$

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la cara de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

C.18.9.2.1 — El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-6) debe estar distribuido de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

C.18.9.2.2 — El refuerzo adherido se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzo bajo carga de servicio.

C.18.9.3 — En sistemas de losas planas en dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido en C.18.9.3.1, C.18.9.3.2 y C.18.9.3.3.

C.18.9.3.1 — No se debe requerir refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde f_t, el esfuerzo de tracción en la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, (después de considerar todas las pérdidas de preesforzado) no excede $0.17\sqrt{f'_c}$.

C.18.9.3.2 — En zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0.17\sqrt{f'_c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad \text{(C.18-7)}$$

donde el valor de f_y usado en el ecuación (C.18-7) no debe exceder de 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

C.18.9.3.3 — En zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido, A_s, en la parte superior de la losa en cada dirección debe calcularse mediante:

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad \text{(C.18-8)}$$

donde A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga-losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en la columna en una losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido por la ecuación (C.18-8) debe distribuirse entre líneas que están $1.5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de 300 mm.

C.18.9.4 — La longitud mínima del refuerzo adherido requerido en C.18.9.2 y C.18.9.3 debe ser la indicada en C.18.9.4.1, C.18.9.4.2 y C.18.9.4.3.

C.18.9.4.1 — En zonas de momento positivo, la longitud mínima del refuerzo adherido debe ser 1/3 de la luz libre, ℓ_n, y estar centrada en la zona de momento positivo.

C.18.9.4.2 — En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe prolongarse 1/6 de la luz libre, ℓ_n, a cada lado del apoyo.

C.18.9.4.3 — Cuando se dispone refuerzo adherido para contribuir a ϕM_n de acuerdo con C.18.7.3, o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con C.18.9.3.2, la longitud mínima debe cumplir también con las disposiciones del Capítulo C.12.

C.18.10 — Estructuras estáticamente indeterminadas

C.18.10.1 — Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

C.18.10.2 — El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variaciones de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

C.18.10.3 — Los momentos que se utilizan para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado (con un factor de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño mayoradas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica C.18.10.4.

C.18.10.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos preesforzados a flexión

C.18.10.4.1 — Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con C.18.9, se permite disminuir los momentos negativos o positivos calculados por medio de la teoría elástica para cualquier tipo de carga, según C.8.4.

C.18.10.4.2 — El momento reducido debe utilizarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las demás secciones de los vanos. Se debe mantener el equilibrio estático después del a redistribución de momentos para cada disposición de carga.

C.18.11 — Elementos a compresión — Carga axial y flexión combinadas

C.18.11.1 — Los elementos de concreto preesforzado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben diseñarse de acuerdo con los métodos de diseño por resistencia de este Título C del Reglamento NSR-10 para elementos no preesforzados. Deben incluirse los efectos de

preesforzado, retracción, flujo plástico y cambio de temperatura.

C.18.11.2 — Límites del refuerzo en elementos preesforzados sometidos a compresión

C.18.11.2.1 — Los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido solamente a la fuerza de preesforzado efectivo menor que 1.6 MPa deben contar con un refuerzo mínimo de acuerdo con C.7.10, C.10.9.1 y C.10.9.2 para columnas, o con C.14.3 para muros.

C.18.11.2.2 — Excepto en el caso de muros, los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o superior a 1.6 MPa deben tener todos los tendones rodeados por espirales o estribos laterales, de acuerdo con (a) a (d):

(a) Las espirales deben cumplir con lo indicado en C.7.10.4.

(b) Los estribos laterales deben ser por lo menos No. 10, o formarse con refuerzo electrosoldado de alambre de área equivalente, y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la barra o del alambre, ni la menor dimensión del elemento a compresión.

(c) Los estribos deben localizarse verticalmente, por encima el borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento de estribo requerido, y deben distribuirse, tal como se especifica aquí, hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento por debajo del refuerzo horizontal inferior de los elementos apoyados localizados encima.

(d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, se permite terminar los estribos a no más de 75 mm por debajo del refuerzo inferior de dichas vigas o ménsulas.

C.18.11.2.3 — Para muros con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado igual o mayor que 1.6 MPa, los requisitos mínimos de refuerzo de C.14.3 pueden obviarse cuando el análisis estructural demuestre una resistencia y estabilidad adecuadas.

C.18.12 — Sistemas de losas

C.18.12.1 — Los momentos y cortantes mayorados en sistemas de losas preesforzadas, reforzadas a flexión en más de una dirección, deben determinarse de acuerdo con las disposiciones de C.13.7 (excluyendo lo mencionado en C.13.7.7.4 y C.13.7.7.5) o mediante procedimientos de diseño más elaborados.

C.18.12.2 — El ϕM_n en losas preesforzadas exigido por C.9.3 para cada sección debe ser mayor o igual a M_u teniendo en cuenta C.9.2, C.18.10.3 y C.18.10.4. El ϕV_n de losas preesforzadas exigido por C.9.3 en la zona aledaña a las columnas debe ser mayor o igual a V_u teniendo en cuenta C.9.2, C.11.1, C.11.11.2 y C.11.11.6.2.

C.18.12.3 — En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores enumerados en C.18.10.2.

C.18.12.4 — Para cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones o grupos de tendones en al menos una dirección no debe exceder el menor de 8 veces el espesor de la losa ni 1.5 m. El espaciamiento de los tendones debe proveer un preesforzado promedio mínimo efectivo de 0.9 MPa sobre la sección de losa aferente al

tendón o grupo de tendones. Para losas con variación de la sección transversal a lo largo del vano de la losa, ya sea paralelo o perpendicular al tendón o grupo de tendones, se requiere un preesforzado promedio mínimo efectivo de 0.9 MPa en cada sección transversal de losa aferente al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano. Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en la losas al determinar el espaciamiento de los tendones.

C.18.12.5 — En losas con tendones no adheridos debe proporcionarse refuerzo adherido de acuerdo con C.18.9.3 y C.18.9.4.

C.18.12.6 — Excepto lo permitido en C.18.12.7, en losas con tendones no adheridos, se debe proporcionar torones postensados de siete alambres, con un mínimo de 2 torones de 12.7 mm de diámetro o más, en cada dirección en las columnas, ya sea pasando a través de o anclados dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna. Por fuera de las caras exteriores de la columna y descolgado para cortante, estos dos tendones de integridad estructural, deben pasar bajo cualquier tendón ortogonal en los vanos adyacentes. Donde se anclen los dos tendones de integridad estructural, dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, el anclaje debe colocarse fuera del centroide de la columna y lejos del vano anclado.

C.18.12.7 — Se permiten losas pretensionadas que no cumplan con C.18.12.6 siempre que contengan refuerzo inferior en cada dirección, que pase dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y están anclados en los apoyos exteriores como lo exige C.13.3.8.5. El área de refuerzo inferior en cada dirección no debe ser menor de 1.5 veces la requerida por la ecuación (C.10-3) y no menor de $2.1 b_w d / f_y$, donde b_w es el ancho de la cara de la columna a través de la cual pasa el refuerzo. La extensión mínima de estas barras más allá de la cara de la columna o del descolgado para cortante debe ser igual o mayor a la longitud de desarrollo de la barra, según C.12.2.1.

C.18.12.8 — En losas izadas, el refuerzo inferior de anclaje debe detallarse de acuerdo con C.13.3.8.6.

C.18.13 — Zona de anclaje de tendones postensados

C.18.13.1 — Zona de anclaje

La zona de anclaje se debe considerar como compuesta de dos sectores:

(a) La zona local es el prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y cualquier refuerzo de confinamiento.

(b) La zona general que es la zona de anclaje tal como se define en C.2.2 e incluye la zona local.

C.18.13.2 — Zona local

C.18.13.2.1 — El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza mayorada de preesforzado, P_{pu}, y en los requisitos de C.9.2.5 y C.9.3.2.5.

C.18.13.2.2 — Debe proporcionarse refuerzo a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

C.18.13.2.3 — Los requisitos para la zona local de C.18.13.2.2 se satisfacen con C.18.14.1 ó C.18.15.1 y C.18.15.2.

C.18.13.3 — Zona general

C.18.13.3.1 — El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza mayorada de preesforzado, P_{pu}, y en los requisitos de C.9.2.5 y C.9.3.2.5.

C.18.13.3.2 — Se debe proporcionar refuerzo en la zona general donde se requiera para resistir el estallido, descascaramiento y las fuerzas longitudinales de tracción en el borde inducidas por los dispositivos de anclaje. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos en la sección.

C.18.13.3.3 — Los requisitos para la zona general establecidos en C.18.13.3.2 se consideran satisfechos por C.18.13.4, C.18.13.5, C.18.13.6 y cuando sea aplicable lo indicado en C.18.14.2, ó C.18.14.3, ó C.18.15.3.

C.18.13.4 — Resistencia nominal de los materiales

C.18.13.4.1 — El esfuerzo a tracción del refuerzo adherido a la resistencia nominal está limitado a f_y para el refuerzo no preesforzado y a f_{py} para el refuerzo preesforzado. El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido preesforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps} = f_{se} + 70$.

C.18.13.4.2 — Salvo el caso de concreto confinado dentro de espirales o estribos cerrados de confinamiento que proporcionen confinamiento equivalente al indicado por la ecuación (C.10-5), la resistencia nominal a compresión del concreto en la zona general debe limitarse a $0.7\lambda f'_{ci}$.

C.18.13.4.3 — La resistencia a compresión del concreto en el momento de postensar, f'_{ci}, debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados para compensar la menor resistencia a compresión o que el acero esté esforzado a no más del 50 por ciento de la fuerza final del preesforzado, el acero de preesforzado no debe tensarse hasta que la resistencia a la compresión del concreto medida en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 28 MPa para torones de varios alambres o de a lo menos 17 MPa para los tendones de un torón o para barras.

C.18.13.5 — Métodos de diseño

C.18.13.5.1 — Para el diseño de zonas generales se permiten los siguientes métodos, siempre que los procedimientos específicos usados den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance:

(a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos "puntal - tensor");

(b) Análisis lineal de esfuerzos (incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente); o

(c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

C.18.13.5.2 — No deben usarse las ecuaciones simplificadas en los casos en que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en la trayectoria de las fuerzas, en donde la distancia mínima al borde sea menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección, o en donde se usen dispositivos múltiples de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo compacto.

C.18.13.5.3 — La secuencia de tensionamiento debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.

C.18.13.5.4 — Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño y deben analizarse usando procedimientos tridimensionales o ser aproximados considerando la suma de los efectos en dos planos ortogonales.

C.18.13.5.5 — Para los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe proporcionarse refuerzo adherido para transferir, al menos, $0.35P_{pu}$ a la sección de concreto que queda detrás del anclaje. Tal refuerzo debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente desarrollada tanto por detrás como adelante de los dispositivos de anclaje.

C.18.13.5.6 — Cuando los tendones son curvados en la zona general, excepto para tendones de un alambre o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar refuerzo adherido con el objeto de resistir las fuerzas radiales y de hendimiento.

C.18.13.5.7 — Excepto para tendones de un torón o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje con una resistencia nominal a la tracción igual al 2 por ciento de cada fuerza de preesforzado mayorada con el objeto de evitar el descascaramiento.

C.18.13.5.8 — Debe obviarse la resistencia a la tracción del concreto al calcular el refuerzo requerido.

C.18.13.6 — Requisitos de detallado

La elección de los tamaños de refuerzo, espaciamientos, recubrimiento, y otros detalles para las zonas de anclaje debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación del refuerzo, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del concreto.

C.18.14 — Diseño de las zonas de anclaje para tendones de un alambre o barras de 16 mm de diámetro

C.18.14.1 — Diseño de la zona local

Los dispositivos de anclaje de un solo tendón o barras de 16 mm o menos de diámetro y el refuerzo de una zona local deben cumplir con los requisitos establecidos en ACI 423.7 o con los requisitos para dispositivos especiales de anclaje indicados en C.18.15.2.

C.18.14.2 — Diseño de la zona general para tendones de losa

C.18.14.2.1 — Para los dispositivos de anclaje para torones de 13 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo que cumpla con los requisitos de C.18.14.2.2 y C.18.14.2.3, a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en C.18.13.5 demuestre que tal refuerzo no es necesario.

C.18.14.2.2 — Se deben disponer dos barras horizontales no menores de No. 13 paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $h/2$ adelante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, a lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.

C.18.14.2.3 — Si el espaciamiento, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n+1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos No. 10, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con los extremos extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos deben colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje.

C.18.14.2.4 — Para dispositivos de anclaje que no se ajusten a lo indicado en C.18.14.2.1, el refuerzo mínimo debe basarse en un análisis detallado que cumpla con los requisitos de C.18.13.5.

C.18.14.3 — Diseño de la zona general para grupos de tendones de un alambre en vigas principales y secundarias.

El diseño de la zona general para los grupos de tendones de un alambre en vigas principales y secundarias debe cumplir con los requisitos de C.18.13.3 a la C.18.13.5.

C.18.15 — Diseño de las zonas de anclaje para tendones de varios torones

C.18.15.1 — Diseño de la zona local

Los dispositivos básicos de anclaje para varios torones y el refuerzo de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en "Standard Specification for Highway Bridges" División I, artículos C.9.21.7.2.2 al C.9.21.7.2.4.

Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" División I, artículo C.9.21.7.3 y descrito en AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" División II, artículo C.10.3.2.3.

C.18.15.2 — Uso de dispositivos especiales de anclaje

Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje se debe proporcionar refuerzo de superficie suplementario en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además del refuerzo de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje. Este refuerzo suplementario debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier refuerzo de superficie suplementario usado en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.

C.18.15.3 — Diseño de la zona general

El diseño de la zona general para los tendones de varios torones debe cumplir con los requisitos establecidos en C.18.13.3 a C.18.13.5.

C.18.16 — Protección contra la corrosión de tendones de preesforzado no adheridos

C.18.16.1 — Los aceros de preesforzado no adheridos deben estar encapsulados en un ducto de postensado. El acero de preesforzado deben quedar completamente recubierto y el ducto postensado alrededor del acero de preesforzado debe llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

C.18.16.2 — El ducto postensado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

C.18.16.3 — Para aplicaciones en ambientes corrosivos, el ducto postensado debe estar conectado a todos los anclajes ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos, de manera impermeable.

C.18.16.4 — Los tendones no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en la publicación de ACI 423.7.

C.18.17 — Ductos para postensado

C.18.17.1 — Los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el concreto, acero de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

C.18.17.2 — Los ductos para tendones inyectados de un solo alambre o torones de una barra deben tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de preesforzado.

C.18.17.3 — Los ductos para alambres, torones o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior a lo menos igual a dos veces el área transversal del acero de preesforzado.

C.18.17.4 — Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con mortero de inyección quedan expuestos a temperaturas bajo el punto de congelamiento antes de la inyección del mortero de inyección.

C.18.18 — Mortero de inyección para tendones adheridos

C.18.18.1 — El mortero de inyección debe consistir en cemento portland y agua o en cemento portland, arena y agua.

C.18.18.2 — Los materiales para el mortero de inyección deben cumplir con lo especificado en C.18.18.2.1 a C.18.18.2.4.

C.18.18.2.1 — El cemento pórtland debe cumplir con los requisitos de C.3.2.

C.18.18.2.2 — El agua debe cumplir con los requisitos de C.3.4.

C.18.18.2.3 — Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de ASTM C144, excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

C.18.18.2.4 — Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en C.3.6 de los cuales se sepa que no producen efectos perjudiciales en el mortero de inyección, acero u concreto. No debe emplearse cloruro de calcio.

C.18.18.3 — Dosificación del mortero de inyección

C.18.18.3.1 — La dosificación del mortero de inyección debe basarse en una de las siguientes condiciones; (a) o (b):

(a) Los resultados de ensayos de mortero de inyección fresco y endurecido realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o

(b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.

C.18.18.3.2 — El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación del mortero de inyección.

C.18.18.3.3 — El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado del mortero de inyección; sin embargo, la relación agua cemento no debe exceder de 0.45 en peso.

C.18.18.3.4 — No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando ésta haya disminuido por demora en el uso del mortero de inyección.

C.18.18.4 — Mezclado y bombeo del mortero de inyección

C.18.18.4.1 — El mortero de inyección debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar el mezclado y agitación mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales, debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos.

C.18.18.4.2 — La temperatura de los elementos en el momento de inyección del mortero de inyección debe estar por encima de 2 ºC y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm fabricados con el mismo mortero de inyección y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 5.5 MPa.

C.18.18.4.3 — La temperatura del mortero de inyección no debe ser superior a 32ºC durante el mezclado y el bombeo.

C.18.19 — Protección del acero de preesforzado

Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

C.18.20 — Aplicación y medición de la fuerza de preesfuerzo

C.18.20.1 — La fuerza de preesforzado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

(a) La medición de la elongación del acero. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga–elongación para el acero de preesforzado usado;

(b) La medición de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre los métodos (a) y (b) que exceda del 5 por ciento en los elementos pretensados o de un 7 por ciento para las construcciones postensadas.

C.18.20.2 — Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben predeterminarse con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados.

C.18.20.3 — Los tramos largos de torones pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el concreto.

C.18.20.4 — La pérdida total de preesforzado debida al acero de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2 por ciento del preesforzado total.

C.18.21 — Anclajes y conectores para postensado

C.18.21.1 — Los anclajes y conectores para tendones adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95 por ciento de f_{pu} cuando se ensayen bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos los anclajes y conectores deben ser colocados de manera que f_{pu} se desarrolle al 100 por ciento en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado esté adherido al elemento.

C.18.21.2 — Los conectores deben colocarse en las zonas aprobadas por el profesional facultado para diseñar y ser alojadas en cajas lo suficientemente largas como para permitir los movimientos necesarios.

C.18.21.3 — En el caso de elementos no adheridos sometidos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores.

C.18.21.4 — Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

C.18.22 — Postensado externo

C.18.22.1 — Se permite que los tendones de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto se deben usar los métodos de diseño por resistencia y condiciones de servicio indicados en este Título C del Reglamento NSR-10.

C.18.22.2 — Al calcular la resistencia a flexión se considerarán los tendones externos como tendones no adheridos a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los tendones externos a la sección de concreto en toda su longitud.

C.18.22.3 — Los tendones externos deben acoplarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los tendones y el controide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

C.18.22.4 — Los tendones externos y las regiones de anclaje deben estar protegidas contra la corrosión y los detalles del sistema de protección deben estar indicados en los planos o en las especificaciones del proyecto.

NOTAS

CAPÍTULO C.19 — CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS

C.19.1 — Alcance y definiciones

C.19.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.19 se deben aplicar a cáscaras delgadas y losas plegadas de concreto, incluyendo nervaduras y elementos de borde.

C.19.1.2 — Todas las disposiciones de este Título C del Reglamento NSR-10 que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones del Capítulo C.19, deben aplicarse a cáscaras delgadas.

C.19.1.3 — *Cáscaras delgadas (Thin shells)* — Estructuras espaciales tridimensionales, hechas de una o más losas curvas o losas plegadas, cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su comportamiento tridimensional frente a la carga, determinado por la geometría de sus formas, por la manera en que están apoyadas y por la naturaleza de la carga aplicada.

C.19.1.4 — *Losas plegadas (Folded plates)* — Una clase especial de estructuras de cáscaras, formadas por losas planas y delgadas unidas a lo largo de sus bordes para crear estructuras espaciales tridimensionales.

C.19.1.5 — *Cáscaras nervadas (Ribbed shells)* — Estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de ciertas líneas nervadas preferidas, con el área entre nervaduras cubierta por losas delgadas o abierta.

C.19.1.6 — *Elementos auxiliares (Auxiliary members)* — Nervaduras o vigas de borde que sirven para dar rigidez, reforzar, y apoyar la cáscara. Por lo general, los elementos auxiliares actúan conjuntamente con la cáscara.

C.19.1.7 — *Análisis elástico (Elastic analysis)* — Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, la compatibilidad de las deformaciones y en el supuesto de comportamiento elástico, y que representa con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

C.19.1.8 — *Análisis inelástico (Inelastic analysis)* — Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, relaciones esfuerzo-deformación no lineales para el concreto y el refuerzo, la consideración de la fisuración y de los efectos dependientes del tiempo y la compatibilidad de las deformaciones. El análisis debe representar con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara, junto con sus elementos auxiliares.

C.19.1.9 — *Análisis experimental (Experimental analysis)* — Procedimiento de análisis basado en la medición de deformaciones de la estructura o de su modelo; el análisis experimental se basa ya sea en el comportamiento elástico o en el comportamiento inelástico.

C.19.2 — Análisis y diseño

C.19.2.1 — El comportamiento elástico puede ser una base aceptada para determinar fuerzas internas y desplazamientos en cáscaras delgadas. Se puede establecer este comportamiento mediante cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se supone que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. Se puede suponer el coeficiente de Poisson del concreto igual a cero.

C.19.2.2 — Se pueden emplear análisis inelásticos cuando se pueda demostrar que estos métodos proporcionan una base segura para el diseño.

C.19.2.3 — Se deben hacer verificaciones del equilibrio de resistencias internas y cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.

C.19.2.4 — Se pueden emplear procedimientos experimentales o análisis numéricos cuando se demuestre que dichos procedimientos proporcionan una base segura para el diseño.

C.19.2.5 — Se permiten los métodos aproximados de análisis cuando se pueda demostrar que dichos métodos proporcionan una base segura para el diseño.

C.19.2.6 — En cáscaras preesforzadas el análisis debe considerar también el comportamiento bajo cargas inducidas durante el preesforzado, bajo la carga de fisuración, y bajo cargas mayoradas. Cuando los tendones cambian de dirección y no están colocados en un mismo plano dentro de la cáscara, el diseño debe tener en cuenta las componentes de la fuerza resultantes sobre la cáscara causados porque el perfil del tendón no esté situado en un solo plano.

C.19.2.7 — El espesor de una cáscara y su refuerzo deben diseñarse para la resistencia y funcionamiento requerido, empleando ya sea el método de diseño por resistencia de C.8.1.1 o el método alternativo de diseño de C.8.1.2.

C.19.2.8 — Debe investigarse la inestabilidad de la cáscara y debe mostrarse en el diseño que ha sido evitada.

C.19.2.9 — Los elementos auxiliares deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones aplicables de este Título C del Reglamento NSR-10. Se puede suponer que una porción de la cáscara igual al ancho del ala, según lo especificado en C.8.12, actúa con el elemento auxiliar. En dichas partes de la cáscara el refuerzo perpendicular al elemento auxiliar debe ser al menos igual a la establecida en C.8.12.5 para el ala de una viga T.

C.19.2.10 — El diseño por resistencia de losas que hacen parte de cáscaras para esfuerzos de membrana y flexión debe estar basado en la distribución de esfuerzos y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.

C.19.2.11 — En una región en la cual se ha previsto fisuración en la membrana, la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las fisuras debe tomarse como $0.4f'_c$.

C.19.3 — Resistencia de diseño de los materiales

C.19.3.1 — La resistencia especificada a la compresión del concreto f'_c a 28 días no debe ser menor de 21 MPa.

C.19.3.2 — La resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no preesforzado f_y no debe exceder de 420 MPa.

C.19.4 — Refuerzo de la cáscara

C.19.4.1 — El refuerzo de la cáscara se debe proporcionar para resistir los esfuerzos de tracción provocados por las fuerzas internas de la membrana, para resistir la tracción producida por los momentos de flexión y de torsión, para controlar la fisuración por retracción y temperatura y para actuar como refuerzo especial en los bordes de la cáscara, en los puntos de aplicación de la carga y en las aberturas de la cáscara.

C.19.4.2 — El refuerzo por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de esfuerzos internos en esa dirección.

Alternativamente, el refuerzo para los esfuerzos de membrana en la losa puede calcularse como el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de tracción axial más las fuerzas de tracción debidas al cortante por fricción necesario para transferir el cortante a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción, μ, no debe exceder lo especificado en C.11.6.4.3.

C.19.4.3 — El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones ortogonales, no debe ser menor que el refuerzo de losa por retracción o temperatura requerida por C.7.12.

C.19.4.4 — El refuerzo por cortante y momento flector alrededor de ejes en el plano de la losa de la cáscara, deben calcularse de acuerdo con los Capítulos C.10, C.11 y C.13.

C.19.4.5 — El área de refuerzo por tracción de la cáscara debe ser limitada de manera que el refuerzo debe fluir antes de que tenga lugar el aplastamiento del concreto en compresión o el pandeo de la cáscara.

C.19.4.6 — En regiones de gran tracción, el refuerzo debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de las fuerzas principales de tracción de membrana. Cuando esta medida no resulte práctica, se puede colocar el refuerzo de membrana en dos o más direcciones para las componentes.

C.19.4.7 — Si la dirección del refuerzo varía más de 10º de la dirección de la fuerza principal de tracción de membrana, debe revisarse la cantidad de refuerzo respecto a la fisuración a nivel de carga de servicio.

C.19.4.8 — Cuando la magnitud del esfuerzo principal de tracción de membrana dentro de la cáscara varía significativamente dentro del área de la superficie de la cáscara, se puede concentrar el refuerzo que resise la tracción total en las regiones de mayor esfuerzo de tracción, cuando se pueda demostrar que esto proporciona una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo de la cáscara en cualquier porción de la zona de tracción no debe ser menor de 0.0035, basada en el espesor total de la cáscara.

C.19.4.9 — El refuerzo requerido para resistir momentos de flexión de la cáscara debe diseñarse con la debida consideración a la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere refuerzo de cáscara sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aunque el análisis no indique reversión de los momentos de flexión.

C.19.4.10 — El refuerzo de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 450 mm, ni más de 5 veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo principal de tracción de membrana sobre el área total de concreto, debido a cargas mayoradas, excede de $0.33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de 3 veces el espesor de la cáscara.

C.19.4.11 — El refuerzo de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser $1.2\ell_d$, pero no menor de 450 mm.

C.19.4.12 — Las longitudes de desarrollo de los empalmes del refuerzo de la cáscara deben regirse por las disposiciones del Capítulo C.12, excepto que la longitud mínima de empalme por traslapo de barras en tracción debe ser 1.2 veces el valor requerido en el Capítulo C.12, pero no menor de 450 mm. El número de empalmes en el refuerzo principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Donde los empalmes sean necesarios, se deben escalonar al menos ℓ_d, con no más de un tercio del refuerzo empalmado en cualquier sección.

C.19.5 – Construcción

C.19.5.1 — Cuando el descimbrado se basa en un módulo de elasticidad del concreto específico, debido a consideraciones de estabilidad o deformación, el valor del módulo de elasticidad, E_c, usado se debe determinar mediante ensayos de flexión de viguetas curadas en obra. El profesional facultado para diseñar debe especificar el número de probetas, las dimensiones de las viguetas y los procedimientos de ensayo.

C.19.5.2 — Los documentos del contrato debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se debe tomar las medidas correctivas necesarias para asegurar un comportamiento seguro.

Notas:

CAPÍTULO C.20 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C.20.1 — Evaluación de la resistencia — Generalidades

C.20.1.1 — Si existen dudas respecto acerca de si una parte o toda una estructura cumple los requisitos de seguridad del Título C del Reglamento NSR-10, debe realizarse una evaluación de resistencia de acuerdo con lo requerido por el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.

C.20.1.2 — Si el efecto de una deficiencia en la resistencia se entiende bien y es posible medir las dimensiones y propiedades de los materiales que se requieren para llevar a cabo un análisis, es suficiente una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con C.20.2.

C.20.1.3 — En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien entendidas o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades del material a través de mediciones, se requiere una prueba de carga en el caso que la estructura se vaya a mantener en servicio.

C.20.1.4 — Si la duda respecto a una parte o a toda una estructura involucra deterioro, y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado. Si el profesional facultado para diseñar lo considera necesario, deben realizarse reevaluaciones periódicas.

C.20.2 — Determinación de las dimensiones y propiedades de los materiales

C.20.2.1 — Deben establecerse las dimensiones de los elementos en las secciones críticas

C.20.2.2 — La ubicación y tamaño de las barras de refuerzo, refuerzo electrosoldado de alambre, o tendones deben determinarse a través de mediciones. Se puede basar la ubicación del refuerzo en los planos disponibles si se realizan verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos.

C.20.2.3 — Si se requiere, la resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos de cilindros de la construcción original o ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda. Para evaluar la resistencia de una estructura existente, se pueden usar los datos de los ensayos de cilindros o núcleos para calcular un f'_c equivalente. El método para obtener y ensayar los núcleos debe estar de acuerdo con la NTC 3658 (ASTM C42M).

C.20.2.4 — Si se requiere, la resistencia del refuerzo o del acero de preesforzado debe basarse en ensayos de tracción de nuestras representativas del material de la estructura en cuestión.

C.20.2.5 — Si las dimensiones y propiedades del material requeridas se determinan a través de mediciones o ensayos, y si los cálculos se pueden realizar de acuerdo con C.20.1.2, se puede incrementar el valor de ϕ con respecto a los valores dados en C.9.3, pero ϕ no puede ser mayor a:

Secciones controladas por tracción, como se define en C.10.3.4	1.0
Secciones controladas por compresión como se define en C.10.3.3:	
Elementos con espiral que cumplan con C.10.9.3	0.9
Otros elementos reforzados	0.8
Cortante y/o torsión	0.8
Aplastamiento del concreto	0.8

C.20.3 — Procedimiento para la prueba de carga

C.20.3.1 — Disposición de la carga

El número y disposición de vanos o paneles cargados debe seleccionarse para maximizar las deflexiones y esfuerzos en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia esté en duda. Debe usarse más de un patrón de carga si un patrón único no produce simultáneamente valores máximos de los efectos (tal como deflexión, rotaciones o esfuerzos) necesarios para demostrar la idoneidad de la estructura.

C.20.3.2 — Intensidad de la carga

La carga total de ensayo (incluyendo la carga muerta ya presente) no debe ser menor que el mayor entre (a), (b) y (c):

(a) $1.15D + 1.5L + 0.4\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)$

(b) $1.15D + 0.9L + 1.5\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)$

(c) $1.3D$

Se puede reducir el factor de carga en la carga viva L en (b) a 0.45, excepto en estacionamientos, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y todas las áreas donde L sea mayor de 4.8 kN/m^2. Se permite reducir L de acuerdo con las disposiciones del Título B del Reglamento NSR-10.

C.20.3.3 — Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días. Se pueden realizar las pruebas a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas están de acuerdo.

C.20.4 — Criterio de carga

C.20.4.1 — Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura) no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga. Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

C.20.4.2 — La carga de ensayo debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

C.20.4.3 — La carga uniforme de ensayo debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto arco en la carga aplicada.

C.20.4.4 — Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se coloca cada incremento de carga, y después de que se ha colocado el total de la carga sobre la estructura por al menos 24 horas.

C.20.4.5 — Debe removerse toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas en C.20.4.4.

C.20.4.6 — Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta 24 horas después que se ha removido la carga de prueba.

C.20.5 — Criterio de aceptación

C.20.5.1 — La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido debe considerarse como una indicación de falla.

C.20.5.2 — Las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \le \frac{\ell_t^2}{20000h} \qquad \text{(C.20-1)}$$

$$\Delta_r \le \frac{\Delta_1}{4} \qquad \text{(C.20-2)}$$

Si la máxima medida y las deflexiones residuales, Δ_1 y Δ_r, no satisfacen las ecuaciones (C.20-1) ó (C.20-2), se puede repetir la prueba de carga.

La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba. La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deflexión Δ_r satisface la condición:

$$\Delta_r \le \frac{\Delta_2}{5} \qquad \text{(C.20-3)}$$

donde Δ_2 es la deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

C.20.5.3 — Los elementos estructurales ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.

C.20.5.4 — En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento en el punto medio de la fisura debe ser evaluada.

C.20.5.5 — En zonas de anclaje o empalmes por traslapo, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser investigada.

C.20.6 — Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores

Si la estructura no satisface las condiciones o criterios de C.20.1.2, C.20.5.2 ó C.20.5.3, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de carga, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre que lo apruebe la autoridad competente.

C.20.7 — Seguridad

C.20.7.1 — Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida y para la estructura durante la prueba.

C.20.7.2 — Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

Notas:

CAPÍTULO C.21 — REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

C.21.1 — Requisitos generales

C.21.1.1 — Alcance

C.21.1.1.1 — El Capítulo C.21 contiene disposiciones para el diseño y la construcción de los elementos de concreto reforzado de una estructura en la cual las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, se han determinado con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

C.21.1.1.2 — El Título A del Reglamento NSR-10 designa la capacidad de disipación de energía de cada sistema estructural de resistencia sísmica como se indica en C.1.1.9.1 para estructuras de concreto estructural.

C.21.1.1.3 — Todos los elementos deben cumplir los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 y C.22. Las estructuras asignadas a las capacidades de disipación de energía mínima (DMI), moderada (DMO) y especial (DES) deben también cumplir con C.21.1.1.4 a C.21.1.1.8 tal como sea aplicable.

C.21.1.1.4 — Estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía mínima (DMI) deben cumplir C.21.1.2.

C.21.1.1.5 — Estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía moderada (DMO) deben cumplir C.21.1.2 a C.21.1.8.

C.21.1.1.6 — Estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía especial (DES) deben cumplir C.21.1.2 a C.21.1.8, y C.21.11 a C.21.13.

C.21.1.1.7 — Los sistemas estructurales designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben limitarse a aquellos designados por el Título A del Reglamento NSR-10. Los siguientes requisitos deben ser cumplidos por todo sistema estructural designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, sin distingo de su capacidad de disipación de energía:

(a) Los pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) deben cumplir con C.21.2.

(b) Los muros estructurales ordinarios de concreto reforzado con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) no necesitan cumplir requisito alguno del Capítulo C.21.

(c) Los pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben cumplir con C.21.3.

(d) Los muros estructurales intermedios prefabricados y construidos en sitio con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben cumplir con C.21.4.

(e) Los pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir con C.21.5 a C.21.8.

(f) Los muros estructurales especiales con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir con C.21.9.

(g) Los muros estructurales especiales prefabricados con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir con C.21.10.

Todos los pórticos especiales resistentes a momento y todos los muros estructurales especiales con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir también con C.21.1.3 a C.21.1.7.

C.21.1.1.8 — Se puede permitir un sistema estructural de concreto reforzado que no cumpla los requisitos de este Capítulo si se demuestra por medio de evidencia experimental y análisis que el sistema propuesto tiene rigidez y tenacidad igual o mayor a las de una estructura monolítica comparable de concreto reforzado que cumpla con este

Capítulo. Para el efecto se debe obtener una autorización especial ante la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial

C.21.1.2 — Análisis y diseño de elementos estructurales

C.21.1.2.1 — En el análisis debe tenerse en cuenta la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante movimientos sísmicos.

C.21.1.2.2 — Se permiten elementos rígidos no considerados como parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas con la condición de considerar y tener en cuenta en el diseño de la estructura su efecto en la respuesta del sistema. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los elementos estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.1.2.3 — Los elementos estructurales situados por debajo de la base de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del Capítulo C.21, que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado encima de la base de la estructura.

C.21.1.3 — Factores de reducción de la resistencia

Los factores de reducción de la resistencia deben ser los indicados en C.9.3.4.

C.21.1.4 — Concreto en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

C.21.1.4.1 — Se deben aplicar los requisitos de C.21.1.4 a los pórticos especiales resistentes a momento, muros estructurales especiales y vigas de acople.

C.21.1.4.2 — La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c, no debe ser menor que 21 MPa. Se exime de esta restricción a las estructuras hasta de tres pisos cuyo sistema de resistencia sísmica consista en muros de carga (véase C.1.1.1).

C.21.1.4.3 — La resistencia especificada a la compresión del concreto liviano, f'_c, no debe ser mayor que 35 MPa a menos que se demuestre, por medio de evidencia experimental, que los elementos estructurales hechos con dicho concreto liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con concreto de peso normal de la misma resistencia. El factor de modificación λ para concreto de peso liviano en este Capítulo debe concordar con C.8.6.1 a menos que específicamente se indique de otro modo.

C.21.1.5 — Refuerzo en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

C.21.1.5.1 — Se deben aplicar los requisitos de C.21.1.5 a los pórticos especiales resistentes a momento, muros estructurales especiales y vigas de acople.

C.21.1.5.2 — Todo el refuerzo corrugado (C.3.5.3.1) debe resistir fuerzas axiales y de flexión inducidas por sismo en elementos de pórticos, muros estructurales y vigas de acople, debe cumplir con las disposiciones de NTC 2289 (ASTM A706M).

(a) La resistencia real a la fluencia basada en ensayos realizados por la fábrica no sea mayor que f_y en más de 125 MPa;

(b) La relación entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia no sea menor de 1.25.

C.21.1.5.3 — El acero de preesfuerzo que resiste fuerzas axiales y de flexión inducidas por sismo en elementos de pórticos y muros estructurales prefabricados, debe cumplir con las disposiciones de NTC 2010 (ASTM A416M) o NTC 2142 (ASTM A722M).

C.21.1.5.4 — El valor de f_{yt} usado para calcular la cuantía del refuerzo de confinamiento no debe exceder 700 MPa.

C.21.1.5.5 — El valor de f_y o f_{yt} usado en el diseño del refuerzo a cortante debe cumplir con C.11.4.2.

C.21.1.6 — Empalmes mecánicos en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

C.21.1.6.1 — Los empalmes mecánicos deben clasificarse como Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo con lo siguiente:

(a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir con C.12.14.3.2;

(b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir con C.12.14.3.2 y deben desarrollar la resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas.

C.21.1.6.2 — Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos resistentes a momento especiales, o donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. Se pueden usar empalmes mecánicos tipo 2 en cualquier localización.

C.21.1.7 — Empalmes soldados en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

C.21.1.7.1 — Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con C.12.14.3.4 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos resistentes a momento especiales, o de donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.

C.21.1.7.2 — No se puede soldar estribos, insertos, u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

C.21.1.8 — Anclaje al concreto

Los anclajes que resistan fuerzas inducidas por sismo en estructuras asignadas a capacidades de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES) deben cumplir los requisitos adicionales de C-D.3.3.

C.21.2 — Pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)

C.21.2.1 — Alcance

Las disposiciones de C.21.2 son aplicables a pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Cuando el Título A del Reglamento NSR-10 permita un sistema de losas en dos direcciones, sin vigas, que se considere como parte de un pórtico del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas con capacidad mínima de disipación de energía (DMI), los detalles del refuerzo de cualquier vano que resiste momentos causados por E deben cumplir con C.21.2.4.

C.21.2.2 — Las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior. Estas barras deben desarrollarse en la cara de apoyo.

C.21.2.3 — Las columnas que tengan una altura libre menor o igual a cinco veces la dimensión c_1 deben diseñarse para cortante de acuerdo a C.21.3.3.

C.21.2.4 — Losas en dos direcciones sin vigas con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)

C.21.2.4.1 — El momento mayorado de la losa en el apoyo asociado con el efecto sísmico, E, debe determinarse mediante las combinaciones de cargas definidas por las ecuaciones (C.9-5) y (C.9-7). El refuerzo proporcionado para resistir M_{slab}, debe colocarse dentro de la franja de columna definida en C.13.2.1.

C.21.2.4.2 — El refuerzo colocado dentro del ancho efectivo especificado en C.13.5.3.2 debe resistir $\gamma_f M_{slab}$. El ancho efectivo de la losa para las conexiones exteriores y de esquina no debe extenderse más allá de la cara de la columna una distancia mayor a c_1 medida en forma perpendicular a la luz de la losa.

C.21.2.4.3 — No menos de la mitad del refuerzo en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en C.13.5.3.2.

C.21.2.4.4 — No menos de un cuarto del refuerzo superior en el apoyo de la franja de columna debe ser continuo a lo largo de la luz.

C.21.2.4.5 — El refuerzo continuo inferior en la franja de columna no debe ser menor que un tercio del refuerzo superior en el apoyo en la franja de columna.

C.21.2.4.6 — No menos de la mitad de todo el refuerzo inferior en el centro de la luz debe ser continuo y debe desarrollar f_y en la cara del apoyo, como se define en C.13.6.2.5.

C.21.2.4.7 — En los bordes discontinuos de la losa, todo el refuerzo superior e inferior en el apoyo debe desarrollarse en la cara del apoyo, como se define en C.13.6.2.5.

C.21.2.4.8 — En las secciones críticas para columnas definidas en C.11.11.1.2, el cortante en dos direcciones causado por las cargas gravitacionales mayoradas no debe exceder de $0.4\phi V_c$, donde V_c debe ser calculado como se define en C.11.11.2.1 para las losas no preesforzadas y en C.11.11.2.2 para las losas preesforzadas. Este requisito puede obviarse si el diseño de la losa cumple con C.21.13.6.

C.21.3 — Pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.1 — Alcance

Las disposiciones de C.21.3 son aplicables a pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.3.2 — Los detalles del refuerzo en un elemento de un pórtico deben satisfacer C.21.3.4 cuando la carga axial mayorada de compresión del elemento, P_u, no exceda $A_g f'_c/10$. Cuando P_u es mayor, los detalles de refuerzo del pórtico deben cumplir con C.21.3.5.

C.21.3.3 — El ϕV_n de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el Título A del Reglamento NSR-10.

C.21.3.4 — Vigas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.4.1 — El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm.

C.21.3.4.2 — La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.

C.21.3.4.3 — En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, ρ, inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm), tanto arriba como abajo.

C.21.3.4.4 — La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

C.21.3.4.5 — No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.

C.21.3.4.6 — En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento al menos No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) por longitudes iguales a $2h$, medidas desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$.

(b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

(d) 300 mm.

C.21.3.4.7 — Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

C.21.3.4.8 — Deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

C.21.3.5 — Columnas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.5.1 — La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20 m pero su área no puede ser menor de 0.0625 m^2.

C.21.3.5.2 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$.

C.21.3.5.3 — Los empalmes mecánicos deben cumplir C.21.1.6 y los empalmes soldados deben cumplir C.21.1.7. Los empalmes por traslapo se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes en tracción.

C.21.3.5.4 — Debe utilizarse refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento, como se indica a continuación, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes. Cuando se utilice refuerzo en espiral debe cumplirse con C.21.3.5.5. Cuando se utilicen estribos de confinamiento se debe cumplir con C.21.3.5.6 a C.21.3.5.11. La Sección C.21.3.5.12 se aplica a todas las columnas, y C.21.3.5.13 se aplica a todas las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos.

C.21.3.5.5 — La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s, no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.21-1):

$$\rho_s = 0.08\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-1)}$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.10-5).

C.21.3.5.6 — En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de s_o por una longitud ℓ_o, medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

(b) 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

(c) Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

(d) 150 mm.

La longitud ℓ_o, no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):

(e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.

(f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.

(g) 500 mm.

C.21.3.5.7 — El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh}, colocados en la longitud ℓ_o no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-2) y (C.21-3).

$$A_{sh} = 0.2\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] \qquad \text{(C.21-2)}$$

$$A_{sh} = 0.06\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-3)}$$

C.21.3.5.8 — El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

C.21.3.5.9 — Alternativamente a lo indicado en C.21.3.5.7 y C.21.3.5.8 pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con f_{yt} de 420 MPa, con una separación s de 100 mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó 200 mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con f_{yt} de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó 200 mm. Este procedimiento alterno solo puede emplearse en columnas cuyo concreto tenga un f'_c menor o igual a 35 MPa.

C.21.3.5.10 — El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

C.21.3.5.11 — Fuera de la longitud ℓ_o, deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, f_{yt}, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud ℓ_o.

C.21.3.5.12 — El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con C.11.10.

C.21.3.5.13 — Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de refuerzo transversal con espaciamiento s_o, como se especifica en C.21.3.5.6, en su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la parte de la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c/10$. Cuando las fuerzas de diseño han sido magnificadas para tener en cuenta la sobreresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante

fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c/10$ debe ser incrementado a $A_g f'_c/4$. Este refuerzo transversal debe extenderse sobre y bajo las columnas, como se exige en C.21.6.4.6(b).

C.21.3.6 — Resistencia mínima a flexión de las columnas de pórticos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.6.1 — Las columnas de pórticos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben satisfacer C.21.3.6.2 ó C.21.3.6.3.

C.21.3.6.2 — Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (C.21-4).

$$\sum M_{nc} \geq 1.2\sum M_{nb} \qquad \text{(C.21-4)}$$

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 8.12 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (C.21-4) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

C.21.3.6.3 — Cuando C.21.3.6.2 no se satisface en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez calculadas para la estructura. Estas columnas deben tener el refuerzo de confinamiento requerido en c.21.3.5.5, ó en C.21.3.5.7 a C.21.3.5.9 en toda la longitud vertical de la columna hasta la cimentación desde el nudo donde no se satisface. El incumplimiento del requisito solo se permite hasta en un 10 por ciento de las columnas de un mismo piso. Si se excede este porcentaje deben rediseñarse las columnas y vigas hasta que se logre el cumplimiento del requisito contenido en C.21.3.6.2.

C.21.4 — Muros estructurales intermedios con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.4.1 — Alcance

Los requisitos de C.21.4 se aplican a muros estructurales intermedios construidos con concreto prefabricado o vaciado en sitio que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Los muros estructurales prefabricados, deben cumplir con C.21.4.2 y C.21.4.3 además de los requisitos para muros vaciados en sitio. Los muros vaciados en sitio deben cumplir con C.21.4.4.

C.21.4.2 — En las conexiones entre los paneles de muro, o entre los paneles de muro y la cimentación, se debe restringir la fluencia a los elementos de acero o al refuerzo.

C.21.4.3 — Los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluencia deben resistir al menos $1.5S_y$.

C.21.4.4 — Los muros estructurales intermedios con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y sus vigas de acople deben cumplir todos los requisitos de C.21.9 para muros estructurales especiales (DES) vaciados en sitio, con las excepciones y modificaciones que se presentan a continuación:

C.21.4.4.1 — En C.21.9.6.2(a) para muros con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) el cociente δ_u/h_w en la ecuación (C.21-11) no debe tomarse menor que 0.0035.

C.21.4.4.2 — En C.21.9.6.3 para muros con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) los elementos de borde deben colocarse cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos E, sobrepase $0.3f'_c$. Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.22f'_c$. El resto de los requisitos de esta sección se aplican como dice allí.

C.21.4.4.3 — Para muros con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) la sección C.21.9.6.4(c) debe substituirse por:

(c) El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos especificados en C.21.3.5.6 (a), (b), (c) y (d), C.21.3.5.7 y C.21.3.5.8 excepto que no se necesita cumplir con la ecuación (C.21-2) y el límite de espaciamiento del refuerzo transversal de C.21.3.5.6(c) debe ser de al menos un medio de la dimensión menor del elemento de borde pero no hay necesidad de tomarla menor de 150 mm.

C.21.4.4.4 — La sección C.21.9.9 no hay necesidad de cumplirla.

C.21.5 — Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.5.1 — **Alcance**

Las disposiciones de C.21.5 son aplicables a elementos de pórticos especiales resistentes a momento diseñados principalmente para resistir flexión. Estos elementos de pórtico también deben satisfacer las condiciones de C.21.5.1.1 a C.21.5.1.4.

C.21.5.1.1 — La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u, no debe exceder $A_g f'_c/10$.

C.21.5.1.2 — La luz libre del elemento, ℓ_n, no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

C.21.5.1.3 — El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 mm.

C.21.5.1.4 — El ancho del elemento, b_w, no debe exceder el ancho del elemento de apoyo c_2, más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de entre (a) y (b):

(a) Ancho del elemento de apoyo, c_2, y

(b) 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo c_1.

C.21.5.2 — **Refuerzo longitudinal**

C.21.5.2.1 — En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en C.10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que la dada por la ecuación (C.10-3) ni menor que $1.4b_w d/f_y$ y la cuantía de refuerzo, ρ, no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

C.21.5.2.2 — La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

C.21.5.2.3 — Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo:

(a) Dentro de los nudos.

(b) En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo, y

(c) Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

C.21.5.2.4 — Los empalmes mecánicos deben cumplir con C.21.1.6 y los empalmes soldados deben cumplir con C.21.1.7.

C.21.5.2.5 — Cuando se use preesforzado, éste debe cumplir con (a) a (d), a menos que se use en un pórtico especial a momento como lo permite C.21.8.3:

(a) El promedio de preesfuerzo, f_{pc}, calculado para un área igual a la menor dimensión de la sección transversal del elemento multiplicado por la dimensión transversal perpendicular no debe exceder al menor de 3.5 MPa y $f'_c/10$.

(b) El acero de preesforzado no debe estar adherido en las regiones potenciales de articulación plástica, y la deformación unitaria en el acero de preesforzado bajo el diseño de desplazamiento debe ser menor al 1 por ciento.

(c) El acero de preesforzado no debe contribuir con más del un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de una región de articulación plástica y debe estar anclado en la cara externa del nudo o más allá de ella.

(d) Los anclajes de tendones de postensado resistentes a las fuerzas inducidas por sismo deben ser capaces de permitir que los tendones resistan 50 ciclos de carga, que ocurran dentro del 40 y 85 por ciento de la resistencia a tracción especificada del acero de preesfuerzo.

C.21.5.3 — Refuerzo transversal

C.21.5.3.1 — Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

(a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

(b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

C.21.5.3.2 — El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$;

(b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y

(d) 300 mm.

C.21.5.3.3 — Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

C.21.5.3.4 — Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

C.21.5.3.5 — Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en C.21.5.3.1.

C.21.5.3.6 — Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90º en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado del elemento en flexión, los ganchos de 90º de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.

C.21.5.4 — Requisitos de resistencia a cortante

C.21.5.4.1 — Fuerzas de diseño

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

C.21.5.4.2 — Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en los lugares identificados en C.21.5.3.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando se produzcan simultáneamente (a) y (b):

(a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con C.21.5.4.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;

(b) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo lo efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c/20$.

C.21.6 — Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.6.1 — Alcance

Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión, P_u, bajo cualquier combinación de carga que excede $A_g f'_c/10$. Estos elementos de pórtico también deben satisfacer C.21.6.1.1 y C.21.6.1.2.

C.21.6.1.1 — La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de 0.09 m².

C.21.6.1.2 — La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

C.21.6.2 — Resistencia mínima a flexión de columnas

C.21.6.2.1 — Las columnas deben satisfacer C.21.6.2.2 ó C.21.6.2.3.

C.21.6.2.2 — Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (C.21-4), la cual se repite acá por conveniencia.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \qquad \text{(C.21-4)}$$

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 8.12 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (C.21-4) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

C.21.6.2.3 — Cuando C.21.6.2.2 no se satisface en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez calculadas para la estructura. Estas columnas deben satisfacer C.21.13.

C.21.6.3 — Refuerzo longitudinal

C.21.6.3.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$.

C.21.6.3.2 — Los empalmes mecánicos deben cumplir C.21.1.6 y los empalmes soldados deben cumplir C.21.1.7. Los empalmes por traslapo se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslapo de tracción y deben estar confinados dentro del refuerzo transversal de acuerdo con C.21.6.4.2 y C.21.6.4.3.

C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.1 — El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud ℓ_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud ℓ_o no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c):

(a) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

(b) Un sexto de la luz libre del elemento, y

(c) 450 mm.

C.21.6.4.2 — El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, que cumplan con C.7.10.4, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro.

C.21.6.4.3 — La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y

(c) s_o, según lo definido en la ecuación (C.21-5).

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad \text{(C.21-5)}$$

El valor de s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

C.21.6.4.4 — Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) o (b), a menos que en 21.6.5 se exija mayor cantidad.

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s, no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.21-6):

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-6)}$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.10-5).

(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh}, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-7) y (C.21-8).

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] \qquad \text{(C.21-7)}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-8)}$$

C.21.6.4.5 — Más allá de la longitud ℓ_o, especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, que cumpla con C.7.10, con un espaciamiento, s, medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm., a menos que C.21.6.3.2 ó C.21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

C.21.6.4.6 — Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben satisfacer (a) y (b):

(a) El refuerzo transversal como se especifica en C.21.6.4.2 a C.21.6.4.4, debe proporcionarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c/10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para calcular la sobreresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas el límite de $A_g f'_c/10$ debe aumentarse a $A_g f'_c/4$.

(b) El refuerzo transversal, debe extenderse por lo menos ℓ_d de la barra de la columna longitudinal mayor, dentro del elemento discontinuo, donde ℓ_d se determina de acuerdo con C.21.7.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal requerido debe extenderse dentro del muro por lo menos ℓ_d de la mayor barra longitudinal de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de cimentación.

C.21.6.4.7 — Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento, especificado en C.21.6.4.1, C.21.6.4.5 y C.21.6.4.6, excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal adicional no debe exceder de 100 mm con un espaciamiento del refuerzo transversal adicional no superior a 300 mm.

C.21.6.5 — Requisitos de resistencia a cortante

C.21.6.5.1 — Fuerzas de diseño

La fuerza de cortante de diseño, V_e, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar

usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas, P_u, que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo. En ningún caso V_e debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

C.21.6.5.2 — Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en la longitud ℓ_o, identificada en C.21.6.4.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

(a) El esfuerzo de cortante inducido por sismo, calculado de acuerdo con C.21.6.5.1, representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerida dentro de ℓ_o.

(b) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

C.21.7 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.7.1 — Alcance

Los requisitos de C.21.7 se aplican a los nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.7.2 — Requisitos generales

C.21.7.2.1 — Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

C.21.7.2.2 — El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con C.21.7.5, y en compresión de acuerdo con el Capítulo C.12.

C.21.7.2.3 — Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

C.21.7.3 — Refuerzo transversal

C.21.7.3.1 — El refuerzo transversal del nudo debe satisfacer C.21.6.4.4(a) ó C.21.6.4.4(b) y además debe cumplir con C.21.6.4.2, C.21.6.4.3 y C.21.6.4.7, excepto lo permitido en C.21.7.3.2.

C.21.7.3.2 — Cuando existan elementos que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos, a la mitad de la cantidad requerida en C.21.6.4.4(a) ó C.21.6.4.4(b), dentro del h del elemento de menor altura que llegue al nudo. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en C.21.6.4.3 se incremente a 150 mm.

C.21.7.3.3 — Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, que cumpla con los requisitos de espaciamiento de C.21.5.3.2, y los requisitos C.21.5.3.3 y C.21.5.3.6, cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que llegue al nudo.

C.21.7.4 — Resistencia al cortante

C.21.7.4.1 — V_n en el nudo no debe ser mayor que los valores especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

Para nudos confinados en las cuatro caras ..... $1.7\sqrt{f'_c}A_j$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas ..... $1.2\sqrt{f'_c}A_j$

Para otros casos ..... $1.0\sqrt{f'_c}A_j$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Se permite considerar como elementos de confinamiento a las extensiones de las vigas que se extienden al menos una altura total h de la viga más allá de la cara del nudo. Las extensiones de las vigas deben cumplir con C.21.5.1.3, C.21.5.2.1, C.21.5.3.2, C.21.5.3.3 y C.21.5.3.6. Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) el ancho de la viga más la altura del nudo,

(b) dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la vigas al lado de la columna.

C.21.7.4.2 — Para concreto con agregado liviano, la resistencia nominal al cortante del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en C.21.7.4.1.

C.21.7.5 — Longitud de desarrollo de barras en tracción.

C.21.7.5.1 — Para tamaños de barras No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), la longitud de desarrollo ℓ_{dh} para una barra con gancho estándar de 90° en concreto de peso normal no debe ser menor que el mayor valor entre $8d_b$, 150 mm, y la longitud requerida por la ecuación (C.21-9):

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4\sqrt{f'_c}} \qquad \text{(C.21-9)}$$

Para concreto liviano, ℓ_{dh} para una barra con gancho estándar de 90° no debe ser menor que el mayor valor entre $10d_b$, 190 mm, y 1.25 veces la longitud requerida por la ecuación (C.21-9).

El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

C.21.7.5.2 — Para barras No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), ℓ_d, la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, no debe ser menor que la mayor de (a) y (b):

(a) 2.5 veces la longitud requerida en C.21.7.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.

(b) 3.25 veces la longitud requerida en C.21.7.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

C.21.7.5.3 — Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ℓ_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

C.21.7.5.4 — Si se usa refuerzo recubierto con epóxico, las longitudes de desarrollo de C.21.7.5.1 a C.21.7.5.3 deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en C.12.2.4 ó C.12.5.2.

C.21.8 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.8.1 — Alcance

Los requisitos de C.21.8 se aplican a pórticos especiales resistente a momento construidos usando concreto prefabricado que forma parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.8.2 — Los pórticos especiales resistentes a momento prefabricados con conexiones dúctiles deben cumplir con (a) y (b) y con todos los requisitos para pórticos especiales resistentes a momento construidos en obra:

(a) V_n para conexiones, calculado de acuerdo con C.11.6.4 no debe ser menos de $2V_e$, donde V_e se calcula de acuerdo con C.21.5.4.1 ó C.21.6.5.1.

(b) Los empalmes mecánicos del refuerzo de las vigas deben ubicarse a no menos de $h/2$ de la cara del nudo y deben cumplir con los requisitos de C.21.2.6.

C.21.8.3 — Los pórticos especiales resistentes a momento prefabricados con conexiones fuertes deben cumplir con todos los requisitos para pórticos especiales resistentes a momento construidos en obra, así como también con (a), (b), (c) y (d):

(a) Las disposiciones de 21.5.1.2 deben aplicarse a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño;

(b) La resistencia de diseño de la conexión fuerte ϕS_n no debe ser menor a S_e;

(c) El refuerzo longitudinal principal debe ser continuo a lo largo de las conexiones y debe desarrollarse fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica, y

(d) En conexiones columna-columna, ϕS_n no debe ser menor de $1.4 S_e$. En las conexiones columna-columna, ϕM_n no debe ser menor de $0.4 M_{pr}$ para la columna dentro de la altura del piso, y ϕV_n de la conexión no debe ser menor de V_e determinado siguiendo C.21.6.5.1.

C.21.8.4 — Los pórticos especiales resistentes a momento, construidos usando concreto prefabricado y que no cumplen con los requisitos de C.21.8.2 ó C.21.8.3 deben cumplir con las disposiciones de ACI 374.1 y con los requisitos (a) y (b) siguientes:

(a) Los detalles y materiales empleados en los especímenes de ensayo deben ser representativos de los usados en la estructura, y

(b) El procedimiento de diseño usado para diseñar los especímenes de ensayo debe definir el mecanismo por el cual el pórtico resiste los efectos sísmicos y de gravedad, y debe establecer los valores de aceptación que garanticen ese mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvían de las disposiciones del Reglamento NSR-10 deben estar contempladas en los especímenes de ensayo y deben ser ensayadas para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

C.21.9 — Muros estructurales especiales y vigas de acople con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.9.1 — Alcance

Los requisitos de C.21.9 se aplican a muros estructurales especiales de concreto reforzado, prefabricados o construidos en obra, y vigas de acople que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.9.2 — Refuerzo

C.21.9.2.1 — Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_ℓ y ρ_t, para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede de $0.083 A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, ρ_ℓ y ρ_t se pueden reducir a los valores requeridos en 14.3. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo que contribuye a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

C.21.9.2.2 — Para edificaciones del Grupo de Uso I, como lo define A.2.5.1, hasta de tres pisos y destinadas exclusivamente a vivienda, se permite utilizar las cuantías ρ_ℓ y ρ_t requeridas en C.14.3.

C.21.9.2.3 — Deben emplearse al menos dos capas de refuerzo cuando V_u exceda $0.17 A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$.

C.21.9.2.4 — El refuerzo en muros estructurales debe estar desarrollado o empalmado para f_y en tracción, de acuerdo con el Capítulo C.12, excepto que:

(a) Se debe permitir que la altura efectiva del elemento mencionada en 12.10.3 sea $0.8\ell_w$, para muros.

(b) Los requisitos de C.12.11, C.12.12, y C.12.13 pueden ser obviados.

(c) En lugares donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

(d) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con C.21.1.6 y los empalmes soldados del refuerzo deben cumplir con C.21.1.7.

C.21.9.3 — Fuerzas de diseño

V_u debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga.

C.21.9.4 — Resistencia al cortante

C.21.9.4.1 — V_u, de muros estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad \text{(C.21-10)}$$

donde el coeficiente α_c es **0.25** para $h_w/\ell_w \le 1.5$, **0.17** para $h_w/\ell_w = 2.0$, y varía linealmente entre **0.25** y **0.17** para h_w/ℓ_w entre **1.5** y **2.0**

C.21.9.4.2 — En C.21.9.4.1 el valor de la relación h_w/ℓ_w empleada para determinar V_n para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento de muro considerado.

C.21.9.4.3 — Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_w/ℓ_w no excede de **2.0**, la cuantía de refuerzo ρ_ℓ no debe ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_t.

C.21.9.4.4 — Para todos los machones que comparten una fuerza lateral común, V_n no debe tomarse mayor que $0.66 A_{cv}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es el área bruta de concreto definida por el ancho del alma y la longitud de la sección. Para cualquiera de los machones individuales, V_n no debe suponerse mayor que $0.83 A_{cw}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} representa el área de la sección transversal de concreto del machón considerado.

C.21.9.4.5 — Para segmentos horizontales de muro y vigas de acople, V_n no debe suponerse mayor que $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} representa el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

C.21.9.5 — Diseño a flexión y carga axial

C.21.9.5.1 — Los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión deben diseñarse de acuerdo con C.10.2 y C.10.3, excepto que no se debe aplicar C.10.3.7 ni los requerimientos de deformación no lineal de C.10.2.2. Deben considerarse como efectivos el concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, del elemento de borde y del alma del muro. Debe considerarse el efecto de las aberturas.

C.21.9.5.2 — A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro.

C.21.9.6 — Elementos de borde para muros estructurales especiales

C.21.9.6.1 — La necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con C.21.9.6.2 ó C.21.9.6.3. Deben satisfacerse también los requisitos de C.21.9.6.4 y C.21.9.6.5.

C.21.9.6.2 — Esta sección se aplica a muros y pilas de muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando C.21.9.6.3.

(a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde donde:

$$c \geq \frac{\ell_w}{600\left(\delta_u/h_w\right)} \qquad \text{(C.21-11)}$$

Donde c en la ecuación (C.21-11) corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u. El cociente δ_u/h_w en la ecuación (C.21-11) no debe tomarse menor que 0.007

(b) Donde se requieran elementos especiales de borde según C.21.9.6.2(a), el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre ℓ_w ó $M_u/4V_u$.

C.21.9.6.3 — Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las indicaciones de C.21.9.6.2 deben tener elementos de borde especiales en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos E, sobrepase $0.2f'_c$. Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en C.21.9.5.2.

C.21.9.6.4 — En donde se requieran elementos especiales de borde, de acuerdo con C.21.9.6.2 ó C.21.9.6.3 se debe cumplir con las condiciones (a) hasta (e):

(a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c - 0.1\ell_w$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δ_u.

(b) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.

(c) El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos especificados en C.21.6.4.2 a C.21.6.4.4, excepto que no se necesita cumplir con la ecuación (C.21-7) y el límite de espaciamiento del refuerzo transversal de C.21.6.4.3(a) debe ser de al menos un tercio de la dimensión menor del elemento de borde.

(d) El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo al menos ℓ_d, de acuerdo con C.21.9.2.3, del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos especiales de borde, a menos que los elementos especiales de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos especiales de borde se debe extender, a lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación;

(e) El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde;

C.21.9.6.5 — Cuando no se requieren elementos especiales de borde de acuerdo con lo indicado en C.21.9.6.2 ó C.21.9.6.3, se debe cumplir con (a) y (b):

(a) Si la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro es mayor que $2.8/f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir con lo indicado en C.21.6.4.2 y C.21.9.6.4(a). El espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal en el borde no debe exceder de 200 mm;

(b) Excepto cuando V_u en el plano del muro sea menor que $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, el refuerzo transversal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde, o el refuerzo de borde debe estar abrazado con estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo tamaño y espaciamiento.

C.21.9.7 — Vigas de acople

C.21.9.7.1 — Las vigas de acople con $(\ell_n/h) \geq 4$ deben cumplir con los requisitos indicados en 21.5. No se requiere cumplir los requisitos establecidos en C.21.5.1.3 y C.21.5.1.4 si se puede demostrar mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral adecuada.

C.21.9.7.2 — Las vigas de acople con $(\ell_n/h) < 2$ y con V_u que exceda de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ deben reforzarse con dos grupos de barras que se intersecten diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilitará la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.

C.21.9.7.3 — Se permite que las vigas de acople que no se rigen por C.21.9.7.1 ó C.21.9.7.2 se refuercen con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz o por lo contrario deben cumplir con C.21.5.2 hasta C.21.5.4.

C.21.9.7.4 — Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a), (b) y con (c) ó (d). No se aplican los requisitos de C.11.7.

(a) V_n se debe determinar por

$$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \qquad \text{(C.21-12)}$$

donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

(b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1.25 veces la longitud de desarrollo para f_y en tracción.

(c) Cada grupo de barras diagonales debe estar confinado por refuerzo transversal, con dimensiones exterior a exterior no menor de $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. El refuerzo transversal debe cumplir con lo establecido en C.21.6.4.2 al C.21.6.4.4, y debe tener un espaciamiento medido en forma paralela a las barras diagonales que cumpla con C.21.6.4.3(c) sin exceder seis veces el diámetro de las barras diagonales, y deben tener un espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas de los ganchos medidos en forma perpendicular a las barras diagonales que no exceda de 350 mm. Con el propósito de efectuar el cálculo de A_g para su uso en las ecuaciones (C.10-5) y (C.21-7), se supone el recubrimiento de concreto, como se requiere en C.7.7, en los cuatro costados de cada grupo de barras colocadas diagonalmente. El refuerzo transversal, o su refuerzo transversal alternativo que cumple con los requisitos de espaciamiento y relación de volumen para los refuerzos transversales a lo largo de las diagonales, debe continuar a través de la intersección de las barras diagonales. El refuerzo longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga, con el área total en cada dirección no menor de $0.002b_w s$ y un espaciamiento que no exceda de 300 mm.

(d) Se debe proporcionar refuerzo transversal para toda la sección transversal de la viga, que cumpla con C.21.6.4.2, C.21.6.4.4 y C.21.6.4.7, con un espaciamiento longitudinal que no exceda al menor valor entre 150 mm y seis veces el diámetro de las barras diagonales, y con un espaciamiento que no exceda de 200 mm en los ganchos suplementarios o ramas de los ganchos, tanto vertical como horizontalmente, en el plano de la sección transversal de la viga. Cada gancho suplementario y cada rama del gancho deben enlazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Se permite configurar los ganchos como se especifica en C.21.5.3.6.

C.21.9.8 — Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en C.6.4 y la superficie de contacto debe hacerse rugosa como se especifica en C.11.6.9.

C.21.9.9 — Muros discontinuos

Las columnas que soporten muros estructurales discontinuos deben ser reforzadas de acuerdo con lo indicado en C.21.6.4.6.

C.21.10 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.10.1 — Alcance

Los requisitos de C.21.10 se aplican a los muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado que forma parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.10.2 — Los muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado deben cumplir con todos los requisitos de C.21.9 para muros estructurales especiales construidos en obra, además de C.21.4.2 y C.21.4.3.

C.21.10.3 — Se permiten muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado y tendones postensados y que no cumplen con los requisitos de C.21.10.1 siempre que satisfagan los requisitos del ACI ITG-5.1.

C.21.11 — Diafragmas y cerchas estructurales asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.11.1 — Alcance

Las losas de piso y cubierta que actúen como diafragmas estructurales para trasmitir fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos en estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía especial (DES), deben

diseñarse de acuerdo con lo indicado en esta sección. Esta sección también se aplica a elementos colectores y cerchas que sirven como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.11.2 — Fuerzas de diseño

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del Título A del Reglamento NSR-10 usando las disposiciones y las combinaciones de cargas aplicables.

C.21.11.3 – Trayectoria de las fuerzas sísmicas

C.21.11.3.1 – Todos los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse y detallarse para que sean capaces de transferir todas las fuerzas a los elementos colectores y a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.11.3.2 – Los elementos de un sistema de diafragma estructural que se encuentra sometido principalmente a fuerzas axiales y que se usa para transferir el cortante o las fuerzas a flexión del diafragma alrededor de las aberturas u otras discontinuidades, debe cumplir con los requisitos para los colectores de C.21.11.7.5 y C.21.11.7.6.

C.21.11.4 — Afinado de piso (“topping”) compuesto construido en sitio actuando como diafragma

Se permite el uso como diafragma de un afinado de piso compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricados siempre que el afinado de piso se refuerce y la superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca el afinado de piso debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.

C.21.11.5 - Afinado de piso (“topping”) construido en sitio actuando como diafragma

Se permite que un afinado de piso no compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado sirva como diafragma estructural siempre que el afinado de piso construido en sitio por si mismo este diseñado y detallado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

C.21.11.6 —Espesor mínimo de diafragmas

Las losas de concreto y los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm. Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

C.21.11.7 — Refuerzo

C.21.11.7.1 — La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en C.7.12. Excepto para las losas post-tensadas, el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de los 450 mm. Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en el afinado de piso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm. El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y debe estar distribuido uniformemente a través del plano de cortante.

C.21.11.7.2 — Los tendones adheridos que se usen como refuerzo para resistir fuerzas de los elementos colectores o cortante de diafragmas o tracción por flexión deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por tendones de preesfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria para la carga sísmica.

C.21.11.7.3 – Todo refuerzo usado para resistir fuerzas de los elementos colectores, cortante en el diafragma o tracción por flexión deben ser desarrollados o traslapados para resistir f_y en tracción.

C.21.11.7.4 – Se requieren empalmes tipo 2, cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.11.7.5 - Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0.2f'_c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se indica en C.21.9.6.4 (c). Se permite descontinuar el refuerzo transversal especificado en donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobreresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $0.2f'_c$ debe ser incrementado a $0.5f'_c$, y el límite de $0.15f'_c$ debe ser aumentado a $0.4f'_c$.

C.21.11.7.6 – El refuerzo longitudinal para los elementos colectores en los empalmes y zonas de anclaje debe cumplir uno de los siguientes requisitos:

(a) Un espaciamiento mínimo centro a centro de tres diámetros de barra longitudinal, pero no menos de 40 mm, y un recubrimiento mínimo de concreto libre de 2.5 diámetros de la barra longitudinal, pero no menor de 50 mm; o

(b) El refuerzo transversal como se requiere en C.11.4.6.3, excepto lo exigido en C.21.11.7.5.

C.21.11.8 – Resistencia a flexión

Los diafragmas y porciones de diafragmas deben diseñarse para flexión, de acuerdo a C.10.2 y C.10.3, excepto que no se aplica la distribución no lineal de los requisitos de esfuerzo de C.10.2.2 para vigas de gran altura. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

C.21.11.9 — Resistencia al cortante

C.21.11.9.1 — V_n en diafragmas estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad \text{(C.21-13)}$$

Para diafragmas conformados por afinado de piso construido en sitio y colocado sobre un piso o cubierta prefabricado, A_{cv} se calcula usando el espesor del afinado de piso solamente para los diafragmas formados por afinado de piso no compuesto y por el espesor combinado de los elementos prefabricados y colocados en sitio para los diafragmas de afinado de pisos compuestos. Para los diafragmas formados por afinado de pisos compuestos, el valor de f'_c usado para determinar V_n no debe exceder el menor del f'_c de los elementos prefabricados o el f'_c del afinado de piso.

C.21.11.9.2 — El V_n de diafragmas estructurales no debe exceder $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

C.21.11.9.3 — Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos, o con afinado de pisos compuesto, V_n no debe exceder

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad \text{(C.21-14)}$$

donde A_{vf} es el área total del refuerzo para cortante por fricción dentro de la afinado de piso, incluyendo los refuerzos distribuidos y de borde, que esté orientado perpendicularmente a las juntas en el sistema prefabricado y el coeficiente de fricción, μ, es 1.0λ, donde λ está dado por C.11.7.4.3. Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo de la longitud del plano potencial de cortante. El área de refuerzo de distribución en el afinado de piso debe cumplir con C.7.12.2.1 en cada dirección.

C.21.11.9.4 – Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos y con afinado de piso compuesto, V_n no debe exceder los límites de C.11.6.5 con A_c calculado usando solamente el espesor del afinado de piso.

C.21.11.10 — Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben cumplir con lo indicado en C.6.4 y la superficie de contacto debe hacerse rugosa como se especifica en C.11.6.9.

C.21.11.11 — Cerchas estructurales

C.21.11.11.1 — Los elementos de cerchas estructurales con esfuerzos a compresión que excedan de $0.2f'_c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se requiere en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4 y C.21.6.4.7.

C.21.11.11.2 — Todos los refuerzos continuos en elementos de cerchas estructurales deben estar desarrollados y empalmados para f_y en tracción.

C.21.12 — Cimentaciones de estructuras asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)

C.21.12.1 — Alcance

C.21.12.1.1 — Las cimentaciones que resisten fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno en estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía especial (DES), deben cumplir con lo indicado en C.21.12 y con los otros requisitos aplicables del Título H y el Capítulo C.15 del Reglamento NSR-10.

C.21.12.1.2 — Los requisitos indicados en esta sección para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción aplicables del Título C del Reglamento NSR-10. Véanse C.1.1.6 y C.1.1.7.

C.21.12.2 — Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

C.21.12.2.1 — El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

C.21.12.2.2 — Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en C.21.12.2.1 y, si se requiere de ganchos el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

C.21.12.2.3 — Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la profundidad de la zapata deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4 colocado bajo la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y desarrollar en tracción f_y del refuerzo longitudinal.

C.21.12.2.4 — Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado o en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista las combinaciones de carga de diseño, y no puede ser menor que lo requerido en C.10.5.

C.21.12.2.5 — Para el uso de concreto simple en zapatas y muros de cimentación consúltese C.22.10.

C.21.12.3 — Vigas y losas sobre el terreno

C.21.12.3.1 — Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como amarres horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o el cabezal de pilotes en todas las discontinuidades.

C.21.12.3.2 — Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben

proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 300 mm.

C.21.12.3.3 — Las vigas sobre el terreno y las vigas que sean parte de una losa de cimentación y estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir con lo indicado en C.21.5.

C.21.12.3.4 — Las losas sobre el terreno que resisten fuerzas sísmicas provenientes de los muros o columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en C.21.11. Los planos de diseño deben especificar claramente que la losa sobre el terreno es un diafragma estructural y es parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

C.21.12.4 — Pilotes, pilas y cajones de cimentación

C.21.12.4.1 — Las especificaciones indicadas en C.21.12.4 se aplican a los pilotes, pilas y cajones de cimentación que soportan estructuras diseñadas para tener resistencia sísmica.

C.21.12.4.2 — Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción del cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.

C.21.12.4.3 — Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas, entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado, a través de barras de refuerzo colocadas con mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos $1.25f_y$ de la barra.

C.21.12.4.4 — Los pilotes, pilas o cajones de cimentación deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en C.21.6.4.2 en las zonas definidas en (a) y (b):

(a) En la parte superior del elemento en por lo menos 5 veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1.8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote;

(b) Para las partes de los pilotes en suelos que no son capaces de proveer soporte lateral, o están al aire o en agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en C.21.12.4.4(a).

C.21.12.4.5 — Para los pilotes prefabricados de concreto hincados la longitud donde se coloca el refuerzo transversal proporcionado debe ser suficiente como para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta de los pilotes.

C.21.12.4.6 — Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga de aporticamiento ligero, están exentos de los

requisitos de refuerzo transversal indicado en C.21.12.4.4 y C.21.12.4.5.

C.21.12.4.7 — Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar dentro de la porción del pilote en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

C.21.13 — Elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas

C.21.13.1 — **Alcance**

Los requisitos de C.21.13 no pueden ser empleados en el diseño de edificaciones nuevas y solo pueden ser usados en el diseño de rehabilitaciones sísmicas en cuyo diseño original se utilizó el subterfugio de emplear elementos de pórticos que no se designaron como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a la capacidad de disipación de energía especial (DES).

C.21.13.2 — Los elementos estructurales que se supone no contribuyen a la resistencia lateral deben detallarse de acuerdo con lo indicado en C.21.13.3 y C.21.13.4 dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en estos elementos cuando son sometidos al desplazamiento de diseño δ_u. Si los efectos de δ_u no son explícitamente verificados, se pueden aplicar los requisitos de C.21.13.4. Para losas de dos direcciones sin vigas, las conexiones losa-columna deben cumplir con las disposiciones de C.21.13.6.

C.21.13.3 — Cuando los momentos y fuerzas cortantes inducidas por los desplazamientos de diseño δ_u combinados con las fuerzas cortantes y momentos gravitacionales mayorados no excedan la resistencia de diseño a cortante y momento del elemento, deben satisfacerse las condiciones de C.21.13.3.1, C.21.13.3.2 y C.21.13.3.3. Para este propósito, debe usarse la combinación de carga para gravedad más crítica entre $(1.2D+1.0L)$ ó $0.9D$. Se puede reducir el factor de carga para carga viva, L, a 0.5 salvo para garajes, áreas ocupadas como lugares de reunión pública, y todas las áreas donde L sea mayor de 4.8 kN/m^2.

C.21.13.3.1 — Elementos sometidos a una fuerza axial gravitacional mayorada que no exceda $A_g f'_c/10$ deben satisfacer C.21.5.2.1. El espaciamiento de los estribos debe ser menor que $d/2$ a lo largo del elemento.

C.21.13.3.2 — Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada mayor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer C.21.6.3.1, C.21.6.4.2 y C.21.6.5. El espaciamiento longitudinal máximo de los estribos cerrados de confinamiento debe ser s_o en toda la longitud de la columna. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de que seis diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro o 150 mm.

C.21.13.3.3 — Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada que exceda de $0.35P_o$ deben satisfacer C.21.13.3.2 y C.21.6.4.7. La cantidad de refuerzo transversal suministrado debe ser la mitad del requerido por C.21.6.4.4 sin exceder el espaciamiento s_o para la altura total del elemento.

C.21.13.4 — Si el momento o el cortante inducido por los desplazamientos de diseño, δ_u, excede ϕM_n o ϕV_n del elemento, o si los momentos inducidos no se calculan, deben satisfacerse las condiciones de C.21.13.4.1, C.21.13.4.2 y C.21.13.4.3.

C.21.13.4.1 — Los materiales deben cumplir C.21.1.4.2, C.21.1.4.3, C.21.1.5.2, C.21.1.5.4, y C.21.1.5.5. Los empalmes mecánicos deben satisfacer C.21.1.6 y los empalmes soldados deben satisfacer C.21.1.7.1.

C.21.13.4.2 — Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada menor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer C.21.5.2.1 y C.21.5.4. El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que $d/2$ a lo largo de todo el elemento.

C.21.13.4.3 — Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada mayor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer C.21.6.3, C.21.6.4, C.21.6.5 y C.21.7.3.1.

C.21.13.5 — Los elementos para pórticos de concreto prefabricado que se supone no contribuyen con la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, deben cumplir con (a), (b) y (c), además de C.21.13.2 a C.21.13.4:

(a) Los estribos especificados en .21.13.3.2 deben colocarse en toda la longitud de la columna, incluyendo la altura de las vigas.

(b) Se debe proporcionar refuerzo para integridad estructural de acuerdo con lo especificado en C.16.5; y

(c) La longitud de apoyo de una viga debe ser al menos 50 mm mayor a la determinada por los cálculos usando los valores para resistencias de aplastamiento de C.10.14.

C.21.13.6 — Para las conexiones losa-columna de losas en dos direcciones sin vigas, el refuerzo para cortante de la losa que satisface los requisitos de C.11.12.3 y proporciona un V_s no menor de $0.29\sqrt{f'_c}b_o d$, debe extenderse al menos 4 veces el espesor de la losa desde la cara del apoyo, a menos que se satisfaga (a) ó (b):

(a) Los requisitos de C.11.11.7 usando el cortante de diseño V_u y el momento inducido transferido entre la losa y la columna bajo el desplazamiento de diseño;

(b) La deriva de piso de diseño no excede la mayor entre 0.005 y $\left[0.35-0.05\left(V_{ug}/\phi V_c\right)\right]$.

La deriva de piso de diseño debe tomarse como la mayor de las deriva de piso de diseño de los pisos adyacentes, sobre y bajo la conexión losa-columna. V_c se encuentra definido en C.11.11.2. V_{ug} es la fuerza cortante mayorada en la sección crítica de la losa para una acción en dos direcciones, calculada para la combinación de carga $1.2D+1.0L+0.2S$.

Se permite reducir el factor de carga de L a 0.5, excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y todas las áreas donde L es mayor de 4.8 kN/m^2.

Notas:

CAPÍTULO C.22 — CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE

C.22.1 — Alcance

C.22.1.1 — Este capítulo proporciona los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos de concreto simple estructural (vaciados en sitio o prefabricados).

C.22.1.2 — A menos que se encuentren en conflicto con las disposiciones del Capítulo C.22 de este Título C del Reglamento NSR-10, los siguientes requisitos se deben aplicar a los elementos de concreto estructural simple: Secciones C.1 al C.7.5, C.7.6.1, C.7.6.2, C.7.6.4, C.7.7, C.9.1.3, C.9.2, C.9.3.5, Capítulo C.20, C.21.12.2.5, C.9.2, C.9.3.5 y Apéndice C-D.

C.22.1.3 — En estructuras especiales, como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de protección, las disposiciones de este capítulo deben controlar cuando sean aplicables.

C.22.2 —Limitaciones

C.22.2.1 — El uso del concreto simple estructural debe limitarse a (a), (b) o (c):

(a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo;

(b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga;

(c) Muros y pedestales. Véanse C.22.6 y C.22.8

No está permitido el uso de columnas de concreto simple estructural.

C.22.2.2 — Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes construidos en sitio y embebidos en el terreno.

C.22.2.3 — Resistencia mínima especificada

La resistencia especificada a compresión del concreto simple estructural no debe ser menor que lo estipulado en C.1.1.1 y los requisitos de durabilidad del Capítulo C.4.

C.22.3 — Juntas

C.22.3.1 — Deben proporcionarse juntas de contracción o aislamiento para dividir los elementos de concreto simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe escogerse para limitar el esfuerzo causados por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura.

C.22.3.2 — En la determinación del número y ubicación de las juntas de contracción o aislamiento debe prestarse atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y dosificación de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas a las cuales está sometido el elemento; y técnicas de construcción.

C.22.4 — Método de diseño

C.22.4.1 — Las cargas y fuerzas mayoradas deben combinarse de acuerdo con lo especificado en C.9.2.

C.22.4.2 — Cuando la resistencia requerida excede a la resistencia de diseño, debe proporcionarse refuerzo y el elemento debe diseñarse como elemento de concreto reforzado de acuerdo con los requisitos apropiados de este Título C del Reglamento NSR-10.

C.22.4.3 — El diseño por resistencia de elementos de concreto simple estructural para flexión y cargas axiales debe basarse en relaciones esfuerzo-deformación lineales, tanto en tracción como en compresión.

C.22.4.4 — En el diseño de elementos de concreto simple estructural, se puede considerar la resistencia a tracción del concreto cuando se han seguido las disposiciones de C.22.3.

C.22.4.5 — No se debe asignar resistencia al refuerzo de acero que pudiera estar presente.

C.22.4.6 — La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se debe suponer continuidad a la flexión debida a tracción entre elementos adyacentes de concreto simple estructural.

C.22.4.7 — Al calcular la resistencia a flexión, flexión y carga axial combinada, y cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa de un elemento, excepto para el concreto construido contra el suelo en donde la altura total h debe tomarse como 50 mm menor que la dimensión real.

C.22.5 — Diseño por resistencia

C.22.5.1 — El diseño de secciones transversales sometidas a flexión debe basarse en:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad \text{(C.22-1)}$$

donde

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m \qquad \text{(C.22-2)}$$

si controla la tracción, y por

$$M_n = 0.85f'_cS_m \qquad \text{(C.22-3)}$$

si controla la compresión, donde S_m es el módulo elástico de la sección correspondiente.

C.22.5.2 — El diseño de secciones transversales sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi P_n \geq P_u \qquad \text{(C.22-4)}$$

donde P_n se calcula como:

$$P_n = 0.60f'_c\left[1-\left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right]A_1 \qquad \text{(C.22-5)}$$

y A_1 es el área cargada.

C.22.5.3 — Los elementos sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión deben diseñarse de manera que en la cara de compresión:

$$\frac{P_u}{\phi P_n}+\frac{M_u}{\phi M_n}\leq 1 \qquad \text{(C.22-6)}$$

y en la cara de tracción:

$$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{(C.22-7)}$$

C.22.5.4 — El diseño de secciones transversales rectangulares sometidas a cortante debe basarse en:

$$\phi V_n \ge V_u \quad \text{(C.22-8)}$$

donde V_n se calcula como:

$$V_n = 0.11\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,h \quad \text{(C.22-9)}$$

para la acción como viga, y como:

$$V_n = 0.11\left[1+\frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o\,h \quad \text{(C.22-10)}$$

para la acción en dos direcciones, pero no mayor $0.22\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o\,h$. En la ecuación (C.22-10), β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrado o del área de la reacción.

C.22.5.5 — El diseño de superficies de apoyo sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi B_n \ge B_u \quad \text{(C.22-11)}$$

donde B_u es la carga de aplastamiento mayorada y B_n es la resistencia nominal al aplastamiento del área cargada A_1, calculada como:

$$B_n = 0.85f'_cA_1 \quad \text{(C.22-12)}$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada, caso en el cual B_n debe multiplicarse por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no por más de 2.

C.22.5.6 — Concreto liviano

C.22.5.6.1 — En este capítulo, el factor de modificación λ para el concreto de peso liviano debe estar de acuerdo con 8.6.1 a menos que se especifique de otro modo.

C.22.6 — Muros

C.22.6.1 — Los muros de concreto simple estructural deben estar apoyados de manera continua en el terreno, en zapatas, muros de cimentación, vigas de cimentación, o en otros elementos estructurales capaces de proporcionar un apoyo vertical continuo.

C.22.6.2 — Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

C.22.6.3 — Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor a $0.10h$. Si la resultante de todas las cargas mayoradas se ubica dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con C.22.5.3 ó C.22.6.5. En caso contrario, los muros deben diseñarse de acuerdo con C.22.5.3.

C.22.6.4 — El diseño por cortante debe realizarse de acuerdo con C.22.5.4.

C.22.6.5 — Método empírico de diseño

C.22.6.5.1 — Los muros de concreto simple estructural de sección rectangular sólida se pueden diseñar por medio de la ecuación (C.22-13), siempre que la resultante de todas las cargas mayoradas se ubique dentro del tercio central del espesor total del muro.

C.22.6.5.2 — El diseño de muros sometidos a cargas axiales de compresión debe basarse en :

$$\phi P_n \ge P_u \quad \text{(C.22-13)}$$

donde P_u es la fuerza axial mayorada y P_n es la resistencia nominal axial, calculada como:

$$P_n = 0.45f'_cA_g\left[1-\left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] \quad \text{(C.22-14)}$$

C.22.6.6 — Limitaciones

C.22.6.6.1 — A menos que se demuestre mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre los ejes de las cargas, ni el ancho de la zona de apoyo más 4 veces el espesor del muro.

C.22.6.6.2 — Excepto en lo establecido en C.22.6.6.3, el espesor de muros de carga no debe ser menor que 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni que 140 mm.

C.22.6.6.3 — El espesor de muros exteriores de sótano y de cimentación no debe ser menor que 190 mm.

C.22.6.6.4 — Los muros deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral. Véanse C.22.3 y C.22.4.7.

C.22.6.6.5 — Se deben proporcionar no menos de dos barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

C.22.7 — Zapatas

C.22.7.1 — Las zapatas de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este Título C del Reglamento NSR-10 y según lo indicado en C.22.7.2 a C.22.7.8.

C.22.7.2 — El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y la capacidad admisible del suelo determinadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

C.22.7.3 — No debe usarse concreto simple para zapatas sobre pilotes.

C.22.7.4 — El espesor de las zapatas de concreto simple estructural no debe ser menor que 200 mm. Véase C.22.4.7.

C.22.7.5 — Los momentos mayorados máximos deben calcularse en (a), (b) y (c):

(a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para zapatas que soporten estos elementos.

(b) A media distancia entre el eje y el borde del muro, en zapatas que soporten un muro de albañilería.

(c) A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la platina de base de acero en zapatas que soportan columnas con una platina de base de acero.

C.22.7.6 — Cortante en zapatas de concreto simple

C.22.7.6.1 — V_u debe calcularse de acuerdo con C.22.7.6.2, con la sección crítica ubicada en la cara de la columna, pedestal o muro en zapatas que soporten estos elementos. En zapatas que soporten columnas con platina de base de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo con lo definido en C.22.7.5(c).

C.22.7.6.2 — ϕV_n de zapatas de concreto simple estructural, en la cercanías de cargas concentradas o reacciones, está controlada por la más restrictiva de las dos condiciones siguientes:

(a) Acción como viga de la zapata, con la sección crítica extendiéndose a través de todo el ancho de la zapata y ubicada a una distancia h del borde de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (C.22-9).

(b) Acción en dos direcciones de la zapata, con la sección crítica perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más cerca que $h/2$ del perímetro de la carga concentrada o área de carga. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (C.22-10).

C.22.7.7 — Para la ubicación de las secciones críticas de momento y cortante, se pueden tratar a las columnas con forma circular o de polígono regular, como elementos cuadrados de la misma área.

C.22.7.8 — Las cargas de aplastamiento mayoradas, B_u, en el concreto en la superficie de contacto entre elementos soportantes y soportados no debe exceder, en cualquiera de las superficies, la resistencia de diseño al aplastamiento, ϕB_n, para cualquiera de las dos superficies según lo indicado en C.22.5.5.

C.22.8 — Pedestales

C.22.8.1 — Los pedestales de concreto simple deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

C.22.8.2 — La relación entre la altura no apoyada y el promedio de la menor dimensión lateral de pedestales de concreto simple no debe exceder 3.

C.22.8.3 — La carga axial mayorada máxima, P_u, aplicada a pedestales de concreto simple no debe exceder la resistencia de diseño al aplastamiento, ϕB_n, dada en C.22.5.5.

C.22.9 — Elementos prefabricados

C.22.9.1 — En el diseño de elementos prefabricados de concreto simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura. Incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

C.22.9.2 — Las limitaciones de C.22.2 aplican a elementos prefabricados de concreto simple no sólo en su condición final sino también durante la fabricación, transporte y montaje.

C.22.9.3 — Los elementos prefabricados deben estar conectados de manera segura para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

C.22.9.4 — Los elementos prefabricados deben estar adecuadamente arriostrados y apoyados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

C.22.10 — Concreto simple en estructuras resistentes a sismos

C.22.10.1 — Las estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) no pueden tener elementos de cimentación de concreto simple, excepto cuando:

(a) En viviendas aisladas para una o dos familias, de tres pisos o menos en altura con muros de carga de aporticamiento ligero, se pueden usar en zapatas de concreto simple sin refuerzo longitudinal que soporten los muros y zapatas aisladas de concreto simple;

(b) Para todas las demás estructuras, se permiten las zapatas de concreto simple que soporten muros de concreto reforzado construidos en obra o muros de albañilería reforzada, siempre y cuando las zapatas sean reforzadas longitudinalmente con no menos de dos barras continuas, no menores a No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) y con un área no menor que 0.002 veces la sección bruta de la zapata. Debe proporcionarse continuidad al refuerzo en las esquinas e intersecciones.

(c) En viviendas aisladas para una o dos familias, de tres pisos o menos en altura con muros de carga de aporticamiento ligero, se pueden usar cimentaciones o muros de cimentación de concreto simple, siempre y cuando el muro no tenga menos de 190 mm de ancho y no esté conteniendo más de 1.2 m de relleno no balanceado.

CAPITULO C.23 — TANQUES Y ESTRUCTURAS DE INGENIERÍA AMBIENTAL DE CONCRETO

C.23.0 — Aplicación del Capítulo C.23 de la NSR-10

Todos los requisitos del Título C de la NSR-10 son aplicables a estructuras de ingeniería ambiental de concreto excepto donde se modifican en el presente Capítulo C.23. Si en C.23 no se hace referencia a un ordinal del Título C, este requisito debe cumplirse y es igualmente aplicable a estructuras ambientales. Cuando un requisito contenido en el Título C no es aplicable a estructuras ambientales esto se indica explícitamente en C.23.

Con el fin de facilitar la aplicación de las modificaciones para estructuras ambientales al resto del Título C, se ha adoptado una nomenclatura de las secciones del Reglamento NSR-10 que se modifican la cual está compuesta por "C.23-" seguida del ordinal del la sección correspondiente del Título C que se modifica. Así, por ejemplo, "C.1.2 – Planos y especificaciones" se modifica para estructuras ambientales; el texto substitutivo se encuentra referido como "C.23-C.1.2 – Planos y especificaciones" dentro del presente Capítulo C.23 y esto quiere decir que para estructuras de ingeniería ambiental los requisitos de C.1.2 deben substituirse por los requisitos contenidos en C.23-C.1.2.

C.23-C.1.1 — Alcance

C.23-C.1.1.1 — El presente Capítulo cubre lo concerniente a tanques y compartimentos estancos tales como piscinas y albercas que hacen parte del equipamento de edificaciones. Los requisitos dados en el presente Capítulo cubren estructuras construidas con concreto reforzado vaciado en sitio, concreto prefabricado y concreto preesforzado.

Los requisitos de este Capítulo son totalmente aplicables al diseño de estructuras propias de ingeniería ambiental y sanitaria, con la excepción estructuras primarias para evitar la fuga de materiales peligrosos.

Para este tipo de estructuras propias de ingeniería ambiental y sanitaria la resistencia mínima especificada del concreto a la compresión f'_c no debe ser menor de 28 MPa. No se define una resistencia máxima especificada a la compresión, a menos que se indique explícitamente en alguna sección del Reglamento NSR-10.

C.23-C.1.1.2 — Las estructuras de concreto de ingeniería ambiental se definen como estructuras de almacenamiento, flujo, y tratamiento de líquidos y otros materiales afines tales como residuos sólidos. También aplica la denominación a estructuras secundarias para evitar la dispersión de materiales peligrosos, y a estructuras auxiliares, cuando en todas ellas se requiere impermeabilidad ante líquidos y gases, o propiedades especiales de durabilidad.

El propósito de los presentes requisitos es el de establecer los métodos de diseño y construcción que permitan cumplir con los objetivos de seguridad estructural y además permitan que el concreto producido para estructuras ambientales:

(a) cuente con un diseño tal que controle el agrietamiento y la fisuración para impedir el flujo de líquidos entre el interior del tanque y su exterior,
(b) sea lo suficientemente denso e impermeable para impedir la contaminación de los líquidos contenidos o que estos contaminen,
(c) provea la máxima resistencia a los elementos químicos contenidos en el líquido, y
(d) tenga superficies poco rugosas que minimicen la resistencia al flujo y permitan cumplir los objetivos de sanidad.

Debe tenerse especial cuidado en la construcción de este tipo de estructuras con el fin de evitar la corrosión del refuerzo y obtener un concreto lo más impermeable posible.

C.23-C.1.1.3 — El presente Capítulo incluye los requisitos adicionales o substitutivos a los dados en el resto del Título C del Reglamento NSR-10 para ser utilizados en el diseño y construcción de estructuras de concreto de ingeniería ambiental.

C.23-C.1.1.4 — Los requisitos de C.1.1.4 no aplican a estructuras ambientales diseñadas de acuerdo con el Capítulo C.23.

C.23-C.1.1.7 — Las losas sobre el terreno de estructuras ambientales se pueden diseñar siguiendo los requisitos de C.23-C.15.14.

C.23-C.1.1.9 — Disposiciones para resistencia sísmica

Deben cumplirse los requisitos del Capítulo C.21, de diseño sismo resistente en el diseño de todas las estructuras cubiertas por el alcance del presente capítulo, con las modificaciones anotadas en el presente Capítulo y siguiendo los requisitos para el diseño sismo resistente de estructuras ambientales dados en el Apéndice A-1 del Título A.

C.23-C.1.2 — Planos y especificaciones

En lo contenido en C.1.2.1 se mantienen los literales (a) a (i), se modifican los literales (j) a (m) y se adicionan los literales (n) a (p):

(j) El nivel de diseño del líquido para cualquier estructura diseñada para contener líquidos;
(k) Secuencia de tensionamiento de los tendones de postensado;
(l) Indicación de si una losa sobre el terreno se ha diseñado como diafragma estructural, véase la sección 21.12.3.4.
(m) Presión de gas de diseño para los elementos estructurales que se vean sometidos a gas o líquido a presión;
(n) Propiedades del concreto y sus componentes incluyendo el tipo de cemento, la relación agua-material cementante, y si se permiten adiciones, aditivos y puzolanas.
(o) Requisitos adicionales tales como limitaciones a la retracción de fraguado permisible.
(p) Requisitos para ensayar la impermeabilidad y estanqueidad antes de que se realicen los rellenos aledaños.

C.23-C.1.2.2 — Los requisitos de C.1.2.2 deben cumplirse también en estructuras ambientales.

C.23-C-2.2 — Definiciones

A continuación se definen algunos términos empleados en el diseño y construcción de estructuras de ingeniería ambiental, adicionales a los dados en C.2.2.

Banda de respaldo (Backer rod) — Una banda o barra de material compresible colocada entre el relleno preformado y el sellante, utilizada para dar soporte y para controlar la penetración del sellante.

Barrera impermeable (Waterstop) — Una cinta continua de metal, caucho, plástico, u otro material, insertada a través de la junta para impedir el paso de líquidos a través de la junta.

Coeficiente de durabilidad ambiental (Environmental durability factor) — Coeficiente usado para controlar los esfuerzos en el acero de refuerzo y el ancho de fisura en elementos diseñados utilizando el método de resistencia.

Relleno preformado (Joint filler) — Un material compresible preformado utilizado para llenar una junta de expansión y prevenir la infiltración de residuos y dar apoyo a la banda de respaldo y los sellantes.

Sellante de junta (Joint sealant) — Un material elastomérico sintético utilizado para dar terminado a una junta y evitar que se llene con materia sólida.

C.23-C.3.8 — Normas técnicas mencionadas en el Capítulo C.23

Las siguientes normas hacen parte del Reglamento NSR-10 y deben adicionarse a las contenidas en C.3.8 cuando se trata de estructuras de ingeniería ambiental.

En tanto el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, expida las correspondientes norma NTC, se deben utilizar las siguientes normas técnicas.

ASTM C 1138-97 — Test Method for Abrasion Resistance of Concrete (Underwater Method)

ASTM D 412-98a$^{\varepsilon 1}$ — Standard Test Methods for Rubber Properties in Tension

ASTM D 746-98 — Standard Test Method for Brittleness Temperature of Plastics and Elastomers by Impact

ASTM D 1056-00 — Standard Specification for Flexible Cellular Materials—Sponge or Expanded Rubber

ASTM D 1149-99 — Standard Test Method for Rubber Deterioration- Surface Ozone Cracking in a Chamber

ASTM D 1752-84 — Specification for Preformed Sponge Rubber and Cork Expansion Joint (Reapproved 1996)$^{\varepsilon 1}$ Fillers for Concrete Paving and Structural Construction

ASTM D 2000-03 — Classification System for Rubber Products in Automotive Applications

ASTM D 2240-03 — Test Method for Rubber Property — Durometer Hardness

ASTM E 96-00 — Test Methods for Water Vapor Transmission of Materials

AWW C 652-92 — Disinfection of Water Storage Facilities del American Water Works Association

CRD C 572 — U.S. Army Corps of Engineers Specification for Polyvinyl Chloride Waterstops (1999)

TT-S-227e(3) — Sealing Compound, Elastomeric Type, (1969) Multi-Component (for Calking, Sealing, and Glazing in Buildings and Other Structures), expedido por el Gobierno Federal de los Estados Unidos de América.

TT-S-230c(2) — Sealing Compound, Elastomeric Type, (1970) Single Component (for Calking, Sealing, and Glazing in Buildings and Other Structures) , expedido por el Gobierno Federal de los Estados Unidos de América.

ACI 350.3/350.3R-06 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures" del American Concrete Institute

AASHTO T260-84 — Sampling and Testing for Total Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials de la American Association of State Highway and Transportation Officials

C.23-C.4 — Requisitos especiales de durabilidad

En la presente sección se presentan las modificaciones que deben hacerse a los requisitos de durabilidad dados en el Capítulo C.4 del Título C de la NSR-10 para que sean aplicables a estructuras ambientales de concreto.

C.23-C.4.1.3 — Contenido mínimo de materiales cementantes — El contenido mínimo de materiales cementantes debe ser el indicado en la Tabla C.23-C.1.1.

TABLA C.23-C.4.1.1 — CONTENIDO MÍNIMO DE MATERIALES CEMENTANTES

Tamaño máximo del agregado, mm	Tamiz que pasa el agregado grueso según NTC 174 (ASTM C 33)*	Contenido mínimo de materiales cementantes (kg/m^3)
38	467	320
25	57	330
20	67	350
13	7	360
10	8	370

*Para tamaños nominales del agregado grueso que no se indican, se permite interpolar entre los tamaños nominales indicados.

C.23-C.4.2 — Categorías y clases de exposición para estructuras ambientales de concreto

A continuación, en la Tabla C.23-C.4.2.1 se presentan las categorías y clases de exposición para estructuras ambientales de concreto. Esta tabla modifica la Tabla C.4.2.1 para que sea aplicable en estructuras ambientales.

TABLA C.23-C.4.2.1 — CATEGORÍAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN

Categoría	Severidad	Clase	Condición	
F Congelamiento y deshielo	No es aplicable	**F0**	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	Moderada	**F1**	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	Severa	**F2**	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad	
	Muy severa	**F3**	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
S Sulfato			**Sulfatos solubles en agua (SO_4) en el suelo, % en peso**	**Sulfato (SO_4) disuelto en agua, ppm**
	No aplicable	**S0**	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	Moderada	**S1**	$0.10 \le SO_4 < 0.20$	$150 \le SO_4 < 1500$ agua marina
	Severa	**S2**	$0.20 \le SO_4 \le 2.00$	$1500 \le SO_4 \le 10000$
	Muy severa	**S3**	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10000$
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	**P0**	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	**P1**	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo para la corrosión	No aplicable	**C0**	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	**C1**	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	**C2**	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	
Q Exposición a químicos corrosivos	No aplicable	**Q0**	Concreto que no está expuesto a químicos corrosivos	
	Severa	**Q1**	Concreto expuesto a químicos corrosivos diferentes de descongelantes	

C.23-C.4.3 — Requisitos para mezclas de concreto

A continuación, en la Tabla C.23-C.4.3.1, con base en las clases de exposición asignadas en la Tabla C.23-C.4.2.1, se dan los requisitos que deben tener las mezclas de concreto de estructuras ambientales de concreto. Esta tabla modifica la Tabla C.4.3.1 para que sea aplicable en estructuras ambientales. Solo se presentan las clases de exposición que presentan modificación con respecto a la Tabla C.4.3.1 del Capítulo C.4.

TABLA C.23-C.4.3.1 — REQUISITOS PARA EL CONCRETO SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN

Clase de Exposición	Rel. a/mc máx.±	f'_c min. MPa	Requisitos mínimos adicionales			
			Contenido de aire			Límites en los cementantes
F3	0.42	31	tabla C.4.4.1			tabla C.4.4.2
			Tipos de material cementante*			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	0.45	28	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.42	31	II[2]	IP(MS), IS(<70) (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.40	35	V[2]	IP(HS), IS(<70) (HS)	HS	No se permite
S3	0.40	35	V puzolanas o escoria[3]	IP(HS) y puzolanas o escoria[3] o IS(<70) (HS) y puzolanas o escoria[3]	HS y puzolanas o escoria[3]	No se permite
P1	0.45	28	Ninguna			
Q1	0.42	31	Ninguna			

*Se pueden permitir combinaciones alternativas de materiales cementantes diferentes a los mencionados en la tabla C.23-C.4.3.1 siempre que sean ensayados para comprobar la resistencia a los sulfatos y deben cumplirse los criterios de C.23-C.4.5.1.
[1]Para exposición al agua marina, se permiten otros tipos de cemento pórtland con contenidos de hasta 10 por ciento de aluminato tricálcico (C_3A) si la relación a/mc no excede 0.40.
[2]Se permiten otros tipos de cemento como el tipo III o tipo I en exposiciones clase S1 o S2 si el contenido de C_3A es menor al 8 ó 5 por ciento, respectivamente.
[3]La cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser inferior a la cantidad que haya sido determinada por experiencia en mejorar la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V. De manera alternativa, la cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser menor a la cantidad ensayada según la NTC 3330 (ASTM C 1012) y debe cumplir con los requisitos de C.4.5.1.
‡ El contenido de iones cloruro solubles en agua provenientes de los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos de la mezclas de concreto, deben ser determinados según los requisitos de la NTC 4049 (ASTM C 1218M), a edades que van de 28 a 42 días
± Para concreto liviano véase C.4.1.2

C.23-C.4.5 — Exposición a los sulfatos

C.23-C.4.5.1 — El concreto expuesto al agua o a aguas residuales o a suelos que contengan sulfatos debe cumplir los requisitos de la Tabla C.23-C.4.3.1, o debe ser fabricado con un cemento que produzca resistencia a los sulfatos y que cumpla con la relación agua/material cementante y la resistencia mínima a la compresión dada en la Tabla C.23-C.4.4.1.

C.23-C.4.6 — Protección del concreto contra químicos

C.23-C.4.6.1 — El concreto que pueda verse sometido al ataque de soluciones de químicos o gases corrosivos debe protegerse de acuerdo con lo indicado en C.23-C.4.6.2, C.23-C.4.6.3, y C.23-C.4.6.4.

C.23-C.4.6.2 — El concreto debe dosificarse apropiadamente teniendo en cuenta el tipo de cemento, el mezclado,

colocación, consolidación, acabado y curado con el fin de que sea impermeable a los líquidos y los gases.

C.23-C.4.6.3 — El concreto expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir los requisitos de C.23-C.4.5.

C.23-C.4.6.4 — El concreto expuesto al ataque químico de sulfatos, o químicos y gases corrosivos debe protegerse así:

(a) Concreto expuesto a sulfato de cobre o sulfato de hierro, o ambos, debe fabricarse con cemento resistente a los sulfatos, o se le debe colocar un revestimiento o cobertura de protección de acuerdo con C.23-C.4.9.
(b) El concreto debe protegerse contra químicos corrosivos por medio de un revestimiento o cobertura de protección de acuerdo con C.23-C.4.9.

C.23-C.4.6.5 — Los materiales empleados en las juntas, incluyendo las barreras impermeables, las juntas de expansión, y los sellantes, deben ser resistentes al ataque químico por toda la vida útil de la estructura. Los materiales se deben ensayar de acuerdo con la norma ASTM C 920 y la especificación del Gobierno Federal de Estados Unidos TT-S-00277E para sellantes, y ASTM D 570, ASTM D 746, ASTM D 1149, y CRD-C572 para barreras impermeables de PVC.

C.23-C.4.7 — Ensayos para establecer la posibilidad de ataque químico

C.23-C.4.7.1 — La composición y temperatura del líquido o gas y su pH deben ser ensayados para establecer su agresividad con el concreto y el sistema de barrera protectora.

C.23-C.4.7.2 — La idoneidad de la protección ante ataque químico debe ser confirmada por medio de ensayos. Los ensayos deben establecer la necesidad y la efectividad de los cementos especiales, las coberturas y revestimientos, y las otras medidas protectivas.

C.23-C.4.7.3 — Los agregados deben ensayarse para reacción al ataque químico de acuerdo con la norma ASTM C 295.

C.23-C.4.8 — Protección contra la erosión

C.23-C.4.8.1 — El concreto debe protegerse del daño causado por erosión cuando se somete a cavitación o abrasión.

C.23-C.4.8.2 — Para la protección ante la erosión por cavitación debe emplearse uno de los siguientes métodos:

(a) Reducción de la velocidad y presión del flujo colocando deflectores u otras estructuras similares.
(b) Utilización de formas estructurales, acabados de la superficie y tolerancias que conduzcan a una reducción del índice de cavitación a niveles aceptables por debajo del nivel de cavitación incipiente.
(c) Incorporar aire al flujo de tal manera que la relación aire/líquido cerca de la frontera del sólido sea aproximadamente 8% por volumen.
(d) Utilización de materiales resistentes a la erosión que cumplan los requisitos de C.23-C.4.8.3.

C.23-C.4.8.3 — Donde la estructura pueda verse afectada por erosión por abrasión, los agregados deben cumplir los requisitos de la norma NTC 174 (ASTM C 33), el concreto debe ensayarse de acuerdo con ASTM C 1138, y el concreto debe cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

(a) Mínimo f'_c = 35 MPa a los 28 días.
(b) Máxima relación agua/material cementante = 0.40.
(c) Máximo contenido de aire = 6%. Si no se verá sometido a congelamiento y deshielo, el máximo contenido de aire = 3%.
(d) Mínimo contenido de material cementante por metro cúbico de concreto = 380 kg.
(e) Agregados duros, densos y limpios.

Donde se requiera protección adicional se deben utilizar revestimientos y coberturas de acuerdo con C.23-C.4.9.

C.23-C.4.8.4 — Las estructuras sometidas a erosión por cavitación deben construirse con concreto de alta resistencia, baja relación agua/material cementante, y deben tener un acabado de superficie liso con cambios menores de inclinación en la dirección del flujo.

C.23-C.4.8.5 — Cuando haya posibilidad de cavitación, las barras de refuerzo más cercanas a la superficie deben colocarse paralelas a la dirección del flujo.

C.23-C.4.8.6 — Cuando haya posibilidad de cavitación la bondad de los métodos de protección contra la erosión por cavitación deben confirmarse por medio de ensayos realizados de acuerdo con la norma ASTM C 1138.

C.23-C.4.9 — Revestimientos y coberturas

C.23-C.4.9.1 — **General** — Cuando el concreto esté en contacto con químicos o gases corrosivos que ataquen la matriz de mortero del concreto o el acero de refuerzo, deben utilizarse revestimientos o coberturas. Los revestimientos o coberturas para prevenir el contacto de químicos en solución o gases nocivos con la superficie de concreto deben ser impermeables y tener buena adherencia.

C.23-C.4.9.2 — **Compatibilidad con el ozono** — Los revestimientos de superficie o coberturas no se deben utilizar en contacto con el gas ozono sin determinar por medio de ensayos su compatibilidad.

C.23-C.4.9.3 — **Ensayos a los revestimientos** — Los revestimientos se deben especificar para el tipo de exposición esperado. La efectividad de los recubrimientos debe establecerse por medio de ensayos. El espesor de los revestimientos se debe medir utilizando instrumentos apropiados para medir espesores de materiales en forma de película. Deben realizarse ensayos de chispa de las uniones de las coberturas.

C.23-C.4.9.4 — Transmisión de vapor a través de coberturas y revestimientos — Cuando la transmisión de vapor de agua a través de revestimientos y coberturas sea peligrosa, éstos deben tener una transmisión de vapor menor de 1×10^{-6} cm/s (34 g/h/m²) cuando se ensaye de acuerdo con la norma ASTM E 96.

C.23-C.4.9.5 — Selección de los revestimientos y coberturas

C.23-C.4.9.5.1 — La selección de los revestimientos y coberturas debe tener en cuenta los químicos a los cuales deben ser resistentes dentro de los que puedan existir en la estructura ambiental y que entren en contacto con ellos.

C.23-C.4.9.5.2 — Los revestimientos y coberturas deben ser capaces de salvar las fisuras o juntas existentes en la sub-base.

C.23-C.4.9.5.3 — El revestimiento o cobertura debe cumplir todos los requisitos y reglamentaciones nacionales, departamentales, distritales y municipales cuando se utilicen en instalaciones que manejen agua potable.

C.23-C.4.10 — Juntas

C.23-C.4.10.1 — General

Las juntas para compensar movimientos (expansión y contracción) y las juntas de construcción deben diseñarse para impedir la fisuración y la corrosión del refuerzo. El número, espaciamiento, y detalles de las juntas debe diseñarse teniendo en cuenta las propiedades físicas y capacidad de los rellenos, sellantes, y barreras impermeables para resistir ciclos de deformaciones.

C.23-C.4.10.2 — Barreras impermeables

Los materiales utilizados en las barreras impermeables para impedir el flujo de líquidos o gases deben ser capaces de aceptar movimientos y deformaciones de elongación y contracción sin deformación permanente o falla y deben resistir los ciclos de congelamiento y deshielo, variación de temperatura y los efectos de ataque químico.

Las barreras pueden ser de caucho, de cloruro de polivinilo (PVC), acero, o de otro material. Las primeras se utilizan en juntas donde se esperan mayores movimientos. Para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de

9.5 mm y deben tener un ancho mínimo de 220 mm para juntas de expansión y de 150 mm para otras juntas, el cual se repartirá mitad y mitad entre los dos concretos al lado de la junta. Cuando sean de acero deben ser de platina de 6 mm (1/4") y deben estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 75 mm y un doblez central cuyo tamaño dependerá del movimiento esperado.

C.23-C.4.10.3 — Sellantes

Deben colocarse sellantes de junta a lo largo del perímetro expuesto de las juntas que impidan el paso de líquidos y gases; y para prevenir que sólidos entren en la junta y afecten su funcionamiento. Los sellantes deben diseñarse para que sean capaces de resistir las presiones, temperaturas, y movimientos y no deben perder su adherencia ni verse afectados bajo el ataque químico o de gases esperado, y además deben resistir las presiones, temperaturas y movimientos esperados.

Los sellantes preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de segundo lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión. El elemento de relleno ideal debe ser capaz de resistir compresiones hasta de la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la junta se contraen. En general se utiliza corcho, neopreno, caucho, poliuretano (plástico espumoso o icopor), y otros materiales. La madera no puede utilizarse como relleno.

C.23-C.4.10.4 — Exposición al ozono

Los sellantes, rellenos preformados, y las barreras impermeables que se utilicen deben ensayarse para su compatibilidad con el ozono. La juntas de contracción (juntas de control) que se diseñen en forma de cuña o se corten con disco de diamante deben llenarse con un sellante para proteger el acero de refuerzo.

C.23-C.4.10.5 — Llaves de cortante

Donde se utilicen llaves de cortante en juntas para compensar movimientos, la junta debe diseñarse para evitar el descascaramiento y hendimiento del concreto que conduzca a fugas. Además, deben construirse cuidadosamente con el fin de que no interfieran con las barreras contra el paso del agua.

C.23-C.4.10.6 — Juntas de construcción

C.23-C.4.10.6.1 — Donde la construcción indique la necesidad de impermeabilidad, las juntas de construcción deben tener una barrera integral impermeable.

C.23-C.4.10.6.2 — en las estructuras de ingeniería ambiental el lapso mínimo entre el vaciado de unidades adyacentes debe ser al menos 48 horas.

C.23-C.6.1 — Diseño de cimbras y encofrados

C.23-C.6.1.7 — Los amarres de los elementos del encofrado en estructuras que vayan a contener líquidos deben ser apropiados para garantizar la estanqueidad de la estructura.

C.23-C.6.1.7.1 — Los sistemas de amarre de los elementos del encofrado en estructuras que vayan a contener líquidos no deben dejar elementos metálicos u de otro material distinto de concreto dentro de una distancia igual a 40 mm de la superficie del elemento.

C.23-C.6.4 — Juntas de construcción

C.23-C.6.4.8 — Las juntas de construcción en elementos que deban ser impermeables en estructuras ambientales deben tener una barrera impermeable integral.

C.23-C.6.4.9 — En estructuras ambientales el tiempo que transcurra entre el vaciado de sectores adyacentes no puede ser menor de 48 horas.

C.23-C.6.5 — Juntas para compensar movimientos

C.23-C.6.5.1 — El diseño debe tener en cuenta todos los cambios volumétricos que puedan ocurrir y minimizar el daño a la estructura.

Deben cumplirse los siguientes requisitos en la definición de los tipos de junta a utilizar para compensar los cambios volumétricos y de geometría causados por la retracción de fraguado, el flujo plástico, las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad, y los asentamientos diferenciales:

C.23-C.6.5.2 — Las juntas de expansión, donde se utilicen, deben incluir un relleno preformado compresible, un sellante de junta, y cuando deban ser impermeables, una barrera impermeable.

C.23-C.6.5.3 — Las juntas de contracción, donde se utilicen, pueden ser parciales o totales, dependiendo del detalle del refuerzo, y deben incluir una muesca o receso en la superficie para la colocación del sellante de junta. La función principal de las juntas de contracción, o de disipación de retracción, es la de reducir los esfuerzos producidos por la retracción de fraguado del concreto. Los requisitos para juntas de contracción, de profundidad parcial o de profundidad total son los siguientes:

(a) Juntas de contracción de profundidad total — En las juntas de contracción de profundidad total el refuerzo se suspende a 50 mm de la junta. En la cara del concreto que se vacía en primera etapa de la junta se coloca un compuesto que evite la adherencia de este concreto con el de segunda etapa. La junta debe tener una barrera del tipo indicado en C.23-C.4.10.2. Cuando se deba transferir esfuerzos cortantes de una lado al otro de la junta, pueden utilizarse barras de transferencia (dowels) engrasadas. La separación entre estas juntas no debe ser mayor a la indicada en la tabla C.23-C.7.12.2.1 para todas las cuantías mínimas anotadas allí.

(b) Juntas de contracción de profundidad parcial — Las juntas de contracción de profundidad parcial se utilizan cuando se desea transferir parte de los esfuerzos de tracción a través de la junta para amarrar las dos partes de la estructura. El refuerzo que pasa no puede ser más del 50 por ciento del refuerzo perpendicular a la junta. Estas juntas se deben espaciar a distancia del orden de las 2/3 partes de las juntas de profundidad total.

C.23-C.7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

Los requisitos de C.7.7.1, C.7.7.2 y C.7.7.3 se substituyen por la Tabla C.23-C.7.7.1 donde se presentan los recubrimientos a emplear en estructuras ambientales.

TABLA C.23-C.7.7.1 — PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO EN ESTRUCTURAS AMBIENTALES

Condición			Concreto construido en sitio	Concreto prefabricado Nota-1	Concreto preesforzado vaciado en sitio
(a) Concreto vaciado contra la tierra y en permanente contacto con ella			75 mm	No aplica	75 mm
(b) Concreto expuesto a la tierra , líquidos, intemperie, o en losas que sostienen rellenos de tierra	Losas y viguetas		50 mm	40 mm	40 mm
	Vigas y columnas	Estribos y espirales	50 mm	40 mm	40 mm
		Refuerzo principal	65 mm	50 mm	50 mm
	Muros		50 mm	40 mm	40 mm
	Zapatas y losas de base	Superficies vaciadas contra formaleta	50 mm	No aplica	No aplica
		Superficie superior de zapatas y losas de base	50 mm	No aplica	No aplica
	Cascarones y losas plegadas		40 mm	25 mm	25 mm
(c) Condiciones no cubiertas en (a) o (b)	Losas y viguetas	Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	20 mm	20 mm Nota-2	20 mm
		Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	40 mm	40 mm Nota-3	40 mm
	Vigas y columnas	Estribos y espirales	40 mm	25 mm	25 mm
		Refuerzo principal	50 mm	40 mm	40 mm
	Muros	Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	20 mm	20 mm Nota-2	20 mm
		Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	40 mm	40 mm Nota-3	40 mm
	Cascarones y losas plegadas	Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW30 o MD30 (6.2 mm de diámetro), o menores	13 mm	20 mm	20 mm
		Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores	20 mm	25 mm	25 mm

Nota-1 – Construido bajo condiciones de control en planta de prefabricación
Nota-2 – Incluye ductos de preesforzado menores de 40 mm de diámetro
Nota-3 – Incluye ductos de preesforzado mayores o iguales a 40 mm de diámetro

C.23-C.7.12 — Refuerzo de retracción y temperatura

C.23-C.7.12.2.1 — En elementos expuestos a condiciones ambientales o que deban ser impermeables incluyendo losas y muros, el área de refuerzo de retracción y temperatura debe cumplir, como mínimo, las cuantías de área de refuerzo sobre la sección bruta dadas en la Tabla C.23-C.7.12.2.1.

TABLA C.23-C.7.12.2.1 — CUANTÍAS MÍNIMAS DE RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA

Distancia entre juntas para compensar movimientos†	Cuantías mínimas de refuerzo de retracción de fraguado y variación de temperatura	
	f_y = 240 MPa	f_y = 420 MPa
menos de 6 m	0.0030	0.0030
6 a menos de 9 m	0.0040	0.0030
9 a menos 12 m	0.0050	0.0040
12 m o más	0.0060*	0.0050*

†La distancia es entre juntas de expansión y juntas de contracción de profundidad total. Cuando se trate de juntas de contracción de profundidad parcial las cuantías mínimas se deben determinar multiplicando la distancia real entre juntas de contracción de profundidad parcial por 1.5.

*Corresponde a la cuantía máxima a emplear cuando no se proveen juntas para compensar movimientos.

Para secciones de concreto que tienen un espesor mayor o igual a 600 mm el refuerzo de retracción y temperatura se puede determinar con base en una capa de concreto de 300 mm de espesor en cada una de las superficies del elemento. El refuerzo en la cara inferior de losas en contacto con el suelo se puede reducir en un 50% de lo requerido por la Tabla C.23-C.7.12.2.1.

C.23-C.7.12.2.2 — El refuerzo de retracción y temperatura no se debe espaciar a más de 300 mm y el tamaño mínimo de barra debe ser Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm). Al menos 1/3 del área requerida para refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse cualquiera de las caras del elemento.

C.23-C.8.1 — Métodos de diseño

C.23-C.8.1.1 — El diseño estructural de tanques, otros compartimentos estancos y estructuras ambientales, debe realizarse para los estados límites de resistencia y funcionamiento, tal como los define el Título C del Reglamento NSR-10 utilizando los factores de carga y de reducción de resistencia ϕ dados en el Capítulo C.9. El diseño de estructuras ambientales tiene como objetivo particular minimizar el agrietamiento y la fisuración, lo que da lugar a requisitos adicionales.

C.23-C.8.2.5 — Deben tenerse en cuenta los efectos causados por presión interna dentro de la estructura, los movimientos de las juntas y la separación entre ellas, y el llenado y vaciado del contenido de los tanques.

C.23-C.8.2.6 — Los efectos de las presiones del agua freática deben ser tenidos en cuenta en el diseño, especialmente las subpresiones sobre los tanques desocupados. Deben tomarse precauciones para evitar la falla del tanque por efectos de flotación, disponiendo lastres adecuados. Igualmente, y de no contar con un drenaje adecuado, debe considerarse el efecto que eventuales fugas puedan tener en la evaluación del nivel freático.

C.23-C.8.2.7 — En los tanques enterrados a los que se les pruebe su estanqueidad antes de realizar su relleno exterior, debe contemplarse esta condición en su diseño estructural.

C.23-C.8.2.8 — Debe tenerse especial cuidado al definir los valores de las presiones de los líquidos, de los empujes del suelo y de todas las fuerzas producidas por el funcionamiento de la estructura y de los eventuales equipos sobre ella.

C.23-C.9.2 — Resistencia requerida

C.23-C.9.2.6 — La resistencia requerida $\mathbf{U}$ para secciones que no sean controladas por compresión, como se definen en C.10.3.3 debe multiplicarse por el siguiente coeficiente de durabilidad ambiental $\mathbf{S_d}$ en aquellas porciones de las estructuras ambientales donde la durabilidad, la estanqueidad, u otras consideraciones de funcionamiento deban tenerse en cuenta.

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0 \qquad \text{(C.23-1)}$$

donde $\gamma = \dfrac{\text{carga mayorada}}{\text{carga no mayorada}}$

y donde f_s es el esfuerzo permisible de tracción en el refuerzo que se da más adelante.

(a) En el caso de diseño a cortante este coeficiente S_d se aplica únicamente a la porción de la resistencia a cortante que es llevada por el refuerzo a cortante.
(b) El coeficiente de durabilidad no debe utilizarse en diseños que utilicen cargas de servicio o esfuerzos admisibles.
(c) No se requiere el uso del coeficiente de durabilidad ambiental S_d en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas $\mathbf{E}$.

C.23-C.9.2.6.1 — Esfuerzo f_s causado por flexión: véase C.23-C.10.6.4.

C.23-C.9.2.6.2 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental normal: $f_s = 140$ MPa

C.23-C.9.2.6.3 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental severa: $f_s = 120$ MPa

C.23-C.9.2.6.4 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental normal: $f_s = 170$ MPa

C.23-C.9.2.6.5 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental severa: $f_s = 140$ MPa

C.23-C.9.2.7 — S_d debe tomarse como 1.0 para el diseño a flexión de secciones controladas por compresión, en el refuerzo preesforzado y en las zonas de anclaje de elementos postensados, independientemente de la exposición ambiental.

C.23-C.10.5 — Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

C.23-C.10.5.3 — Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis para la resistencia requerida $\mathbf{U}$ sin incluir el coeficiente de durabilidad ambiental S_d.

C.23- C.10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una y en dos direcciones

C.23-C.10.6.1 — Esta sección establece reglas para la distribución del refuerzo a flexión y los esfuerzos permisibles

utilizados para controlar el agrietamiento en todas las secciones que no sean controladas por compresión. Los requisitos de esta sección no aplican a combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas,

C.23-C.10.6.2 — La distribución del refuerzo a flexión en losas en dos direcciones se debe hacer de acuerdo con las disposiciones de C.13.3. En estructuras ambientales, para la aplicación de C.23-C.10.6.4, las losas con una relación lado largo a lado corto no mayor de 2 deben considerarse elementos en dos direcciones y las losas con una relación lado largo a lado corto mayor que 2 deben considerarse elementos en una dirección.

C.23-C.10.6.3 — El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de C.10.6.4.

C.23-10.6.4 — El esfuerzo calculado en el refuerzo más cercano a la cara en tracción a niveles de servicio f_s no debe exceder el valor dado por las ecuaciones (C.23-2) y (C.23-3), ni debe exceder un máximo de 250 MPa:

C.23-10.6.4.1 — En zonas de exposición ambiental normal, como las define C.23-C.10.6.4.5:

$$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2 + 4\left(50 + d_b/2\right)^2}} \qquad \text{(C.23-2)}$$

pero no hay necesidad que sea menor de 140 MPa para elementos en una dirección, ni menor de 170 MPa para elementos en dos direcciones.

C.23-C.10.6.4.2 — En zonas de exposición ambiental severa, como las define C.23-C.10.6.4.5:

$$f_{s,max} = \frac{46500}{\beta\sqrt{s^2 + 4\left(50 + d_b/2\right)^2}} \qquad \text{(C.23-3)}$$

pero no hay necesidad que sea menor de 120 MPa para elementos en una dirección, ni menor de 140 MPa para elementos en dos direcciones.

C.23-C.10.6.4.3 — En las ecuaciones (C.23-2) y (C.23-3) se permite utilizar un valor de **15 625** para el término $4\left(50 + d_b/2\right)^2$ como una simplificación.

C.23-C.10.6.4.4 — El factor de amplificación del gradiente de deformaciones unitarias está dado por:

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} \qquad \text{(C.23-4)}$$

donde c se calcula al nivel de cargas de servicio. en lugar de este computo más preciso, se permite utilizar β igual a 1.2 para $h \geq 400$ mm e igual a 1.35 para $h < 400$ mm en las ecuaciones (C.23-2) y (C.23-3).

C.23-C.10.6.4.5 — Para compartimentos estancos, una exposición ambiental normal se define como exposición a líquidos con un pH mayor de 5, o exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades de 1000 ppm o menos. La exposición ambiental severa ocurre cuando se exceden los límites que definen la exposición ambiental normal.

C.23-C.10.6.4.6 — El esfuerzo por flexión en el refuerzo al nivel de cargas de servicio f_s en MPa debe calcularse como el momento no mayorado dividido por el producto de área del refuerzo de acero por el brazo interno de palanca.

C.23-C.10.6.5 — Donde la apariencia de la superficie del concreto es importante y el recubrimiento de concreto excede 75 mm los esfuerzos de tracción por flexión en el refuerzo al nivel de cargas de servicio no deben exceder los valores dados en C.23-C.10.6.4 ni s para el refuerzo más cercano a la cara en tracción puede exceder el valor dado por:

$$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \qquad \text{(C.23-5)}$$

pero no puede ser mayor de 300 mm.

C.23-C.11.1 — Resistencia al cortante

C.23-C.11.1.1 — El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{(C.23-C.11-1)}$$

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + \frac{V_s}{S_d} \qquad \text{(C.23-C.11-2)}$$

donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, calculada de acuerdo con C.11.2, C.11.3, o C.11.11 y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante calculada de acuerdo con C.11.4, C.11.9.9 o C.11.11.

C.23-C.14 — Muros

C.23-C.14.1.1 — Las disposiciones del Capítulo C.14 deben aplicarse al diseño de muros planares sometidos a carga axial, con o sin flexión, y a muros circulares con carga axial y esfuerzos anulares, con o sin flexión.

C.23-C.14.3 — Refuerzo mínimo

C.23-C.14.3.1 — El refuerzo mínimo vertical y horizontal para temperatura y retracción de fraguado debe cumplir con las disposiciones de C.23-C.14.3.2 y C.23-C.14.3.3.

C.23-C.14.3.2 — La cuantía mínima para refuerzo vertical ρ_ℓ, es 0.0030.

C.23-C.14.3.3 — La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t, es función de la distancia entre juntas para compensar movimiento y debe cumplir con C.23-C.7.12.2.1.

C.23-C.14.3.4 — Los muros con un espesor mayor que 250 mm deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

(a) Una capa consistente en no menos de 1/2, y no más de 2/3 de el refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos del recubrimiento indicado en C.23-C.7.7 ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie exterior.
(b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos del recubrimiento indicado en C.23-C.7.7 ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie interior.

C.23-C.14.3.5 — El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse a no más de 300 mm.

C.23-C.14.3.6 — El refuerzo vertical no necesita estar confinado por estribos laterales cuando el refuerzo vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de concreto, o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

C.23-C.14.3.7 — Además del refuerzo mínimo especificado anteriormente, una cantidad de refuerzo equivalente al refuerzo interrumpido por cualquier abertura debe adicionarse a los lados de la abertura. Estas barras deben

extenderse para desarrollar el f_y en tracción en las esquinas de las aberturas rectangulares y más allá de la intersección con otras barras de reemplazo del refuerzo interrumpido en aberturas circulares, pero no menos de 600 mm.

C.23-C.14.5.3 — Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

C.23-C.14.5.3.1 — El espesor de muros de carga cuya estabilidad vertical no se derive de curvatura del muro en planta no debe ser menor de 1/25 de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 200 mm.

C.23-C.14.5.3.2 — Esta sección no aplica a estructuras ambientales.

C.23-C.14.6 — Espesor mínimo de muros

C.23-C.14.6.1 — El espesor de los muros que no sean de carga cuya estabilidad vertical no se derive de curvatura del muro en planta no debe ser menor de 150 mm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral.

C.23-C.14.6.2 — El espesor mínimo de muros convencionales de concreto reforzado construidos en sitio que estén en contacto con líquidos y tengan más de 3 m de altura debe ser 300 mm.

C.23-C.15.14 — Losas sobre el terreno en estructuras ambientales

C.23-C.15.14.1 — Alcance — En estructuras ambientales se consideran tres tipos de losas sobre el terreno:

1. Losas estructurales de cimentación
2. Losas sobre el terreno
3. Losas-membrana

Los requisitos para losas estructurales de fundación se encuentran dentro de los requisitos contenidos en el Título C de la NSR-10. Esta sección cubre los requisitos para losas sobre el terreno y losas-membrana de estructuras ambientales de concreto reforzado. El diseño de este tipo de losas está basado en la premisa de que la losa trasmite las cargas directamente a la sub-base sin distribuirlas, o solo distribuye cargas de ruedas de vehículos a la sub-base como los pavimentos.

C.23-C.15.14.2 — Sub-base — La sub-base debe tener la suficiente resistencia, rigidez, y estabilidad para soportar las cargas a que se va a ver sometida.

C.23-C.15.14.2.2 — La posibilidad de asentamientos de la sub-base debe tenerse en cuenta en el diseño de la losa. Puntos de mayor o menor resistencia dentro de la sub-base deben identificarse y tenerse en cuenta en el diseño. Debe considerarse el caso de que la losa esté apoyada sobre más de un tipo de sub-base, como puede ser parte sobre corte y parte sobre relleno.

C.23-C.15.14.2.3 — Deben prevenirse la erosión de la sub-base causada por flujo de agua bajo la losa. La gradación del material de relleno debe seleccionarse para permitir el flujo libre del agua sin que se presente pérdida de finos o proveer un geo-textil para el caso de que se presente fuga de líquido a través de una junta de la losa. Si el suelo en el lugar no es apropiado, debe retirarse y reemplazarse por un relleno de material seleccionado.

C.23-C.15.14.2.4 — La sub-base para losas debe tener densidad y compresibilidad uniformes para minimizar los asentamientos diferenciales entre la losa y zapatas de otras porciones de la estructura. El suelo remoldeado o consolidado de forma suelta debe retirarse y reemplazarse por un material seleccionado apropiadamente compactado. La excavación y reemplazo del suelo por un material seleccionado apropiadamente compactado debe realizarse cuando los suelos en el sitio no son apropiados para las cargas esperadas o no proveen un soporte uniforme.

C.23-C.15.14.2.5 — El nivel de la superficie de la sub-base donde se va a colocar la losa debe estar dentro de +0 mm y -25 mm en cualquier sección de de 30 m de longitud. Todas las variaciones en el nivel deben ser suaves y graduales.

C.23-C.15.14.3 — Espesor de la losa

C.23-C.15.14.3.1 — El mínimo espesor para losas sobre el terreno es:

- 100 mm para losas con solo una capa de refuerzo no preesforzado.
- 125 mm para losas con refuerzo preesforzado.
- 150 mm para losas con refuerzo, superior e inferior.

C.23-C.15.14.3.2 — El espesor mínimo de losas-membrana es:

- 75 mm con refuerzo electrosoldado.
- 100 mm para losas no preesforzadas con refierso electrosoldado o barras de refuerzo Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) o menores. Losas no preesforzadas con barras de refuerzo con un diámetro mayor de Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) deben tener un espesor mínimo tal que se umplan los requisitos de recubrimiento de C.23-C.15.14.4.4;
- 125 mm para losas preesforzadas.

C.23-C.15.14.3.3 — El máximo espesor para losas-membrana es:

- 150 mm para losas no preesforzadas.
- 175 mm para losas preesforzadas.

C.23-C.15.14.3.4 — Las tolerancia para el nivel de la superficie terminada de la losa son de -0 mm y +20 mm, con una diferencia no mayor de ±6 mm en 3 m.

C.23-C.15.14.4 — Refuerzo

C.23-C.15.14.4.1 — Las losas sobre el terreno pueden reforzarse con una o dos capas de refuerzo. Las losas-membrana solo pueden tener una capa de refuerzo. El refuerzo mínimo no puede ser menos que el prescrito en C.23-C.7.12. El refuerzo preesforzado, si se utiliza, no debe ser menos que la cantidad requerida para imponer un esfuerzo de compresión de 1,4 MPa a la losa.

C.23-C.15.14.4.2 — La cuantía mínima de refuerzo sobre la sección bruta debe ser 0.0050 en cada dirección ortogonal en losas-membrana no preesforzadas. Debe colocarse refuerzo adicional en los bordes y en otras discontinuidades de acuerdo con el diseño. Debe utilizarse refuerzo electrosoldado o barras de refuerzo corrugadas. El máximo espaciamiento entre alambres paralelos en el refuerzo electrosoldado no puede ser mayor de 100 mm. El máximo espaciamiento entre barras corrugadas debe ser el menor entre 300 mm y dos veces el espesor de la losa.

C.23-C.15.14.4.3 — Las losas-membrana preesforzadas deben tener refuerzo en las dos direcciones principales ortogonales y deben inducir un esfuerzo final de compresión de 1.4 MPa. El refuerzo preesforzado debe colocarse dentro del tercio central del espesor de la losa. Los tendones deben tensionarse tan pronto como la resistencia del concreto sea adecuada para resistir las fuerzas de los anclajes. La cuantía mínima de refuerzo no preesforzado debe ser 0.0015 en cada dirección ortogonal. Debe colocarse refuerzo adicional en los bordes y en otras discontinuidades de acuerdo con el diseño.

C.23-C.15.14.4.4 — El recubrimiento del refuerzo en la superficie superior de la losa no debe ser menor de 40 mm para losas sobre el terreno y de 25 mm para losas-membrana. El recubrimiento entre la superficie inferior de la losa y el refuerzo no debe ser menos de 40 mm tanto en losas sobre el terreno como en losas-membrana cuando la sub-base esta estabilizada de tal manera que el vaciado del concreto no la desplace o cuando la sub-base esta cubierta con una barrera plática. El recubrimiento no debe ser menor de 50 mm cuando la sub-base no está estabilizada o cuando no se coloca la barrera plástica. Las losas sobre el terreno de más de 200 mm de espesor deben cumplir los mismos requisitos de recubrimiento que las losas de cimentación. El refuerzo debe mantenerse en una posición vertical apropiada por medio de silla o cubos de concreto.

C.23-C.15.14.5 — Juntas

C.23-C.15.14.5.1 — Deben utilizarse barreras impermeables en todas las juntas de losas de estructuras que vayan a contener líquidos. El vaciado de la losa debe hacerse de forma continua en secciones tan grandes como sea posible para evitar la necesidad de juntas de construcción especialmente cuando no haya espacio para colocar la barrera impermeable. No se deben utilizar barreras impermeables integrales en secciones con un espesor menor de 125 mm.

Las barreras impermeables integrales deben disponer de por lo menos 25 mm de concreto entre la superficie de la barrera y la superficie del concreto. Las barreras impermeables diseñadas para colocarse en la parte inferior de la junta deben estar colocadas de tal manera que la superficie de la barrera está alejada al menos 25 mm del acero de refuerzo.

C.23-C.15.14.5.2 — El diseño de losas sobre el terreno debe tener en cuenta cualquier engrosamiento de la sección de la losa o las transiciones que se requieran.

C.23-C.15.14.6 — Efecto de flotación por subpresión

C.23-C.15.14.6.1 — Las losas que puedan verse sometidas a un efecto de flotación causada por subpresión bajo la losa deben diseñarse para que tengan drenajes adecuados bajo la losa para disipar la subpresión, válvulas de alivio, o bien diseñarse para que resistan la subpresión. Cuando se diseñen válvulas de alivio la losa debe diseñarse para resistir la subpresión que se presenta hasta el momento en que abran las válvulas de alivio.

C.23-C.15.14.7 — Curado

C.23-C.15.14.7.1 — El concreto debe curarse de acuerdo con lo exigido en el presente Título C.

C.23-C.21 — Requisitos de diseño sismo resistente

C.23-C.21.1.1.2 — El Apéndice A-1 del Título A del Reglamento NSR-10 da los requisitos de diseño sismo resistente para las estructuras ambientales, entre otras que tienen características dinámicas diferentes a las de edificaciones o que se salen del alcance del Reglamento NSR-10. Allí se designa la capacidad disipación de energía de las estructuras ambientales de concreto reforzado como mínima (DMI), moderada (DMO) o especial (DES) y esta designación rige la aplicación a estructuras ambientales de los requisitos contenidos en el Capítulo C.21.

C.23-C.21.1.1.9 — Definiciones especiales para estructuras ambientales

Estructura que contiene líquidos (Liquid-containing structure) — Estructura ambiental primaria o secundaria que se diseña para contener materiales en estado líquido o gaseoso. La estructura puede tener cualquier forma en planta y puede tener varios pisos y cubiertas.

Presión convectiva (Convective pressure) — Es la presión hidrodinámica sobre una estructura que contiene líquidos durante el sismo causada por la parte superior de la ola que se presenta en el líquido.

Presión impulsiva (Impulsive pressure) — Es la presión hidrodinámica sobre una estructura que contiene líquidos durante el sismo causada la parte inferior del líquido contenido.

C.23-C.21.1.2.4 — Consideraciones especiales para el diseño sismo resistente de estructuras ambientales

Los requisitos para la determinación de las fuerzas sísmicas y el análisis correspondiente de estructuras ambientales de concreto reforzado se encuentran en Apéndice A-1 del Título A de la NSR-10.

El diseñador debe tener en cuenta que en las estructuras ambientales las consideraciones de funcionamiento impiden que la estructura ambiental pueda tener oscilaciones excesivas en el rango inelástico. Por esta razón los valores del coeficiente de modificación de respuesta **R** para estructuras ambientales son substancialmente más bajos que los de edificaciones convencionales.

Tal como se indica en C.23-C.9.2.6 no hay necesidad de utilizar el coeficiente de durabilidad ambiental S_d en el diseño sismo resistente de estructuras ambientales dado que en él se utilizan combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos.

C.23-C.22 — Concreto estructural simple

No se permite el uso de concreto estructural simple en estructural ambientales.

APÉNDICE C-A — MODELOS PUNTAL-TENSOR

C-A.1 — Definiciones

Discontinuidad (Discontinuity) — Cambio abrupto en la geometría o en la carga.

Modelo puntal-tensor (Strut-and-tie model) — Un modelo de cercha de un elemento estructural, o de una región-D de ese elemento, hecho con puntales y tensores conectados en los nodos, capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o hacia las regiones-B adyacentes.

Nodo (Node) — En un modelo puntal-tensor, donde se intersectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas que actúan en el nodo.

Puntal (Strut) — Un elemento a compresión en el modelo puntal-tensor. Un puntal representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Puntal en forma de botella (Bottle-shaped strut) — Un puntal que es más ancho en el centro que en sus extremos.

Región-B (B-region) — Parte de un elemento en la que pueden aplicarse las suposiciones de secciones planas, mencionadas de la teoría de flexión en C.10.2.2.

Región-D (D-region) — La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza o geométrica.

Tensor (Tie) — Un elemento a tracción en el modelo puntal-tensor.

Viga alta (Deep beam) — Véanse C.10.7.1 y C.11.7.1.

Zona nodal (Nodal zone) — El volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nodo.

C-A.2 — Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor

C-A.2.1 — Se permite diseñar elementos de concreto estructural, o regiones-D en estos elementos, modelando el elemento o región como una cercha idealizada. El modelo de cercha debe contener puntales, tensores y nodos, como se define en C.A.1. El modelo de cercha debe ser capaz de transferir todas las cargas mayoradas hacia los apoyos o regiones-B adyacentes.

C-A.2.2 — El modelo puntal-tensor debe estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones.

C-A.2.3 — Para determinar la geometría de la cercha, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores y zonas nodales.

C-A.2.4 — Se permite que los tensores atraviesen los puntales. Los puntales deben cruzarse o superponerse sólo en los nodos.

C-A.2.5 — El ángulo, θ, entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25°.

C-A.2.6 — El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en:

$$\phi F_n \geq F_u \qquad \text{(C-A-1)}$$

donde F_u es la fuerza mayorada que actúa en un puntal o en un tensor, o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal; ϕ está especificado en C.9.3.2.6.

C-A.3 — Resistencia de los puntales

C-A.3.1 — La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns}, debe tomarse como el menor valor de

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \qquad \text{(C-A-2)}$$

en los dos extremos del puntal, donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, y, f_{ce} es el menor valor entre (a) y (b):

(a) la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal dado en C-A.3.2,

(b) la resistencia efectiva a la compresión en el concreto en la zona nodal dada en C-A.5.2.

C-A.3.2 — La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce}, en un puntal debe ser tomada como

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c \qquad \text{(C-A-3)}$$

C-A.3.2.1 — Para un puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud $\beta_s = 1.0$

C-A.3.2.2 — Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3 ..... $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3 ..... $\beta_s = 0.60\lambda$

donde λ está definido en C.8.6.1.

C-A.3.2.3 — Para los puntales en elementos sometidos a tracción, o alas en tracción de los elementos ..... $\beta_s = 0.40$

C-A.3.2.4 — Para todos los demás casos ..... $\beta_s = 0.60\lambda$

C-A.3.3 — Si se emplea el valor de β_s especificado en C.3.2.2(a), el eje del puntal debe ser cruzado por el refuerzo diseñado para resistir la fuerza de tracción transversal resultante de la expansión de la fuerza de compresión en el puntal. Se permite suponer que la fuerza de compresión se expande en los puntales con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal al eje del puntal.

C-A.3.3.1 — Para un f'_c no mayor a 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (C-A-4).

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \operatorname{sen} \alpha_i \geq 0.003 \qquad \text{(C-A-4)}$$

donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa *i* de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

C-A.3.3.2 — El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40°.

C-A.3.4 — Si se encuentra documentado mediante ensayos y análisis, se permite usar una resistencia efectiva a la compresión incrementada del puntal debido al refuerzo de confinamiento.

C-A.3.5 — Se permite el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión debe colocarse dentro de él, paralelo al eje del puntal, anclarse adecuadamente, y rodearse por estribos o espirales que cumplan con C.7.10. En estos casos, la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinalmente es:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \qquad \text{(C-A-5)}$$

C-A.4 — Resistencia de los tensores

C-A.4.1 — La resistencia nominal de un tensor, F_{nt}, debe calcularse como

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp}\left(f_{se} + \Delta f_p\right) \qquad \text{(C-A-6)}$$

donde $\left(f_{se} + \Delta f_p\right)$ no debe exceder f_{py}, y A_{tp} es igual a cero para los elementos no preesforzados.

En la ecuación(C-A-6), se permite tomar Δf_p igual a 420 MPa para el refuerzo preesforzado adherido, o 70 MPa para el refuerzo preesforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis.

C-A.4.2 — El eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor en el modelo puntal-tensor.

C-A.4.3 — El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, dispositivos de anclaje postensados, ganchos estándar o mediante el desarrollo de barra rectas, como lo exigen C-A.4.3.1 a C-A.4.3.4.

C-A.4.3.1 — Las zonas nodales deben desarrollar la diferencia entre la fuerza en el tensor en un lado del nodo y la fuerza en el tensor en el otro lado del nodo.

C-A.4.3.2 — En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra en la luz del elemento.

C-A.4.3.3 — En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida.

C-A.4.3.4 — El refuerzo transversal requerido por C-A.3.3 debe anclarse de acuerdo con C.12.13.

C-A.5 — Resistencia de las zonas nodales

C-A.5.1 — La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn}, debe ser

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \qquad \text{(A-7)}$$

donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2 y A_{nz} es la menor de (a) y (b):

(a) el área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u, o

(b) el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

C-A.5.2 — A menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce}, calculados en una cara de una zona nodal debidos a las fuerzas del modelo puntal-tensor, no deben exceder el valor dado por:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \qquad \text{(C-A-8)}$$

donde el valor de β_n está dado en C-A.5.2.1 a C-A.5.2.3.

C-A.5.2.1 — En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas ..... $\beta_n = 1.0$

C-A.5.2.2 — En zonas nodales que anclan un tensor ..... $\beta_n = 0.80$

ó

C-A.5.2.3 — En zonas nodales que anclan dos o más tensores ..... $\beta_n = 0.60$

C-A.5.3 — En un modelo puntal-tensor tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en C-A.5.1, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

APÉNDICE C-B — DISPOSICIONES ALTERNATIVAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO Y PREESFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN

C-B.1 — Alcance

Se permite el diseño por flexión y carga axial de acuerdo con las disposiciones del Apéndice B. Cuando se use el Apéndice B en el diseño, C-B.8.4, C-B.8.4.1, C-B.8.4.2, y C-B.8.4.3 deben remplazar a las secciones con las numeración correspondientes del Capítulo C.8: C-B.10.3.3 debe reemplazar a C.10.3.3, C.10.3.4 y C.10.3.5, excepto C.10.3.5.1 que se mantiene; C-B.18.1.3, C-B.18.8.1, C-B.18.8.2 y C-B.18.8.3 reemplazan a las secciones con la numeración correspondiente del Capítulo C.18; C-B.18.10.4, C-B.18.10.4.1, C-B.18.10.4.2 y C-B.18.10.4.3 deben reemplazar C.18.10.4, C.18.10.4.1 y C.18.10.4.2. Si se usa cualquier sección de este apéndice, todas las secciones en este apéndice deben ser sustituidas en el cuerpo del Título C del Reglamento NSR-10, y todas las demás secciones del cuerpo del Título C del Reglamento NSR-10 son aplicables.

C-B.8.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos en flexión no preesforzados

Para la aplicación de criterios en la redistribución de momentos para los elementos de concreto preesforzado, véase C-B.18.10.4.

C.B.8.4.1 — Excepto cuando se usen valores aproximados para los momentos, se permite reducir los momentos mayorados, calculados por medio de la teoría elástica en las secciones de momento máximo negativo o momento máximo positivo y en cualquier vano de elementos continuos en flexión, para cualquier disposición de carga, en no más de

$$20\left(1-\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}\right) \text{ por ciento}$$

C-B.8.4.2 — La redistribución de momentos debe realizarse solamente cuando la sección en la cual se está reduciendo el momento se ha diseñado de tal manera que ρ ó $\rho-\rho'$ no sea mayor a $0.50\rho_b$, donde

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) \qquad \text{(C-B-1)}$$

C-B.8.4.3 — Los momentos reducidos deben usarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las demás secciones dentro de los vanos. Se debe mantener el equilibrio estático después de la redistribución de momentos para cada disposición de la carga.

C-B.10.3 — Principios y requisitos generales

C-B.10.3.3 — En elementos sometidos a flexión y en elementos sometidos a una combinación de flexión y cargas axiales de compresión, cuando ϕP_n es menor que la más pequeña entre $0.10f'_cA_g$ y ϕP_b, la cuantía de refuerzo, ρ, proporcionado no debe exceder de 0.75 de la cuantía ρ_b que produciría condiciones de deformación unitaria balanceada en la sección sometida a flexión sin carga axial. En elementos con refuerzo de compresión, la parte de ρ_b equilibrada por el refuerzo de compresión no necesita reducirse por medio del factor 0.75.

C-B.18.1 — Alcance

C-B.18.1.3 — Las siguientes disposiciones de este Título C del Reglamento NSR-10 no se aplican al concreto preesforzado, excepto que se señale específicamente: C.6.4.4, C.7.6.5, C-B.8.4, C.8.12.2, C.8.12.3, C.8.12.4, C.8.13, C-B.10.3.3, C.10.5, C.10.6, C.10.9.1, y C.10.9.2; Capítulo C.13; y C.14.3, C.14.5, y C.14.6.

C-B.18.8 — Límites del refuerzo en elementos sometidos a flexión

C-B18.8.1 — La cuantía de refuerzo preesforzado y no preesforzado empleado para calcular la resistencia a flexión de un elemento, excepto por lo dispuesto en C-B18.8.2, debe ser tal que ω_p, $\left[\omega_p+\left(d/d_p\right)\left(\omega-\omega'\right)\right]$, ó $\left[\omega_{pw}+\left(d/d_p\right)\left(\omega_w-\omega'_w\right)\right]$ no sea mayor de $0.36\beta_1$, salvo lo permitido en C-B.18.8.2.

La cuantía ω_p se calcula como $\rho_p f_{ps}/f'_c$. Las cuantías ω_w y ω_{pw} se calculan como ω y ω_p, respectivamente, excepto que cuando se calcula ρ y ρ_p, debe usarse b_w en vez de b y el área de refuerzo o acero de preesforzado requerida para desarrollar la resistencia a la compresión del alma sola debe usarse en lugar de A_s o A_{ps}. La cuantía ω'_w se calcula como ω', excepto que al calcular ρ', debe usarse b_w en lugar de b.

C-B18.8.2 — Cuando se utiliza una cuantía de refuerzo mayor que el indicado en C-B18.8.1, la resistencia de diseño a flexión no debe exceder de la resistencia a flexión basada en la fuerza de compresión del par de momento.

C-B18.8.3 — La cantidad total de refuerzo, preesforzado y no preesforzado, debe ser la necesaria para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada en base al módulo de rotura, f_r, especificado en C.9.5.2.3. Se pueden omitir esta disposición para:

(a) losas en dos direcciones con postensado no adherido

(b) elementos a flexión con una resistencia a cortante y a flexión al menos el doble de la requerida en C.9.2.

C-B.18.10 — Estructuras estáticamente indeterminadas

C-B18.10.1 — Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio ante cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

C-B18.10.2 — El comportamiento ante carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, los momentos, el cortante y las fuerzas axiales producidas por el preesforzado, el flujo plástico, la retracción, las variaciones de temperatura, la deformación axial, la restricción provocada por elementos estructurales adyacentes y los asentamientos de la cimentación.

C-B18.10.3 — Los momentos que se utilizan para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado (con un factor de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño mayoradas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica C-B18.10.4.

C-B18.10.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos preesforzados sometidos a flexión

C-B18.10.4.1 — Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con C.18.9, se permite que los momentos negativos o positivos calculados por medio de la teoría elástica para cualquier disposición de carga supuesta, sean aumentados o disminuidos en no más de:

$$20\left[1-\frac{\omega_p+\frac{d}{d_p}(\omega-\omega')}{0.36\beta_1}\right] \text{ en porcentaje}$$

C-B18.10.4.2 — La redistribución de momentos debe hacerse sólo cuando la sección en la que se reduce el momento esté diseñada de manera que ω_p, $\left[\omega_p+\left(d/d_p\right)\left(\omega-\omega'\right)\right]$, o $\left[\omega_{pw}+\left(d/d_p\right)\left(\omega_w-\omega'_w\right)\right]$, la que se aplicable, no sea mayor de $0.24\beta_1$.

C-B18.10.4.3 — Los momentos reducidos deben utilizarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las demás secciones de los vanos. Se debe mantener el equilibrio estático después de la redistribución de momentos para cada disposición de carga.

Notas:

APÉNDICE C-C — FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA ALTERNATIVOS

C-C.9.1 — Alcance

Se permite diseñar el concreto estructural usando los factores de combinación de carga y de reducción de resistencia del Apéndice C. Cuando se utilice en el diseño el Apéndice C-C, C-C.9.2.1 a C-C.9.2.7 deben reemplazar C.9.2.1 a C.9.2.5, y C-C.9.3.1 a C-C.9.3.5 deben reemplazar C.9.3.1 a C.9.3.5.

C.C.9.2 — Resistencia requerida

C.C.9.2.1 — La resistencia requerida U, que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L, no debe ser menos que:

$$U = 1.4D + 1.7L \qquad \text{(C-C.9-1)}$$

C.C.9.2.2 — Para estructuras que también resisten W, carga por viento, o E, los efectos de carga por sismo, U no debe ser menos que el mayor valor obtenido de las ecuaciones (C-C.9-1), (C-C.9-2) y (C-C.9-3):

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + (1.6W \text{ ó } 1.0E) \qquad \text{(C-C.9-2)}$$

y

$$U = 0.9D + (1.6W \text{ ó } 1.0E) \qquad \text{(C-C.9-3)}$$

Cuando W no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite usar $1.3W$ en vez de $1.6W$ en las ecuaciones (C-C.9-2) y (C-C.9-3). Cuando E se basa en fuerzas sísmicas al nivel de servicio, se debe usar $1.4E$ en lugar de $1.0E$ en las ecuaciones (C-C.9-2) y (C-C.9-3).

C-C.9.2.3 — Para estructuras que resisten H, cargas debidas al peso y presión del suelo, el agua en el suelo, u otros materiales relacionados, U no debe ser menor que el mayor valor obtenido de las ecuaciones (C-C.9-1) y (C-C.9-4):

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \qquad \text{(C-C.9-4)}$$

En la ecuación (C-C.9-4) donde D o L reduzcan el efecto de H, $0.9D$ debe sustituir a $1.4D$ y usar un valor cero en L para determinar la mayor resistencia requerida U.

C-C.9.2.4 — Para estructuras que resisten F, carga debida al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas, el factor de carga para F debe ser 1.4, y F debe añadirse a todas las combinaciones de carga que incluyan la carga viva L.

C-C.9.2.5 — Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse con L.

C-C.9.2.6 — Cuando los efectos estructurales de los asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura, T, sean significativos U no debe ser menor que el valor obtenido de las ecuaciones (C-C.9-5) y (C-C.9-6):

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L) \qquad \text{(C-C.9-5)}$$

$$U = 1.4(D + T) \qquad \text{(C-C.9-6)}$$

El estimativo de los asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que ocurran durante el servicio de la estructura.

C-C.9.2.7 — Para el diseño de zonas de anclaje de postensado debe usarse un factor 1.2 para la fuerza máxima del gato de preesforzado.

C-C.9.3 — Resistencia de diseño

C-C.9.3.1 — La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como por sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este Título C del Reglamento NSR-10, multiplicada por los factores ϕ de C-C.9.3.2, C-C.9.3.4. y C-C.9.3.5.

C-C.9.3.2 — El factor de reducción de resistencia, ϕ, debe ser el siguiente:

C-C.9.3.2.1 — Secciones controladas por tracción, como se define en C.10.3.4 (véase también C-C.9.3.2.7) 0.90

C-C.9.3.2.2 — Secciones controladas por compresión, como se define en C.10.3.3:

(a) Elementos con refuerzo en espiral que cumple con C.10.9.3 ..... 0.75

(b) Otros elementos reforzados 0.70

Para las secciones con deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, ε_t, está entre los límites para las secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción, se permite que ϕ sea incrementado linealmente desde el valor para secciones controladas por compresión hasta 0.90 a medida que ε_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlada por compresión hasta 0.005.

En forma alternativa, cuando se usa el apéndice C-B para elementos en que f_y no excede los 420 MPa, con refuerzo simétrico, y con $(d_s - d')/h$ no menor de 0.70, se permite que ϕ aumente linealmente hasta 0.90 a medida que ϕP_n decrece desde $0.10 f'_c A_g$ hasta cero. Para otros elementos reforzados, se permite que ϕ aumente linealmente hasta 0.90 a medida que ϕP_n decrece desde $0.10 f'_c A_g$ o ϕP_b, el que sea menor, hasta cero.

C-C.9.3.2.3 — Cortante y torsión 0.85

C-C.9.3.2.4 — Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor) 0.70

C-C.9.3.2.5 — Zonas de anclaje de postensado 0.85

C-C.9.3.2.6 — Modelos puntal-tensor (Apéndice C-A), puntales, tensores, zonas nodales y áreas de aplastamiento en esos modelos 0.85

C-C.9.3.2.7 — En elementos preesforzados, las secciones de flexión sin carga axial, donde el confinamiento del torón es menor que la longitud de desarrollo como lo exige C.12.9.1.1 ..... 0.85

C-C.9.3.3 — Las longitudes de desarrollo especificadas en el Capítulo C.12 no requieren de un factor ϕ.

C-C.9.3.4 — Para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) que dependen de muros estructurales, construidos en sitio o prefabricados, o pórticos resistentes a momento para resistir los efectos sísmicos, E, ϕ debe modificarse de acuerdo con lo indicado en (a) hasta (c):

(a) Para cualquier elemento estructural diseñado para resistir E, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a

flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas, incluyendo E;

(b) Para diafragmas, ϕ para cortante no debe exceder el mínimo ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario resistente a fuerzas laterales;

(c) Para nudos y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

C-C.9.3.5 — En el Capítulo C.22 ϕ debe ser 0.65 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento en concreto estructural simple.

Notas:

APÉNDICE C-D — ANCLAJE AL CONCRETO

C-D.1 — Definiciones

Anclaje (Anchor) —Un dispositivo de acero ya sea preinstalado antes de colocar el concreto o postinstalado en un elemento de concreto endurecido y usado para transmitir fuerzas aplicadas, incluidos los tornillos con cabeza, los tornillos con extremo con forma de gancho (J o L), pernos con cabeza, anclajes de expansión, o anclajes con sobreperforación en su base.

Anclaje con sobreperforación en su base (Undercut anchor) — Un anclaje postinstalado que desarrolla su resistencia a la tracción con base en un mecanismo de trabazón proporcionado por la sobreperforación del concreto en el extremo embebido del anclaje. La sobreperforación se logra con un taladro especial antes de instalar el anclaje o de manera alternativa, por medio del mismo anclaje durante su instalación.

Anclaje de expansión (Expansion anchor) — Un anclaje postinstalado, insertado en el concreto endurecido que transfiere cargas hacia y desde el concreto por apoyo directo o fricción, o ambos. Los anclajes de expansión pueden ser de torsión controlada, donde la expansión se obtiene mediante una torsión que actúa en el tornillo o perno; o de desplazamiento controlado, donde la expansión se logra por fuerzas de impacto que actúan en una camisa o tapón y la expansión es controlada por la longitud de desplazamiento de la camisa o tapón.

Anclaje postinstalado (Post-installed anchor) — Un anclaje instalado en el concreto endurecido. Los anclajes de expansión y los anclajes con sobreperforación en su base son ejemplos de anclajes postinstalados.

Anclaje preinstalado (Cast-in anchor) — Un tornillo con cabeza, perno con cabeza, o tornillo con gancho, instalado antes de colocar el concreto.

Área proyectada (Projected area) — El área en la superficie libre del elemento de concreto que se usa para representar la base mayor de la superficie de falla rectilínea supuesta.

Camisa de espaciamiento (Distance sleeve) — Una camisa que envuelve la parte central de un elemento de anclaje con sobreperforación en su base, un elemento de anclaje de expansión de torsión controlada, o un elemento de anclaje de expansión de desplazamiento controlado, pero que no se expande.

Camisa de expansión (Expansion sleeve) — La parte externa de un anclaje de expansión que es forzada hacia afuera por la parte central, ya sea aplicando una torsión o impacto, para apoyarse contra los lados de un orificio perforado previamente.

Distancia al borde (Edge distance) — La distancia desde el borde de la superficie de concreto al centro del anclaje más cercano.

Elemento dúctil de acero (Ductile steel element) — Un elemento con un alargamiento en tracción medido experimentalmente mayor al 14 por ciento, y una reducción de área de al menos un 30 por ciento. Un elemento que cumple con las disposiciones de la NTC 4034 (ASTM A307) se considera un elemento dúctil.

Elemento frágil de acero (Brittle steel element) — Un elemento con un alargamiento en tracción medido experimentalmente menor al 14 por ciento, o una reducción en área de menos del 30 por ciento, o ambos.

Fijación (Aattachment) — Un dispositivo estructural, externo a la superficie del concreto, que transmite o recibe fuerzas de los elementos de anclaje.

Grupo de anclajes (Anchor group) — Un grupo de elementos de anclaje de aproximadamente la misma profundidad de embebido efectivo, en el cual cada elemento de anclaje está espaciado al menos $3h_{ef}$ de uno o más anclajes adyacentes al estar sometido a tracción, ó $3c_{a1}$ de uno o más anclajes adyacentes al estar sometido a cortante. Solamente aquellos anclajes susceptibles de sufrir el modo particular de falla que está bajo investigación pueden ser incluidos en el grupo.

Insertos especiales (Specialty insert) — Anclajes preinstalados para ser instalados antes de la colocación del concreto, prediseñados y prefabricados, diseñados especialmente para fijar conexiones atornilladas o ranuradas. Los

insertos especiales se usan con frecuencia para manipular, transportar y levantar, pero también se emplean para anclar elementos estructurales. Estos insertos especiales no están cubiertos dentro del alcance de este apéndice.

Percentil del 5 por ciento (Five percent fractile) — Un término estadístico que significa un 90 por ciento de confianza de que existe un 95 por ciento de probabilidad de que la resistencia real exceda a la resistencia nominal.

Perno con cabeza (Headed stud) — Un anclaje de acero que cumple con los requisitos de la AWS D1.1, fijado a una platina o aditamento de acero similar, mediante el proceso de soldadura de arco, antes de colocar el concreto.

Profundidad efectiva de embebido (Effective embedment depth) — Profundidad total a través de la cual el anclaje transfiere fuerzas hacia o desde el concreto que lo rodea. La profundidad efectiva de embebido generalmente es la profundidad de la superficie de falla del concreto en las aplicaciones en tracción. Para tornillos con cabeza preinstalados y pernos con cabeza, la profundidad efectiva de embebido se mide desde la superficie de contacto de apoyo de la cabeza.

Refuerzo suplementario (Supplementary reinforcement) — Refuerzo colocado para restringir el prisma de falla potencial por arrancamiento del concreto, pero que no está diseñado para transferir la carga total de diseño desde los anclajes hacia el elemento estructural.

Refuerzo del anclaje (Anchor reinforcement) — Refuerzo usado para transferir toda la fuerza de diseño desde los anclajes hacia el elemento estructural. Véase C-D.5.2.9 ó C-D.6.2.9.

Resistencia al arrancamiento del concreto por tracción del anclaje (Concrete breakout strength) — Resistencia de un volumen de concreto que rodea al anclaje o grupo de anclajes, para desprenderse del elemento.

Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje (Anchor pullout strength) — Resistencia del anclaje o un componente principal del dispositivo de anclaje que se desliza fuera del concreto sin romper una parte sustancial del concreto que lo rodea.

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje (Concrete pryout strength) — Resistencia que corresponde a la formación en anclajes cortos y rígidos de un descascaramiento de concreto detrás de elementos y en dirección opuesta a la fuerza cortante aplicada.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto (Side-face blowout strength) — Resistencia de los anclajes con mayor profundidad de embebido, pero con menor espesor del recubrimiento lateral, que corresponde a un descascaramiento del concreto que rodea la cara lateral de la cabeza embebida, sin que ocurran arrancamientos mayores en la parte superior de la superficie de concreto.

Tornillo con gancho (Hooked bolt) — Un anclaje preinstalado embebido anclado principalmente por el apoyo de un doblez en 90° (extremo en L) o un gancho en 180° (extremo en J) contra el concreto, en su extremo embebido, con un valor mínimo e_h mayor que $3d_a$.

C-D.2 — Alcance

C-D.2.1 — Este apéndice proporciona los requisitos de diseño para los anclajes en el concreto, utilizados para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o combinación de tracción y cortante, entre (a) elementos estructurales conectados; o (b) aditamentos y elementos estructurales relacionadas con la seguridad. Los niveles de seguridad especificados están orientados a las condiciones durante la vida útil más que a situaciones durante la construcción o manejo de corta duración.

C-D.2.2 — Este apéndice se refiere tanto a los anclajes preinstalados antes de la colocación del concreto como a anclajes postinstalados. No se incluyen insertos especiales, tornillos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola platina de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes pegados o inyectados con mortero, ni anclajes directos como pernos o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora. El refuerzo utilizado como parte del anclaje debe diseñarse de acuerdo con otras partes de este Título C del Reglamento NSR-10.

C-D.2.3 — Se incluyen los pernos con cabeza y tornillos con cabeza, los cuales poseen una geometría que ha demostrado tener una resistencia a la extracción por deslizamiento en concreto no fisurado igual o superior a $1.4N_p$

(donde N_p está dado por la ecuación (C-D-15)). Se incluyen los tornillos con gancho que tienen una geometría que ha demostrado dar una resistencia a la extracción por deslizamiento en concreto no fisurado igual o superior a $1.4N_p$ sin considerar el beneficio de la fricción (donde N_p está dado por la ecuación (C-D-16)). Se incluyen los anclajes postinstalados que cumplen con los requisitos de evaluación del ACI 355.2. La bondad de los anclajes postinstalados para el uso en concreto debe quedar demostrada por medio de los ensayos de calificación previa del ACI 355.2.

C-D.2.4 — Las aplicaciones con carga que sean predominantemente ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto no están cubiertas por este Apéndice.

C-D.3 — Requisitos generales

C-D.3.1 — Los anclajes y grupos de anclajes deben diseñarse para los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas determinadas por medio de un análisis elástico. Se permite el enfoque del análisis plástico cuando la resistencia nominal está controlada por elementos de acero dúctiles y siempre que se tenga en cuenta la compatibilidad de deformaciones.

C-D.3.2 — La resistencia de diseño de los anclajes debe ser igual o exceder la resistencia mayorada calculada con las combinaciones de cargas de C.9.2 ó C-C.9.2.

C-D.3.3 — Cuando el diseño de un anclaje incluye fuerzas sísmicas para estructuras con capacidad de disipación moderada (DMO) y especial (DES), se deben cumplir los requisitos adicionales de C-D.3.3.1 a C-D.3.3.6.

C-D.3.3.1 — Las disposiciones del Apéndice C-D no son aplicables al diseño de anclajes en las zonas de articulación plástica de estructuras de concreto sometidas a fuerzas sísmicas.

C-D.3.3.2 — Los anclajes estructurales postinstalados deben estar calificados para su uso en concreto agrietado y deben cumplir con los Ensayos de Simulación Sísmica de acuerdo con el ACI 355.2. La resistencia a la extracción por deslizamiento N_p y la resistencia del acero del anclaje en cortante V_{sa} deben basarse en los resultados del ACI 355.2 – Ensayos de Simulación Sísmica.

C-D.3.3.3 — La resistencia de diseño del anclaje asociado con modos de falla del concreto debe tomarse como $0.75\phi N_n$ y $0.75\phi V_n$, donde ϕ es dado en C-D.4.4 ó C-D.4.5 y N_n y V_n se determinan según C-D.5.2, C-D.5.3, C-D.5.4, C-D.6.2 y C-D.6.3 suponiendo que el concreto está agrietado, a menos que se demuestre que el concreto se mantiene sin agrietar.

C-D.3.3.4 — Se deben diseñar los anclajes de manera que estén controlados por la resistencia del acero de un elemento de acero dúctil de acuerdo con C-D.5.1 y C-D.6.1, a menos que se cumpla con C-D.3.3.5 ó C-D.3.3.6.

C-D.3.3.5 — En lugar de C-D.3.3.4, el aditamento que el anclaje conecta a la estructura debe ser diseñado de manera que la fijación llegue a fluencia dúctil con el nivel de carga correspondiente a fuerzas de anclaje no mayores que la resistencia de diseño de los anclajes especificada en C-D.3.3.3.

C-D.3.3.6 — Como alternativa a C-D.3.3.4 y C-D.3.3.5, se permite tomar la resistencia de diseño de los anclajes como 0.4 veces la resistencia de diseño determinada con C-D.3.3.3. Para el anclaje de muros de carga de aporticamiento ligero, se permite tomar la resistencia de diseño de los anclajes como 0.5 veces la resistencia de diseño determinada con C-D.3.3.3.

C-D.3.4 — El factor de modificación λ para concreto de peso liviano en este Apéndice debe estar de acuerdo con 8.6.1 a menos que se especifique de otro modo.

C-D.3.5 — Los valores de f'_c usados para los cálculos en este apéndice, no deben exceder 70 MPa para los anclajes preinstalados y 55 MPa para los anclajes postinstalados. Se requieren ensayos para los anclajes postinstalados cuando se emplean en concreto con f'_c mayor a 55 MPa.

C-D.4 — Requisitos generales para la resistencia de los anclajes

C-D.4.1 — El diseño por resistencia de los anclajes debe basarse en cálculos que empleen modelos de diseño que satisfagan los requisitos de C-D.4.2, o bien con base en resultados de ensayos, utilizando un percentil del 5 por ciento de los resultados de ensayo para lo siguiente:

(a) Resistencia a tracción del acero del anclaje (C-D.5.1).

(b) Resistencia al cortante del acero del anclaje (C-D.6.1).

(c) Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por tracción (C-D.5.2).

(d) Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por cortante (C-D.6.2).

(e) Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje por tracción (C-D.5.3).

(f) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto de anclaje por tracción (C-D.5.4), y

(g) Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (C-D.6.3).

Además, los anclajes deben cumplir las distancias al borde, espaciamiento y espesor para evitar las fallas por hendimiento, como lo exige C-D.8.

C-D.4.1.1 — Para el diseño de los anclajes, salvo lo exigido en C-D.3.3,

$$\phi N_n \geq N_{ua} \qquad \text{(C-D-1)}$$

$$\phi V_n \geq V_{ua} \qquad \text{(C-D-2)}$$

C-D.4.1.2 — En las ecuaciones (C-D-1) y (C-D-2), ϕN_n y ϕV_n son las resistencias de diseño más bajas determinadas para todas las modalidades pertinentes de falla. ϕN_n es la resistencia de diseño más baja en tracción de un anclaje o grupos de anclajes, determinada según las consideraciones de ϕN_{sa}, $\phi n N_{pn}$, ya sea ϕN_{sb} ó ϕN_{sbg}, y ϕN_{cb} ó ϕN_{cbg}. ϕV_n es la resistencia de diseño más baja para cortante de un anclaje o un grupo de anclajes determinada de las consideraciones de ϕV_{sa}, ya sea ϕV_{cb} ó ϕV_{cbg}, y ϕV_{cp} ó ϕV_{cpg}.

C-D.4.1.3 — Cuando se encuentran presentes tanto N_{ua} como V_{ua}, se deben considerar los efectos de interacción, de acuerdo con C-D.4.3.

C-D.4.2 — La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes debe basarse en los modelos de diseño que resulten en predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance. Los materiales empleados en los ensayos deben ser compatibles con los materiales usados en la estructura. La resistencia nominal debe basarse en el percentil de 5 por ciento de la resistencia básica individual del anclaje. Para resistencias nominales relacionadas con la resistencia del concreto, deben considerarse las modificaciones debido a efectos del tamaño, el número de anclajes, los efectos del espaciamiento reducido de los anclajes, proximidad a los bordes, espesor del elemento de concreto, solicitaciones excéntricas de grupos de anclajes y la presencia o ausencia de fisuración. Los límites para las distancias a los bordes y espaciamiento entre los anclajes establecidos en los modelos de diseño deben ser congruentes con los utilizados en los ensayos que se utilicen para verificar el modelo.

C-D.4.2.1 — En los modelos de diseño usados para cumplir con C-D.4.2, se puede incluir el efecto del refuerzo colocado para restringir el arrancamiento del concreto. Donde se coloca refuerzo del anclaje, según C-D.5.2.9 y C-D.6.2.9, no se requieren cálculos para la resistencia al arrancamiento del concreto, según C-D.5.2 y C-D.6.2.

C-D.4.2.2 — Para anclajes con diámetros que no excedan 50 mm, y profundidades de embebido que no excedan 635 mm, las exigencias para prevenir el arrancamiento del concreto se deben considerar satisfechas si se cumple con los procedimientos de diseño de C-D.5.2 y C-D.6.2.

C-D.4.3 — Para el diseño para cargas de tracción y cortante que actúan en forma simultánea se debe usar una expresión de interacción que resulte en una resistencia que concuerde con los resultados de ensayos exhaustivos. Se debe considerar que C-D.7 satisface dichos requisitos.
C-D.4.4 — Cuando se usan las combinaciones de carga de C.9.2, los factores de reducción de resistencia ϕ para anclajes en concreto deben ser:

a) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil
   i) Cargas de tracción 0.75
   ii) Fuerza cortante 0.65

b) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil
   i) Cargas de tracción 0.65
   ii) Fuerza cortante 0.60

c) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabeceo del anclaje

	Condición A	Condición B
i) Cargas de cortante	0.75	0.70
ii) Cargas de tracción		
Pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho preinstalados	0.75	0.70
Anclajes postinstalados de acuerdo con las categorías de ACI 355.2		
Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta)	0.75	0.65
Categoría 2 (Sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana)	0.65	0.55
Categoría 3 (Alta sensibilidad y confiabilidad baja)	0.55	0.45

La condición A se aplica donde existe refuerzo suplementario excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

La condición B se aplica donde no existe refuerzo suplementario, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

C-D.4.5 — Cuando se usan las combinaciones de carga del Apéndice C, el factor de reducción de resistencia ϕ para los anclajes en el concreto debe ser:

a) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil
   i) Cargas de tracción 0.80
   ii) Fuerza cortante 0.75

b) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil
   i) Cargas de tracción 0.70
   ii) Fuerza cortante 0.65

c) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, deslizamiento del anclaje, o desprendimiento por cabeceo del anclaje.

	Condición A	Condición B
i) Fuerza cortante	0.85	0.75
ii) Cargas de tracción		
Conectores, pernos con cabeza, o pernos con gancho embebidos	0.85	0.75
Anclajes postinstalados de alguna categoría, según lo determina el ACI 355.2		
Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad)	0.85	0.75
Categoría 2 (Sensibilidad media a la instalación y mediana confiabilidad)	0.75	0.65
Categoría 3 (Alta sensibilidad y Confiabilidad baja)	0.65	0.55

La condición A se aplica donde existe refuerzo suplementario excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

La condición B se aplica donde no existe refuerzo suplementario, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

C-D.5 — Requisitos de diseño para cargas de tracción

C-D.5.1 — Resistencia del acero de un anclaje en tracción

C-D.5.1.1 — La resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, N_{sa}, debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas del anclaje.

C-D.5.1.2 — La resistencia nominal de un solo anclaje o grupo de anclajes en tracción, N_{sa}, no debe exceder:

$$N_{sa} = nA_{se,N}f_{uta} \qquad \text{(C-D-3)}$$

Donde n es el número de anclajes en el grupo, $A_{se,N}$ es el área transversal efectiva del anclaje en tracción, mm^2, y f_{uta} no debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ ó 860 MPa.

C-D.5.2 — Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

C-D.5.2.1 — La resistencia nominal de arrancamiento del concreto, N_{cb} ó N_{cbg} de un solo anclaje o grupo de anclajes en tracción no debe exceder de:

(a) para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_{ed,N}\psi_{c,N}\psi_{cp,N}N_b \qquad \text{(C-D-4)}$$

(b) para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_{ec,N}\psi_{ed,N}\psi_{c,N}\psi_{cp,N}N_b \qquad \text{(C-D-5)}$$

Los factores $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$, y $\psi_{cp,N}$ se encuentran definidos en C-D.5.2.4, C-D.5.2.5, C-D.5.2.6 y C-D.5.2.7 respectivamente. A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que

debe ser aproximada a la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia fuera en $1.5h_{ef}$ desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe exceder a nA_{Nco}, donde n es el número de anclajes en tracción en el grupo. A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1.5h_{ef}$.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \qquad \text{(C-D-6)}$$

C-D.5.2.2 — La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado, N_b, no debe exceder de

$$N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5} \qquad \text{(C-D-7)}$$

donde
$k_c = 10$ para los anclajes preinstalados, y
$k_c = 7$ para los anclajes postinstalados.

Se debe permitir que el valor de k_c para anclajes postinstalados sea incrementado sobre 7 basándose en los ensayos específicos para productos del ACI 355.2, pero en ningún caso puede exceder de 10.

De manera alternativa, para pernos con cabeza preinstalados con $280\text{ mm} \le h_{ef} \le 635\text{ mm}$, N_b no debe exceder de:

$$N_b = 3.9\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3} \qquad \text{(C-D-8)}$$

C-D.5.2.3 — Donde los anclajes se ubican a menos de $1.5h_{ef}$, de tres o más bordes, el valor de h_{ef} usado en las ecuaciones (C-D-4) a la (C-D-11) debe ser mayor entre $c_{a,máx}/1.5$ y un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo.

C-D.5.2.4 — El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción es:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \qquad \text{(C-D-9)}$$

Pero $\psi_{ec,N}$ no debe tomarse menor que la unidad (1.0).

Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes que se encuentran en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N en la ecuación (C-D-9) y para calcular N_{cbg} en la ecuación (C-D-5).

Cuando las cargas excéntricas existen alrededor de dos ejes, el factor de modificación, $\psi_{ec,N}$, debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de esos factores debe usarse como $\psi_{ec,N}$, en la ecuación (C-D-5).

C-D.5.2.5 — El factor de modificación para los efectos del borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción es:

$$\psi_{ed,N} = 1 \quad \text{si} \quad c_{a,min} \ge 1.5h_{ef} \qquad \text{(C-D-10)}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad \text{si} \quad c_{a,min} < 1.5h_{ef} \qquad \text{(C-D-11)}$$

C-D.5.2.6 — Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto, donde los análisis señalan que no hay fisuración para niveles de cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$\psi_{c,N} = 1.25$ para anclajes preinstalados

$\psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes postinstalados, donde el valor de k_c usado en la ecuación (C-D-7) es igual a 7.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (C-D-7) se toma de ACI 355.2 para anclajes postinstalados, calificados para ser utilizados en concreto fisurado y no fisurado, los valores de k_c y de $\psi_{c,N}$ deben basarse en el informe para evaluación de productos del ACI 355.2.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (C-D-7) se tome del informe para evaluación de productos del ACI 355.2 para anclajes postinstalados, calificados para ser utilizados únicamente en concreto no fisurado, $\psi_{c,N}$ debe tomarse como 1.0.

Cuando el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, $\psi_{c,N}$, debe tomarse igual a 1.0 para ambos anclajes, preinstalados y postinstalados. Los anclajes postinstalados deben ser calificados para su empleo en concreto fisurado de acuerdo con el ACI 355.2. La fisuración en el concreto debe ser controlada mediante refuerzo de flexión distribuido de acuerdo con 10.6.4 ó un control de fisuración equivalente proporcionado mediante refuerzo de confinamiento.

C-D.5.2.7 — El factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con C-D.5.2.6 sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,N}$ debe calcularse como sigue utilizando la distancia crítica c_{ac} como se define en C-D.8.6:

$$\psi_{cp,N} = 1.0 \quad \text{si} \quad c_{a,min} \ge c_{ac} \qquad \text{(C-D-12)}$$

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad \text{si} \quad c_{a,min} < c_{ac} \qquad \text{(C-D-13)}$$

Pero $\psi_{cp,N}$ determinado por medio de la ecuación (C-D-13) no debe tomarse menor que $1.5h_{ef}/c_{ac}$ donde la distancia crítica c_{ac}, se encuentra definida en C-D.8.6.

Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\psi_{cp,N}$, debe tomarse como 1.0.

C-D.5.2.8 — Cuando se agrega una platina adicional o arandela a la cabeza del anclaje, se puede calcular el área proyectada de la superficie de falla, proyectando la superficie de falla $1.5h_{ef}$ hacia afuera del perímetro efectivo de la platina o arandela. El perímetro efectivo no debe exceder el valor en una sección proyectada hacia fuera más del espesor de la arandela o platina desde el borde exterior de la cabeza del anclaje.

C-D.5.2.9 — Donde el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo al Capítulo C.21 a ambos lados de la superficie de arrancamiento, se permite usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje para determinar ϕN_a, en lugar de la resistencia al arrancamiento del concreto. En el diseño del refuerzo del anclaje, se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75.

C-D.5.3 — Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción

C-D.5.3.1 — La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción, N_{pn}, no debe exceder:

$$N_{pn} = \psi_{c,P}N_p \qquad \text{(C-D-14)}$$

donde $\psi_{c,P}$ se identifica en C-D.5.3.6.

C-D.5.3.2 — Para los anclajes de expansión postinstalados y anclajes con sobreperforación en su base los valores de N_p deben basarse en los resultados con un porcentil del 5 por ciento de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2. No se permite determinar la resistencia a la extracción por deslizamiento para esos anclajes por cálculo.

C-D.5.3.3 — Para pernos preinstalados con cabeza y tornillos con cabeza individuales, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento usando D.5.3.4. Para tornillos individuales con extremo en forma de L o J, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción usando C-D.5.3.5. Alternativamente, se pueden usar valores de N_p basados en los resultados de ensayos con un percentil del 5 por ciento de ensayos realizados y evaluados de la misma manera que los procedimientos del ACI 355.2, pero sin el beneficio de la fricción.

C-D.5.3.4 — La resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de un perno o tornillo con cabeza individual, N_p, para ser empleada en la ecuación (C-D-14) no debe exceder:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c \qquad \text{(C-D-15)}$$

C-D.5.3.5 — La resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un tornillo individual con gancho, N_p, para ser empleada en la ecuación (C-D-14) no debe exceder:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \qquad \text{(C-D-16)}$$

donde $3d_a \le e_h \le 4.5d_a$

C-D.5.3.6 — Para un anclaje ubicado en una región de un elemento de concreto, donde el análisis indica que no existen fisuras para niveles de carga de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$$\psi_{c,P} = 1.4$$

Cuando el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,P}$ debe ser tomado como 1.0.

C-D.5.4 — **Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en tracción**

C-D.5.4.1 — Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde $h_{ef} > 2.5c_{a1}$, la resistencia nominal al desprendimiento lateral, N_{sb}, no debe exceder:

$$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \qquad \text{(C-D-17)}$$

Si c_{a2} para el perno con cabeza individual es menos que $3c_{a1}$, el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor $\left(1+c_{a2}/c_{a1}\right)/4$ donde $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$.

C-D.5.4.2 — Para un grupo de anclajes con cabeza con embebido profundo localizados cerca a un borde $(h_{ef} > 2.5c_{a1})$ y con un espaciamiento entre los anclajes menor que $6c_{a1}$, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sbg} no debe exceder:

$$N_{sbg} = \left(1+\frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \qquad \text{(C-D-18)}$$

donde s es el espaciamiento de los anclajes exteriores a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la ecuación (C-D-17) sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

C-D.6 — **Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante**

C-D.6.1 — **Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante**

C-D.6.1.1 — La resistencia nominal de un anclaje a cortante cuando está controlada por el acero V_{sa} debe ser evaluada por cálculo con base en las propiedades del material del anclaje y las dimensiones físicas del anclaje.

C-D.6.1.2 — La resistencia nominal de un anclaje individual o de un grupo de anclajes en cortante, V_{sa} no debe exceder lo establecido de (a) hasta (c):

(a) Para conectores preinstalados

$$V_{sa} = nA_{se,V}f_{uta} \qquad \text{(C-D-19)}$$

donde n es el número de anclajes en el grupo, $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje en cortante, mm^2, y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ y 860 MPa.

(b) Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho y para anclajes postinstalados donde las camisas no se extienden a través del plano de cortante

$$V_{sa} = n0.6A_{se,V}f_{uta} \qquad \text{(C-D-20)}$$

donde n es el número de anclajes en el grupo, $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje en cortante, pulg^2, y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ ó 860 MPa.

(b) Para anclajes postinstalados donde las camisas se extienden a través del plano de cortante, V_{sa} debe basarse en los resultados de los ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2. De manera alternativa, se permite usar la ecuación (C-D-20).

C-D.6.1.3 — Cuando los anclajes se usan con platinas de apoyo inyectadas con mortero, las resistencias nominales de C-D.6.1.2 deben multiplicarse por un factor igual a 0.80.

C-D.6.2 — **Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante**

C-D.6.2.1 — La resistencia nominal al arrancamiento del concreto, V_{cb} o V_{cbg}, en cortante de un anclaje individual o de un grupo de anclajes no debe exceder:

(a) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}}\psi_{ed,V}\psi_{c,V}\psi_{h,V}V_b \qquad \text{(C-D-21)}$$

(b) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}}\psi_{ec,V}\psi_{ed,V}\psi_{c,V}\psi_{h,V}V_b \qquad \text{(C-D-22)}$$

(c) Para una fuerza cortante paralela a un borde, se permite que V_{cb} ó V_{cbg} sea el doble del valor de la fuerza cortante determinada por las ecuaciones (C-D-21) o (C-D-22), respectivamente, suponiendo que la fuerza cortante actúa perpendicular al borde con $\psi_{ed,V}$ tomado igual a 1.0.

(d) Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite al arrancamiento del concreto debe ser determinada para cada borde, y debe usarse el valor mínimo.

Los factores $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$ y $\psi_{h,V}$ se encuentran definidos en C-D.6.2.5, C-D.6.2.6, C-D.6.2.7 y C-D.6.2.8, respectivamente. V_b es el valor de la resistencia básica al arrancamiento del concreto por cortante para un solo anclaje. A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de concreto en su borde, para un anclaje individual o para un grupo de anclajes. Se permite evaluar $A_{V,c}$ como el área proyectada de la superficie de falla sobre la cara lateral del elemento para anclajes individuales y grupos de anclajes. Se permite evaluar $A_{V,c}$ como la base de medio tronco de pirámide proyectada a la cara lateral del elemento donde la parte superior de la media pirámide está definida por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_{a1} debe tomarse como la distancia desde el borde hasta dicho eje. $A_{V,c}$ no debe exceder a nA_{Vco}, donde n es el número de anclajes del grupo.

A_{Vco} es el área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que $1.5c_{a1}$ en dirección perpendicular a la fuerza cortante. Se permite evaluar A_{Vco} como la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3c_{a1}$ y una profundidad de $1.5c_{a1}$:

$$A_{Vco} = 4.5\left(c_{a1}\right)^2 \qquad \text{(C-D-23)}$$

Cuando los anclajes se encuentran ubicados a distintas distancias del borde y los anclajes están soldados al aditamento de manera que distribuya la fuerza a todos los anclajes, se puede evaluar la resistencia basándose en la distancia desde el borde hasta la fila de anclajes más alejada. En este caso, se puede basar el valor c_{a1} en la distancia desde el borde al eje de la fila de anclajes más alejada que fue seleccionada como crítica, y se debe suponer que toda la fuerza cortante será resistida sólo por esta fila crítica de anclajes.

C-D.6.2.2 — La resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado, V_b, no debe exceder:

$$V_b = 0.6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}\left(c_{a1}\right)^{1.5} \qquad \text{(C-D-24)}$$

donde ℓ_e es la longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante:

$\ell_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda la sección de longitud de embebido, tal como anclajes con cabeza y anclajes postinstalados con una camisa tubular en toda la longitud de embebido,

$\ell_e = 2d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado con una camisa distanciadora separada de la camisa de expansión, y

$\ell_e \le 8d_a$ en los otros casos.

C-D.6.2.3 — Para los pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho, preinstalados, que están soldados en forma continua a aditamentos de acero, con un espesor mínimo igual al mayor entre 10 mm y a la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica al arrancamiento del concreto en cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, V_b, no debe exceder:

$$V_b = 0.66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}\left(c_{a1}\right)^{1.5} \qquad \text{(C-D-25)}$$

donde ℓ_e se define en C-D.6.2.2 y siempre que:

(a) para un grupo de anclajes, la resistencia sea determinada con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde;

(b) el espaciamiento de los anclajes, s, no sea menor de 65 mm.; y

(c) se coloque refuerzo suplementario en las esquinas si $c_{a2} \le 1.5h_{ef}$.

C-D.6.2.4 — Donde los anclajes están influenciados por tres o más bordes, el valor de c_{a1} empleado en las ecuaciones (C-D-23) a la (C-D-29) no debe exceder al mayor de $c_{a2}/1.5$ en cualquier dirección, $h_a/1.5$ y un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo.

C-D.6.2.5 — El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\psi_{ec,V}$, debe calcularse como

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1+\frac{2e'_v}{3c_{a1}}} \qquad \text{(C-D-26)}$$

Pero $\psi_{ec,V}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1.0).

Si la carga en un grupo de anclajes es tal que solo algunos anclajes se encuentran cargados en corte en la misma dirección, solo esos anclajes que se encuentran cargados en corte en la misma dirección pueden ser considerados al determinar la excentricidad e'_v para ser usada en la ecuación (C-D-26) y para calcular V_{cbg} en la ecuación (C-D-22).

C-D.6.2.6 — El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante es:

$$\psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{si} \quad c_{a2} \ge 1.5c_{a1} \qquad \text{(C-D-27)}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad \text{si} \quad c_{a2} < 1.5c_{a1} \qquad \text{(C-D-28)}$$

C-D.6.2.7 — Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$$\psi_{c,V} = 1.4$$

Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto, donde el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, se permiten los siguientes factores de modificación:

$\psi_{c,V} = 1.0$ para anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario o refuerzo de borde menor que una barra de diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm);

$\psi_{c,V} = 1.2$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en barras de diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm), o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde; y

$\psi_{c,V} = 1.4$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm), o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 100 mm.

C-D.6.2.8 — Para anclajes ubicados en un elementos de concreto, donde $h_a < 1.5c_{a1}$, $\psi_{h,V}$ debe calcularse así:

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \qquad \text{(C-D-29)}$$

Pero $\psi_{h,V}$ no debe tomarse menor que la unidad (1.0).

C-D.6.2.9 – Donde el refuerzo del anclaje se desarrolla de acuerdo al Capítulo C.12, a ambos lados de la superficie de ruptura, o encierra al anclaje y se desarrolla más allá de la superficie de ruptura, para determinar ϕV_n, se permite usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje en vez de la resistencia al arrancamiento del concreto. Se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75 para el diseño del refuerzo del anclaje.

C-D.6.3 — Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

C-D.6.3.1 — La resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante V_{cp} o V_{cpg} no debe exceder de:

(a) para un solo anclaje

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad \text{(C-D-30)}$$

(b) para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad \text{(C-D-31)}$$

donde
$k_{cp} = 1.0$ para $h_{ef} < 65$ mm, y
$k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} \geq 65$ mm.

N_{cb} y N_{cbg} deben ser determinados mediante la ecuación (C-D-4) y la ecuación (C-D-5), respectivamente.

C-D.7 — Interacción de las fuerzas de tracción y cortante

A menos que sea determinado de acuerdo con C-D.4.3, los anclajes o grupo de anclajes que se encuentran sometidos tanto a cargas axiales como de cortante, deben ser diseñados para satisfacer las disposiciones de C-D.7.1 a C-D.7.3. El valor de ϕN_n debe ser el exigido en C-D.4.1.2. El valor de ϕV_n debe ser el definido en C-D.4.1.2.

C-D.7.1 — Si $V_{ua} \leq 0.2\phi V_n$, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$.

C-D.7.2 — Si $N_{ua} \leq 0.2\phi N_n$, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$.

C-D.7.3 — Si $V_{ua} > 0.2\phi V_n$, y $N_{ua} > 0.2\phi N_n$, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad \text{(C-D-32)}$$

C-D.8 — Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento

Los espaciamientos mínimos y distancias al borde para anclajes, y los espesores mínimos de los elementos deben cumplir con C-D.8.1 hasta C-D.8.6, a menos que se coloque refuerzo suplementario para controlar el hendimiento. Se permiten valores menores para determinados productos basados en ensayos específicos realizados de

C-D.8.1 — A menos que se determinen siguiendo C-D.8.4, el espaciamiento mínimo entre centro y centro de los anclajes debe ser de $4d_a$ para anclajes preinstalados que no serán sometidos a torsión, y $6d_a$ para anclajes preinstalados y postinstalados que serán sometidos a torsión. acuerdo con el ACI 355.2.

C-D.8.2 — A menos que se determine de acuerdo con C-D.8.4, las distancias mínimas al borde para los anclajes con cabeza preinstalados que no serán torsionados deben basarse en los requisitos mínimos de recubrimiento para el

refuerzo de C.7.7. Para los anclajes con cabeza preinstalados que serán sometidos a torsión, la distancia mínima al borde es de $6d_a$.

C-D.8.3 — A menos que sea determinado de acuerdo con C-D.8.4, las distancias mínimas al borde para anclajes postinstalados deben basarse en el mayor de los requisitos mínimos de recubrimiento especificado para refuerzos de C.7.7, o los requisitos para la distancia mínima al borde para los productos determinado por ensayos de acuerdo con el ACI 355.2, y no deben ser menor de 2.0 veces el tamaño máximo del agregado. En ausencia de información sobre los ensayos específicos para los productos según ACI 355.2, la distancia mínima al borde no debe ser menor de:

Anclajes con sobreperforacion en su base ..... $6d_a$
Anclajes controlados por torque ..... $8d_a$
Anclajes controlados por desplazamiento ..... $10d_a$

C-D.8.4 — Para los anclajes donde la instalación no produce una fuerza de hendimiento y que no serán sometidos a torsión, si la distancia al borde o espaciamiento es menor al especificado en C-D.8.1 a C-D.8.3, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d_a' que cumpla con los requisitos de C-D.8.1 a C-D.8.3. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje deben limitarse a los valores que corresponden a un anclaje de diámetro d_a'.

C-D.8.5 — El valor de h_{ef} para un anclaje postinstalado, de expansión o con sobreperforación en su base, no debe exceder al mayor entre 2/3 del espesor del elemento o el espesor del elemento menos 100 mm.

C-D.8.6 — A menos que se determine mediante ensayos de tracción, de acuerdo con el ACI 355.2, la distancia crítica de borde, c_{ac}, no debe tomarse menor que:

Anclajes con sobreperforación en su base ..... $2.5h_{ef}$
Anclajes de torsión controlada ..... $4h_{ef}$
Anclajes de desplazamiento controlado ..... $4h_{ef}$

C-D.8.7 — Los planos y especificaciones del proyecto deben especificar los anclajes con la distancia mínima al borde que se supuso en el diseño.

C-D.9 — Instalación de los anclajes

C-D.9.1 — Los anclajes deben ser instalados de acuerdo con los planos y especificaciones del proyecto.

APÉNDICE C-E — INFORMACIÓN ACERCA DEL ACERO DE REFUERZO

Como una ayuda para los usuarios de la norma NSR-10 y del Reglamento del ACI, a continuación se presenta información acerca de los diámetros, áreas, y masa de los diferentes aceros de refuerzo.

TABLA C.3.5.3-1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en milímetros)

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
	Diámetro mm	Área mm²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
30M	30.0	706.9	94.25	5.544
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
36M	36.0	1017.9	113.10	7.985
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

Nota: La M indica que son diámetros nominales en mm.

TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

TENDONES DE PREESFUERZO ESTÁNDAR DE LA ASTM

Tipo*	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm2	Masa nominal, kg/m
Torón siete alambres (Grado 1725)	6.4	23.2	0.182
	7.9	37.4	0.294
	9.5	51.6	0.405
	11.1	69.7	0.548
	12.7	92.9	0.730
	15.2	139.4	1.094
Torón de siete alambres (Grado 1860)	9.53	54.8	0.432
	11.1	74.2	0.582
	12.70	98.7	0.775
	15.24	140.0	1.102
Alambre de preesforzado	4.88	18.7	0.146
	4.98	19.5	0.149
	6.35	31.7	0.253
	7.01	38 6	0.298
Barras de preesforzado (lisas)	19	284	2.23
	22	387	3.04
	25	503	3.97
	29	639	5.03
	32	794	6.21
	35	955	7.52
Barras de preesforzado (corrugadas)	15	181	1.46
	20	271	2.22
	26	548	4.48
	32	806	6.54
	36	1019	8.28

* La disponibilidad de algunos tamaños debe ser investigada con anterioridad.

ALAMBRE DE REFUERZO ESTÁNDAR DE LA ASTM

Tamaño MW y MD		Diámetro nominal, mm	Masa nominal, kg/m	As - mm²/ por metro Espaciamiento centro a centro, mm						
Liso	Corrugado			50	75	100	150	200	250	300
MW 290	MD 290	19.22	2.27	5800	3900	2900	1900	1450	1160	970
MW 200	MD 200	15.95	1.5700	4000	2700	2000	1300	1000	800	670
MW 130	MD 130	12.90	1.0204	2600	1700	1300	870	650	520	430
MW 120	MD 120	12.40	0.9419	2400	1600	1200	800	600	480	400
MW 100	MD 100	11.30	0.7849	2000	1300	1000	670	500	400	330
MW 90	MD 90	10.70	0.7064	1800	1200	900	600	450	360	300
MW 80	MD 80	10.10	0.6279	1600	1100	800	530	400	320	270
MW 70	MD 70	9.40	0.5494	1400	930	700	470	350	280	230
MW 65	MD 65	9.10	0.5102	1300	870	650	430	325	260	220
MW 60	MD 60	8.70	0.4709	1200	800	600	400	300	240	200
MW 55	MD 55	8.40	0.4317	1100	730	550	370	275	220	180
MW 50	MD 50	8.00	0.3925	1000	670	500	330	250	200	170
MW 45	MD 45	7.60	0.3532	900	600	450	300	225	180	150
MW 40	MD 40	7.10	0.3140	800	530	400	270	200	160	130
MW 35	MD 35	6.70	0.2747	700	470	350	230	175	140	120
MW 30	MD 30	6.20	0.2355	600	400	300	200	150	120	100
MW 25	MD 25	5.60	0.1962	500	330	250	170	125	100	83
MW 20		5.00	0.1570	400	270	200	130	100	80	67
MW 15		4.40	0.1177	300	200	150	100	75	60	50
MW 10		3.60	0.0785	200	130	100	70	50	40	33
MW 5		2.50	0.0392	100	67	50	33	25	20	17

APÉNDICE C-F
Equivalencia entre el sistema SI, el sistema mks, y el sistema inglés de las ecuaciones no homogéneas del Título C del Reglamento

	Sistema SI esfuerzos en MPa	*Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²*	*Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)*
	1 MPa	10 kgf/cm²	142.2 psi
	f'_c = 21 MPa	f'_c = 210 kgf/cm²	f'_c = 3,000 psi
	f'_c = 28 MPa	f'_c = 280 kgf/cm²	f'_c = 4,000 psi
	f'_c = 35 MPa	f'_c = 350 kgf/cm²	f'_c = 5,000 psi
	f'_c = 40 MPa	f'_c = 420 kgf/cm²	f'_c = 6,000 psi
	f_y = 280 MPa	f_y = 2 800 kgf/cm²	f_y = 40,000 psi
	f_y = 420 MPa	f_y = 4 200 kgf/cm²	f_y = 60,000 psi
	f_{pu} = 1 725 MPa	f_{pu} = 17 600 kgf/cm²	f_{pu} = 250,000 psi
	f_{pu} = 1 860 MPa	f_{pu} = 19 000 kgf/cm²	f_{pu} = 270,000 psi
	$\sqrt{f'_c}$ en MPa	$3.18\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$12\sqrt{f'_c}$ en psi
	$0.313\sqrt{f'_c}$ en MPa	$\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$3.77\sqrt{f'_c}$ en psi
	$0.083\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.27\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$\sqrt{f'_c}$ en psi
	$0.17\sqrt{f'_c}$ en MPa	$0.53\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²	$2\sqrt{f'_c}$ en psi
(C.5-2)	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 3.5$	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 35$	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 500$
Tabla C.5.3.2.2	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$	$f'_{cr} = f'_c + 70$	$f'_{cr} = f'_c + 1000$
	$f'_{cr} = f'_c + 8.3$	$f'_{cr} = f'_c + 84$	$f'_{cr} = f'_c + 1200$
	$f'_{cr} = 1.10 f'_c + 5.0$	$f'_{cr} = 1.10 f'_c + 50$	$f'_{cr} = 1.10 f'_c + 700$
Sección C.7.12.2.1(c)	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 4\,200}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
Sección C.8.5.1	$E_c = w_c^{1.5} 0.043\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33\sqrt{f'_c}$
	$E_c = 4\,700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000\sqrt{f'_c}$
Sección C.8.6.1	$\lambda = f_{ct} / \left(0.56\sqrt{f_c}\right) \le 1.0$	$\lambda = f_{ct} / \left(1.78\sqrt{f_c}\right) \le 1.0$	$\lambda = f_{ct} / \left(6.7\sqrt{f_c}\right) \le 1.0$
Tabla C.9.5(a)	$\left(1.65 - 0.0003 w_c\right) \ge 1.09$ $\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(1.65 - 0.0003 w_c\right) \ge 1.09$ $\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(1.65 - 0.005 w_c\right) \ge 1.09$ $\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
(C.9-10)	$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c}$
(C.9-12)	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.2\right)} \ge 125$ mm	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.2\right)} \ge 12.5$ cm	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.2\right)} \ge 5$ in.
(C.9-13)	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \ge 90$ mm	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \ge 9$ cm	$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 9\beta} \ge 3.5$ in.

	Sistema SI esfuerzos en MPa	*Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²*	*Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)*
(C.10-3)	$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \ge \frac{1.4}{f_y} b_w d$	$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \ge \frac{14}{f_y} b_w d$	$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \ge \frac{200}{f_y} b_w d$
(C.10-4)	$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 c_c \le 300\left(\frac{280}{f_s}\right)$	$s = 38\left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2.5 c_c \le 30\left(\frac{2800}{f_s}\right)$	$s = 15\left(\frac{40,000}{f_s}\right) - 2.5 c_c \le 12\left(\frac{40,000}{f_s}\right)$
(C.10-17)	$M_{2,min} = P_u\left(15 + 0.03h\right)$	$M_{2,min} = P_u\left(1.5 + 0.03h\right)$	$M_{2,min} = P_u\left(0.6 + 0.03h\right)$
Sección C.11.1.2	$\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 27$ kgf / cm²	$\sqrt{f'_c} \le 100$ psi
(C.11-3)	$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
(C.11-4)	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
(C.11-5)	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\le 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\le 0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\le 3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
(C.11-7)	$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d\sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}}$	$V_c = 0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d\sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$	$V_c = 3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d\sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}}$
(C.11-8)	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \ge 0$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \ge 0$	$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \ge 0$
(C.11-9)	$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \le V_c \le 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \le V_c \le 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ $2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \le V_c \le 5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
(C.11-10)	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$ $\ge 0.14\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$ $\ge 0.45\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$ $\ge 1.7\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
(C.11-11)	$M_{cre} = \left(\frac{1}{y_t}\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d\right)$	$M_{cre} = \left(\frac{1}{y_t}\right)\left(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d\right)$	$M_{cre} = \left(\frac{1}{y_t}\right)\left(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d\right)$
(C.11-12)	$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$ $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_{cw} = \left(0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$ $1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_{cw} = \left(3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$ $4\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.11.4.5.3	$0.33\sqrt{f'_c} b_w d$	$1.1\sqrt{f'_c} b_w d$	$4\sqrt{f'_c} b_w d$
Sección C.11.4.6.1(f)	$\phi 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$	$\phi 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$	$\phi 2\sqrt{f'_c} b_w d$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	*Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²*	*Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)*
(C.11-13)	$A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge 0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge 3.5\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} = 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$
(C.11-17)	$V_s = A_v f_y \text{sen}\alpha \le 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = A_v f_y \text{sen}\alpha \le 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = A_v f_y \text{sin}\alpha \le 3\sqrt{f'_c} b_w d$
Sección C.11.4.7.9	$0.66\sqrt{f'_c} b_w d$	$2.2\sqrt{f'_c} b_w d$	$8\sqrt{f'_c} b_w d$
Sección C.11.5.1 (a)	$T_u < \phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$	$T_u < \phi 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$	$T_u < \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$
Sección C.11.5.1 (b)	$T_u < \phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi\lambda 0.27\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
Sección C.11.5.1 (c)	$T_u < \phi 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g}}$	$T_u < \phi\ 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{}}}$	$T_u < \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
Sección C.11.5.2.2(a)	$T_u = \phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$	$T_u = \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$	$T_u = \phi 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)$
Sección C.11.5.2.2(b)	$T_u = \phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f}}}$	$T_u = \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_u = \phi 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
Sección C.11.5.2.2(c)	$T_u = \phi 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda}}$	$T_u = \phi\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_u = \phi 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
(C.11-18)	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)^2}$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)^2}$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)^2}$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
(C.11-19)	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A^2_{0h}}\right)$ $\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
(C.11-23)	$\left(A_v + 2A_t\right) = 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge \frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$	$\left(A_v + 2A_t\right) = 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$	$\left(A_v + 2A_t\right) = 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\ge \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	*Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²*	*Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)*
(C.11-24)	$A_{\ell,min} = \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} \ge \frac{0.175 b_w}{f_{yt}}$	$A_{\ell,min} = \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} \ge \frac{1.75 b_w}{f_{yt}}$	$A_{\ell,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} \ge \frac{25 b_w}{f_{yt}}$
Sección C.11.6.5	$\left(3.3 + 0.08f'_c\right)A_c$ $11A_c$ $5.5A_c$	$\left(34 + 0.08f'_c\right)A_c$ $110A_c$ $55A_c$	$\left(480 + 0.08f'_c\right)A_c$ $1600A_c$ $800A_c$
Sección C.11.7.3	$0.83\sqrt{f'_c} b_w d$	$2.65\sqrt{f'_c} b_w d$	$10\sqrt{f'_c} b_w d$
Sección C.11.8.3.2.1	$\left(3.3 + 0.08f'_c\right) b_w d$ $11 b_w d$	$\left(34 + 0.08f'_c\right) b_w d$ $110 b_w d$	$\left(480 + 0.08f'_c\right) b_w d$ $1600 b_w d$
Sección C.11.8.3.2.2	$\left(5.5 - 1.9\frac{a_v}{d}\right) b_w d$	$\left(55 - 20\frac{a_v}{d}\right) b_w d$	$\left(800 - 280\frac{a_v}{d}\right) b_w d$
Sección C.11.9.3	$0.83\sqrt{f'_c} hd$	$2.65\sqrt{f'_c} hd$	$10\sqrt{f'_c} hd$
Sección C.11.9.5	$0.17\lambda\sqrt{f'_c} hd$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} hd$	$2\lambda\sqrt{f'_c} hd$
(C.11-27)	$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	$v_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	$V_c = 3.3\lambda\sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$
(C.11-28)	$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w\left(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\right.}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right.$	$V_c = \left[0.16\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w\left(0.33\lambda\sqrt{f'_c} + 0.\right.}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right.$	$V_c = \left[0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w\left(1.25\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\right.}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right.$
(C.11-31)	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$
(C.11-32)	$V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 0.27\left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$
(C.11-33)	$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$
(C.11-34)	$V_c = \left(\beta_p\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_o d + V_p$ Nota: β_p tiene unidades	$V_c = \left(3.16\beta_p\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_o d + V_p$ Nota: β_p tiene las mismas unidades que la versión SI	$V_c = \left(\beta_p\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_o d + V_p$ Nota: β_p tiene unidades
Sección C.11.11.2.2	$\sqrt{f'_c} \le 0.5$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 5$ kgf / cm²	$\sqrt{f'_c} \le 70$ psi
Sección C.11.11.3.1	$0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$2\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$
Sección C.11.11.3.2	$0.5\sqrt{f'_c} b_o d$	$1.6\sqrt{f'_c} b_o d$	$6\sqrt{f'_c} b_o d$
Sección C.11.11.4.8	$0.33\sqrt{f'_c} b_o d$ $0.58\sqrt{f'_c} b_o d$	$1.1\sqrt{f'_c} b_o d$ $1.9\sqrt{f'_c} b_o d$	$4\sqrt{f'_c} b_o d$ $7\sqrt{f'_c} b_o d$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)
Sección C.11.11.5.1	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}b_n d$ $0.66\sqrt{f'_c}b_n d$ $0.17\sqrt{f'_c}$	$0.8\lambda\sqrt{f'_c}b_n d$ $2.1\sqrt{f'_c}b_n d$ $0.53\sqrt{f'_c}$	$3\lambda\sqrt{f'_c}b_n d$ $8\sqrt{f'_c}b_n d$ $2\sqrt{f'_c}$
Sección C.11.11.5.2	$0.5\phi\sqrt{f'_c}$	$1.6\phi\sqrt{f'_c}$	$6\phi\sqrt{f'_c}$
Sección C.11.11.5.4	$0.17\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\phi\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.11.11.7.2	$0.17\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\phi\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.11.11.7.3	$0.33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\phi\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.12.1.2	$\sqrt{f'_c} \le 8.3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 26.5$ kgf / cm^2	$\sqrt{f'_c} \le 100$ psi
Sección C.12.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{25\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Sección C.12.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{5.3\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{20\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Sección C.12.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{4.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{3f_y\psi_t\psi_e}{50\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Sección C.12.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{3f_y\psi_t\psi_e}{40\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
(C.12-1)	$\ell_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\left(\frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\right)d_b$	$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}}\left(\frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\right)d_b$	$\ell_d = \frac{3f_y}{40\lambda\sqrt{f'_c}}\left(\frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\right)d_b$
Sección C.12.3.2	$\left(\frac{0.24f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b \ge (0.043f_y)d_b$	$\left(\frac{0.075f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b \ge (0.0044f_y)d_b$	$\left(\frac{0.02f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b \ge (0.0003f_y)d_b$
Sección C.12.5.2	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.24\psi_e f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.075\psi_e f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.02\psi_e f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Sección C.12.6.2	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.19\psi_e f_y}{\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.06\psi_e f_y}{\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\ell_{dh} = \left(\frac{0.016\psi_e f_y}{\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Sección C.12.7.2	$\left(\frac{f_y-240}{f_y}\right)$	$\left(\frac{f_y-2460}{f_y}\right)$	$\left(\frac{f_y-35,000}{f_y}\right)$
(C-12-3)	$\ell_d = 3.3\left(\frac{A_b}{s}\right)\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)$	$\ell_d = \left(\frac{A_b}{s}\right)\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)$	$\ell_d = 0.27\left(\frac{A_b}{s}\right)\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)$
(C-12-4)	$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps}-f_{se}}{7}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{210}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps}-f_{se}}{70}\right)d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{3000}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps}-f_{se}}{1000}\right)d_b$
Sección C.12.10.5.2	$0.41\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4.2\frac{b_w s}{f_{yt}}$	$60\frac{b_w s}{f_{yt}}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)
Sección C.12.13.2.2	$0.17\frac{d_b f_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.053\frac{d_b f_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.014\frac{d_b f_{yt}}{\lambda\sqrt{f'_c}}$
Sección C.12.16.1	$0.071f_y d_b$ $(0.13f_y - 24)d_b$	$0.0073f_y d_b$ $(0.013f_y - 24)d_b$	$0.0005f_y d_b$ $(0.0009f_y - 24)d_b$
Sección C.17.5.3.1 y C.17.5.3.2	$0.55b_w d$	$5.6b_w d$	$80b_w d$
Sección C.17.5.3.3	$(1.8+0.6\rho_s f_y)\lambda b_w d \le 3.5b_w d$	$(18+0.6\rho_s f_y)\lambda b_w d \le 35b_w d$	$(260+0.6\rho_s f_y)\lambda b_w d \le 500b_w d$
Sección C.18.3.3	(a) Clase U : $f_t \le 0.62\sqrt{f'_c}$ (b) Clase T : $0.62\sqrt{f'_c} < f_t \le 1.0\sqrt{f'_c}$ (c) Clase C : $f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 0.50\sqrt{f'_{ci}}$	(a) Clase U : $f_t \le 2\sqrt{f'_c}$ (b) Clase T : $2\sqrt{f'_c} < f_t \le 3.2\sqrt{f'_c}$ (c) Clase C : $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 1.6\sqrt{f'_{ci}}$	(a) Clase U : $f_t \le 7.5\sqrt{f'_c}$ (b) Clase T : $7.5\sqrt{f'_c} < f_t \le 12\sqrt{f'_c}$ (c) Clase C : $f_t > 12\sqrt{f'_c}$ $f_t \le 6\sqrt{f'_{ci}}$
Sección C.18.4.1(c)	$0.50\sqrt{f'_{ci}}$ $0.25\sqrt{f'_{ci}}$	$1.6\sqrt{f'_{ci}}$ $0.8\sqrt{f'_{ci}}$	$6\sqrt{f'_{ci}}$ $3\sqrt{f'_{ci}}$
(C.18-4)	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
(C.18-5)	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$
Secciones C.18.9.3.1 y C.18.9.3.2	$0.17\sqrt{f'_c}$	$0.53\sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$
Sección C.18.12.7	$\frac{2.1b_w d}{f_y}$	$\frac{21b_w d}{f_y}$	$\frac{300b_w d}{f_y}$
Sección C.18.13.4.1	$f_{ps} = f_{se} + 70$	$f_{ps} = f_{se} + 700$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000$
Sección C.19.4.10	$0.33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\phi\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.5.2.1	$\frac{1.4b_w d}{f_y}$	$\frac{14b_w d}{f_y}$	$\frac{200b_w d}{f_y}$
(C.21-2)	$s_o = 100\left(\frac{350-h_x}{3}\right)$ $100\text{mm} \le s_o \le 150\text{mm}$	$s_o = 10\left(\frac{35-h_x}{3}\right)$ $10\text{cm} \le s_o \le 15\text{cm}$	$s_o = 4\left(\frac{14-h_x}{3}\right)$ $4\text{in.} \le s_o \le 6\text{in.}$
Sección C.21.7.4.1	$1.7\sqrt{f'_c}A_j$ $1.2\sqrt{f'_c}A_j$ $1.0\sqrt{f'_c}A_j$	$5.3\sqrt{f'_c}A_j$ $4\sqrt{f'_c}A_j$ $3.2\sqrt{f'_c}A_j$	$20\sqrt{f'_c}A_j$ $15\sqrt{f'_c}A_j$ $12\sqrt{f'_c}A_j$
(C.21-6)	$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4\sqrt{f'_c}}$	$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2\sqrt{f'_c}}$	$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{65\sqrt{f'_c}}$
Sección C.21.9.2.1	$0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.9.2.2	$0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$2A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²	Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)
(C.21-7)	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 0.25$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \le 1.5$ $\alpha_c = 0.17$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \ge 2.0$	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \le 1.5$ $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \ge 2.0$	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$ $\alpha_c = 3.0$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \le 1.5$ $\alpha_c = 2.0$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \ge 2.0$
Sección C.21.9.4.4	$0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$2.12A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $2.65A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$8A_{cv}\sqrt{f'_c}$ $10A_{cw}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.9.4.5	$0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$2.65A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$10A_{cw}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.9.6.5(a)	$2.8/f_y$	$28/f_y$	$400/f_y$
Sección C.21.9.6.5(b)	$0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.9.7.2	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$
(C.21-9)	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \le 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sen}\alpha \le 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y \operatorname{sin}\alpha \le 10\sqrt{f'_c}A_{cw}$
(C.21-10)	$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$
Sección C.21.11.9.2	$0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$2.12A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$8A_{cv}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.13.6	$0.29\sqrt{f'_c}b_n d$	$0.93\sqrt{f'_c}b_n d$	$3.5\sqrt{f'_c}b_n d$
(C.22-2)	$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m$	$M_n = 1.33\lambda\sqrt{f'_c}S_m$	$M_n = 5\lambda\sqrt{f'_c}S_m$
(C.22-7)	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 1.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi 5\lambda\sqrt{f'_c}$
(C.22-9)	$V_n = 0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$	$V_n = 0.35\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$	$V_n = \frac{4\lambda\sqrt{f'_c}}{3}b_w h$
(C.22-10)	$V_n = 0.11\left[1+\frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_0 h \le 0.22\lambda\sqrt{f}$	$V_n = 0.35\left[1+\frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_0 h \le 0.71\lambda\sqrt{f}$	$V_n = \left[\frac{4}{3}+\frac{8}{3\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_0 h \le 2.66\lambda\sqrt{f'_c}b$
(C-B-1)	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right)$	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{6120}{6120+f_y}\right)$	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{87,000}{87,000+f_y}\right)$
(C-D-7)	$N_b = k_c\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10$ ó 7	$N_b = k_c\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10$ ó 7	$N_b = k_c\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 24$ ó 17
(C-D-8)	$N_b = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 5.8\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 16\lambda\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$
(C-D-17)	$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda\sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 42.5c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda\sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 160c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda\sqrt{f'_c}$
(C-D-24)	$V_b = 0.6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 1.9\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 7\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$
(C-D-25)	$V_b = 0.66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 2.1\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 8\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$

Notas:

APÉNDICE C-G
PROCEDIMIENTO ALTERNO DE DISEÑO A LA FLEXION POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES

C-G.0 - NOMENCLATURA

A_s = área del refuerzo, no preesforzado, que trabaja a tracción, expresada en mm².
A'_s = área del refuerzo a compresión, expresada en mm².
b = ancho de la cara a compresión del elemento, en mm.
d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
d' = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión, en mm.
E_c = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa (véase C.8.5.4).
E_s = módulo de elasticidad del refuerzo, expresado en MPa (véase C.8.5.5).
f_c = esfuerzo de compresión en la fibra extrema en compresión del concreto, expresado en MPa.
f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
f_s = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo, expresado en MPa.
f'_s = esfuerzo de compresión en el acero de refuerzo en compresión, expresado en MPa
f_y = resistencia nominal a la fluencia en el acero de refuerzo, expresada en MPa.
n = relación modular de elasticidad.
= E_s/E_c
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (véase C.9.3).
ρ = cuantía del refuerzo no preesforzado en tracción $\left(= A_s/bd\right)$.
ρ' = cuantía del refuerzo a compresión, $\left(= A'_s/bd\right)$.

C-G.1 - ALCANCE

C-G.1.1 - Los elementos de concreto no preesforzado se pueden diseñar a la flexión utilizando cargas de servicio (sin factores de carga) y esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio de acuerdo con las disposiciones del presente apéndice.

C-G.1.2. - Para el diseño de los elementos que no se incluyen en el apéndice C-G, deben aplicarse las disposiciones apropiadas del Título C del Reglamento.

C-G.1.3 - Todas las disposiciones aplicables del Reglamento para concreto no preesforzado, excepto C.8.5.12, deben aplicarse a los elementos diseñados por el presente método alterno de diseño.

C-G.1.4 - Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos para control de deflexiones de C.9.5 y los requisitos C.10.4 a C.10.7 de este Reglamento.

C-G.2 - DEFINICIONES

C-G.2.1 - Los factores de carga y los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, deben tomarse como la unidad para elementos diseñados por el presente método alterno de diseño. (Véase B.2.3)

C-G.2.2 - Los elementos pueden dimensionarse para el 75% de la capacidad requerida en otras partes del apéndice C-G, cuando se consideran fuerzas de viento o sísmicas combinadas con otras cargas, siempre y cuando la sección que resulte no sea menor que la requerida para la combinación de carga viva y muerta. (véase B.2.3)

C-G.2.3 - Cuando la carga muerta reduce los efectos de otras cargas, los elementos deben diseñarse para el 85% de la carga muerta en combinación con las demás cargas. (Véase B.2.3)

C-G.3 - ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO CARGAS DE SERVICIO

C-G.3.1 - El esfuerzo en el concreto, f_c, en la fibra extrema en compresión, no debe exceder de $0.45f'_c$, expresado en MPa.

C-G.3.2 - El esfuerzo de tracción en el refuerzo f_s no debe exceder de:

Acero de refuerzo con $f_y \le 240$ MPa ..... 120 MPa

Acero de refuerzo con $f_y \ge 420$ MPa y malla de alambre electrosoldada (liso o corrugado) ..... 170 MPa

Para acero de refuerzo colocado para flexión de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) o menor, en losas en una dirección de luz inferior a 3.50 metros, no debe exceder ..... $0.50f_y$ o 210 MPa

C-G.4 - FLEXIÓN

Para la investigación de esfuerzos ante cargas de servicio, debe utilizarse la teoría de la elástica (para flexión) con las siguientes suposiciones:

C-G.4.1 - Las deformaciones varían linealmente con la distancia medida desde el eje neutro, excepto para elementos de gran altura sometidos a flexión con relaciones de altura total a la luz libre mayores de 2/5 para luces continuas y 4/5 para luces simples, en las cuales debe considerarse una distribución no lineal de deformación unitaria. (véase C.10.7).

C-G.4.2 - La relación esfuerzo-deformación del concreto, es una línea recta bajo cargas de servicio dentro del rango de esfuerzos admisibles.

C-G.4.3 - En elementos de concreto reforzado, el concreto no resiste tracción.

C-G.4.4 - La relación modular $n = E_s/E_c$ se puede tomar como el número entero más cercano (pero no menor de 6). Excepto en el cálculo de las deflexiones, el valor de n para concreto ligero debe considerarse igual que para concreto de peso normal de la misma resistencia.

C-G.4.5 - En elementos doblemente reforzados sometidos a flexión, debe utilizarse una relación modular efectiva de $2E_s/E_c$ para transformar el refuerzo de compresión en el cálculo de esfuerzos. El esfuerzo de compresión en dicho refuerzo no debe exceder del esfuerzo de tracción permisible.

C-G.4.6 – Los requisitos anteriores pueden considerarse satisfechos cuando los esfuerzos en los materiales se determinan por medio de las siguientes ecuaciones:

Esfuerzos en el acero de refuerzo en tracción:

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} \le \left(f_s\right)_{admisible} \qquad \text{(C-G-1)}$$

Esfuerzos en el acero de refuerzo en compresión:

$$f'_s = 2f_s \frac{k - \frac{d'}{d}}{1-k} \le \left(f_s\right)_{admisible} \qquad \text{(C-G-2)}$$

Esfuerzos en compresión el concreto:

$$f_c = \frac{2M}{bd^2 jk} \le \left(f_c\right)_{admisible} \qquad \text{(C-G-3)}$$

donde:

$$j = 1 - \frac{k}{3} \qquad \text{(C-G-4)}$$

y para secciones solo con refuerzo en tracción:

$$k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \qquad \text{(C-G-5)}$$

o para secciones con refuerzo a compresión:

$$k = \sqrt{n^2(\rho+\rho')^2 + 2n\left(\rho + \rho'\frac{d'}{d}\right)} - n(\rho+\rho') \qquad \text{(C-G-6)}$$

Notas

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TÍTULO D — MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

TÍTULO D
MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

CAPÍTULO D.1
REQUISITOS GENERALES

D.1.1 — ALCANCE

D.1.1.1 — **ALCANCE** — El Título D de este Reglamento establece los requisitos mínimos de diseño y construcción para las estructuras de mampostería y sus elementos. Estas estructuras tienen un nivel de seguridad comparable a las estructuras de otros materiales, cuando se diseñan y construyen de acuerdo con los requisitos del presente Reglamento.

D.1.1.2 — **ESTRUCTURAS ESPECIALES** — Para estructuras especiales tales como arcos, bóvedas, tanques, silos y chimeneas, los requisitos del Título D de este Reglamento pueden utilizarse cuando sean aplicables, a juicio del ingeniero diseñador.

D.1.1.3 — **PROPÓSITO** — Los requisitos establecidos en este Título están dirigidos a lograr un comportamiento apropiado de las construcciones en mampostería estructural y su integridad estructural bajo las condiciones de carga vertical permanente o transitoria, bajo condiciones de fuerza lateral, de viento o de sismo y bajo estados ocasionales de fuerzas anormales.

D.1.1.4 — **COMPLEMENTO** — El Título D se complementa con los otros Títulos de este Reglamento. En el eventual caso de conflicto entre uno o varios de los requisitos, debe adoptarse como válido el más severo de ellos.

D.1.1.5 — **REQUISITOS MÍNIMOS** — Los procedimientos y las especificaciones establecidas constituyen los requisitos mínimos que deben cumplir el diseño y la construcción de estructuras de mampostería, con el objetivo de la protección a la vida y en lo posible los bienes materiales de los usuarios de la edificación.

D.1.1.6 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO – Las estructuras de mampostería deben diseñarse por el método del estado límite de resistencia utilizando las combinaciones de carga, descritas en B.2.4, y los requisitos del Título D que se presentan para este método. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo admisibles utilizando las combinaciones de carga, descritas en B.2.3 y para el efecto deben emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D-1 – Diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de los dos métodos.

D.1.2 — PLANOS Y MEMORIAS

D.1.2.1 — **PLANOS ESTRUCTURALES** — Además de los requisitos establecidos en A.1.5.2 de este Reglamento, debe especificarse y detallarse en los planos lo siguiente:

- **(a)** Características de las unidades de mampostería utilizadas en el diseño, indicando la norma NTC, de las normas permitidas que se citan en la sección D.3.6, bajo la cual deben ser fabricadas.
- **(b)** Valor de la resistencia nominal a la compresión de la mampostería utilizada en los diferentes elementos estructurales, especificada respecto al área neta promedio de la sección $\left(f'_m\right)$.
- **(c)** Definición del mortero de pega como tipo H, M, S o N, de los indicados en la sección D.3.4, fijando su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- **(d)** Ubicación de las celdas y cavidades que deben inyectarse con mortero de relleno.
- **(e)** Definición del tipo de mortero de relleno, de los indicados en la sección D.3.5, prescribiendo su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- **(f)** Tamaño y localización de todos los elementos especificados.
- **(g)** Tamaño especificado, resistencia, tipo y localización del acero de refuerzo, anclajes mecánicos y conectores utilizados en el diseño.

- **(h)** Ubicación, tamaño y características de las juntas de control y de las juntas de construcción.
- **(i)** Ubicación y tamaño de las celdas de inspección.

D.1.2.2 — **MEMORIAS** — Se debe cumplir lo estipulado al respecto en A.1.5.3.

D.1.3 — SUPERVISION TÉCNICA

D.1.3.1 — **OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA** — Toda edificación de más de 3000 m² de área construida debe someterse a una Supervisión Técnica, como lo indica la Ley 400 de 1997. El Supervisor técnico debe cumplir lo dispuesto en el Título I, Supervisión Técnica, del presente Reglamento. Dada la susceptibilidad de la mampostería estructural a los defectos de la calidad de la mano de obra y a la calidad de los materiales utilizados; es recomendable en edificaciones de menos de 3000 m², que toda obra que se realice con este sistema se construya bajo estricta supervisión técnica de un profesional idóneo, Ingeniero Civil o Arquitecto debidamente matriculado, o un representante competente bajo su responsabilidad.

D.1.3.2 — **ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN** — El supervisor técnico debe verificar la concordancia entre la obra ejecutada y los planos y especificaciones de construcción, de acuerdo con lo estipulado en la sección I.2.4 del presente Reglamento.

D.1.3.3 – REGISTRO DE LAS LABORES DE SUPERVISIÓN - El Supervisor técnico debe llevar un registro escrito de su labor. Además de lo reglamentado en A.1.3.9 y en el Título I, el supervisor técnico debe controlar y registrar la calidad de las unidades de mampostería, de los morteros de pega y de relleno, la disposición de las armaduras, anclajes y conectores. Igualmente debe supervisar las operaciones de inyección de mortero.

D.1.4 — REQUISITOS GENERALES PARA LAS ESTRUCTURAS EN MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.1.4.1 — **RESISTENCIA ANTE CARGAS HORIZONTALES EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES EN PLANTA** — Los muros estructurales son elementos de gran rigidez para fuerzas aplicadas en su plano y de baja rigidez y resistencia cuando se aplican fuerzas perpendiculares a su plano. Por tal razón, toda estructura conformada por muros estructurales debe tener componentes en las dos direcciones ortogonales principales de la edificación, mediante la disposición de muros en las direcciones apropiadas o por medio del uso de elementos compuestos cuya geometría en planta genere rigidez en dos direcciones principales.

D.1.4.1.1 — ***Diferencia en rigidez entre las dos direcciones principales en planta*** — En cualquier piso en edificaciones de mampostería estructural con tres niveles o más, la rigidez aportada por el conjunto de elementos estructurales existentes en una dirección, no puede ser inferior al 20% de la rigidez existente en la dirección ortogonal. En edificaciones de uno y dos niveles esta relación puede reducirse al 10%.

D.1.4.2 — **MODELO MATEMÁTICO PARA REALIZAR EL ANÁLISIS** — Se puede utilizar para el análisis estructural el modelo de muros en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de piso. En su defecto, puede utilizarse cualquier modelo estructural alternativo compatible con el funcionamiento real de la construcción ante la solicitación analizada, siempre que se garantice por evidencia experimental o teórica la mejor precisión de la respuesta determinada con el modelo alternativo.

D.1.4.3 — **DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE PISO** — El sistema de piso utilizado como diafragma debe diseñarse para atender los esfuerzos derivados de su función, teniendo en cuenta lo dispuesto en A.3.6.8.

D.1.4.4 — **INCONVENIENCIA DE LA COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES** — Debido a que la estructura puede verse sometida a condiciones de trabajo en el rango inelástico bajo sismos severos, no se considera conveniente la combinación en altura de sistemas estructurales de diferentes capacidades de disipación de energía.

D.1.4.5 — **REQUISITOS PARA LA COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA** — En caso de que se utilice la combinación en planta, o en la altura, de sistemas estructurales diferentes, deben cumplirse los requisitos enunciados en las secciones A.3.2.4 y A.3.2.5.

D.1.4.6 — **LÍMITES DE DERIVA PARA SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL** — Los valores de los límites de la deriva para construcciones en mampostería estructural están indicados en la tabla A.6.4-1 de este

Reglamento.

D.1.4.7 — **REQUISITOS PARA LOS MATERIALES** — Todos los materiales utilizados en la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir las normas y especificaciones relacionadas en el capítulo D.3.

D.1.4.8 — **CONDICIONES AMBIENTALES** — Cuando las condiciones ambientales estén por fuera de las normales o puedan afectar negativamente las características especificadas de los materiales, deben tomarse precauciones adicionales de manera que se garantice el funcionamiento correcto de la construcción realizada en estas condiciones.

D.1.4.9 — **MANO DE OBRA EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA** — Debe darse especial importancia a la utilización de mano de obra calificada. Los controles iniciales y previos de la construcción deben ser los especificados, con el objeto de poder determinar la calificación más exigente del personal involucrado.

Notas

D-4

CAPÍTULO D.2
CLASIFICACIÓN, USOS, NORMAS, NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

D.2.1 — CLASIFICACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

Estas normas reconocen los siguientes tipos de mampostería:

D.2.1.1 — **MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA** — Es la construcción realizada con dos paredes de piezas de mampostería de caras paralelas reforzadas ó no, separadas por un espacio continuo de concreto reforzado, con funcionamiento compuesto y que cumple los requisitos del capítulo D.6. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.2.1.2 — **MAMPOSTERÍA REFORZADA** — Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.7. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*) cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno o cuando se cumpla con los requisitos adicionales de refuerzos mínimos descritos en D.7.2.1.1, y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*) cuando sólo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo.

D.2.1.3 — **MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA** — Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.8. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico *(DMO)*.

D.2.1.4 — **MAMPOSTERÍA NO REFORZADA** — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada. Debe cumplir los requisitos del capítulo D.9. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.2.1.5 — **MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS** — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico *(DMO)*.

D.2.1.6 — **MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA** — Se llaman muros diafragma de mampostería a aquellos muros colocados dentro de una estructura de pórticos, los cuales restringen su desplazamiento libre bajo cargas laterales. Los muros diafragma deben cumplir los requisitos del capítulo D.11. Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo sólo se permite dentro del alcance del Capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o de la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

D.2.1.7 — **MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE** — Es la construcción de mampostería en donde el refuerzo se coloca dentro de una capa de revoque (pañete) fijándolo al muro de mampostería mediante conectores y/o clavos y cumple con los requisitos descritos en D.12. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico *(DMI)*.

D.2.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.2.2.1 — **USOS PERMITIDOS** — Se permite, de acuerdo con el Reglamento, el uso de la mampostería estructural como sistema estructural, siempre y cuando se cumpla con las salvedades establecidas en el presente Título, las

D-5

limitaciones de uso para los diferentes tipos de mampostería estructural del capítulo A.3, según la zona de amenaza sísmica, el grupo de uso de la edificación, y el tipo de sistema estructural.

D.2.2.2 — **COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES** — La combinación de sistemas estructurales que incluyen mampostería estructural tiene las mismas limitaciones y debe cumplir con los requisitos descritos en el capítulo A.3 de este Reglamento.

D.2.2.3 — **ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO DENTRO DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL** — Se permite el empleo de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería estructural, o en combinación con ella, en elementos tales como dinteles, vigas, elementos colectores de diafragmas, machones, etc., para los casos diferentes a los contemplados explícitamente dentro de cada uno de los tipos de mampostería estructural. El diseño de estos elementos se debe realizar siguiendo los requisitos del Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico en que se clasifique el tipo de mampostería en el cual están colocados los elementos de concreto reforzado. Los enchapes realizados con piezas de mampostería cuando se utilicen como formaleta para vaciar el concreto, pueden considerarse como parte del recubrimiento de los elementos de concreto reforzado. Los valores del coeficiente básico de disipación de energía $\mathbf{R_0}$, que se emplee en el diseño de estos elementos debe ser el mismo asignado al sistema de mampostería estructural en el capítulo A.3.

D.2.3 — NORMAS Y ESPECIFICACIONES CITADAS EN EL TÍTULO D DEL REGLAMENTO

Las siguientes normas Técnicas Colombianas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC, y de la Sociedad Americana para ensayos de Materiales, ASTM, a las cuales se hace referencia en el Título D de este Reglamento, y hacen parte integral de él. Debe consultarse A.1.6 respecto a la obligatoriedad de las normas técnicas mencionadas en este Título del Reglamento.

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC

NTC 121 — Cemento Portland — Especificaciones físicas y mecánicas.

NTC 161 — Barras lisas de acero al carbono para concreto armado. (Nota: C.3.5.4 impone limitaciones a la utilización de este tipo de acero de refuerzo). (ASTM A615)

NTC 245 — Barras de acero al carbono trabajadas en frío para concreto reforzado armado. (Nota: Se prohibe el uso de este tipo de acero).

NTC 248 — Barras corrugadas de acero al carbono para concreto reforzado armado. (Nota: C.3.5.3 impone requisitos adicionales a los que contiene esta Norma). (ASTM A615)

NTC 296 — Dimensiones modulares de ladrillos cerámicos.

NTC 321 — Cemento Portland — Especificaciones químicas.

NTC 673 — Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto (ASTM C39).

NTC 922 — Ladrillos sílico-calcáreos. (ASTM C73)

NTC 1925 — Mallas soldadas fabricadas con alambre liso de acero para concreto reforzado. (ASTM A185)

NTC 2240 — Agregados usados en morteros de mampostería. (ASTM C144)

NTC 2289 — Barras y rollos corrugados de acero de baja aleación y/o termotratados para concreto reforzado en construcciones de diseño sismo resistente. (ASTM A706)

NTC 2310 — Mallas soldadas fabricadas con alambre corrugado para refuerzo de concreto. (ASTM A497)

NTC 3329 — Especificaciones del mortero para unidades de mampostería. (ASTM C270)

NTC 3356 — Mortero premezclado de larga duración para unidades de mampostería. (ASTM C1142)

D-6

NTC 3495 — Resistencia a la compresión de prismas de mampostería. (ASTM E447)

NTC 3546 — Método de ensayo para la evaluación en el laboratorio y en obra, de morteros para unidades de mampostería simple y reforzada. Toma de muestras y ensayo del mortero de pega para mampostería. (ASTM C780)

NTC 4002 – Siderurgia. Alambre liso de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A82)

NTC 4017 – Método de ensayo para unidades de mampostería de arcilla cocida. (ASTM C67)

NTC 4019 — Cal hidratada para mampostería. (ASTM C207)

NTC 4020 — Agregados para mortero de inyección para mampostería. (ASTM C404)

NTC 4024 — Muestreo y ensayo de prefabricados de concreto no reforzados, vibrocompactados. (ASTM C140)

NTC 4026 — Unidades bloques y ladrillos de concreto para mampostería estructural. (ASTM C90)

NTC 4040 — Procedimientos de soldadura aplicables al acero para refuerzo de concreto. (ANSI/AWS D1.4)

NTC 4043 — Muestreo y ensayo de concreto fluido (Grouts). (ASTM C1019)

NTC 4046 — Cal viva (CaO) para propósitos estructurales. (ASTM C5)

NTC 4048 — Lechadas (Grouts) para mampostería. (ASTM C476)

NTC 4050 — Cemento para mampostería. (ASTM C91)

NTC 4076 — Unidades de concreto bloques y ladrillos para mampostería no estructural. (ASTM C129)

NTC 4205 — Unidades de mampostería de arcilla cocida (ladrillos y bloques) (ASTM C34, C56 y C62)

NTC 4383 — Términos y definiciones sobre mampostería de concreto.

Normas ASTM

A 82 — Specification for Steel Wire, plain for concrete reinforcement. (NTC 4002)

A 185 — Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement. (NTC 1925)

A 706 — Specification for low-alloy steel deformed bars for concrete reinforcement. (NTC 2289)

A 497 — Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement. (NTC 2310)

C 5 — Specification for quicklime for structural purposes. (NTC 4046)

C 34 — Specification for structural clay load-bearing wall tile. (NTC 4205)

C 55 — Specification for concrete building brick. (NTC 4026)

C 56 — Specification for structural clay, non-load bearing tile. (NTC 4205)

C 62 — Specification for building brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 67 — Test methods of sampling and testing brick and structural clay tile. (NTC 4017)

C 73 — Specification for calcium silicate face brick (Sand-lime brick). (NTC 922)

C 90 — Specification for load-bearing concrete masonry units. (NTC 4026)

C 91 — Specification for masonry cement. (NTC 4050)

D-7

C 109 — Test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or 50-mm cube specimens). (NTC 220)

C 129 — Specification for non-load-bearing concrete masonry units. (NTC 4076)

C 140 — Method of sampling and testing concrete masonry units. (NTC 4024)

C 144 — Specification for aggregate for masonry mortar. (NTC 2240)

C 150 — Specification for portland cement.

C 207 — Specification for hydrated lime for masonry purposes. (NTC 4019)

C 212 — Specification for structural clay facing tile. (NTC 4205)

C 216 — Specification for facing brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 270 — Specification for mortar for unit masonry. (NTC 3329)

C 404 — Specification for aggregate for masonry grout. (NTC 4020)

C 476 — Specification for grout for masonry. (NTC 4048)

C 595 — Standard specification for blended hydraulic cements.

C 652 — Specification for hollow brick (Hollow masonry units made from clay or shale) (NTC 4205)

C 780 — Test method for pre-construction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry. (NTC 3546)

C 897 — Specification for Aggregate for Job-Mixed Portland Cement – Based Plasters.

C 926 — Specification for Application of Portland Cement – Based Plaster.

C 1019 — Method for sampling and testing grout. (NTC 4043)

C 1142 — Specification for ready-mixed mortar for masonry. (NTC 3356)

E 447 — Test methods for compressive strength of masonry prisms. (NTC 3495)

Normas de la AWS:

"Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4-92) of the American Welding Society (NTC 4040).

D.2.4 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento i, en mm². Capítulo D.10.
A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm². Capítulo D.10.
A_e = área efectiva de la sección de mampostería, mm². Véase D.5.4.1.
A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m². Capítulo D.10.
A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm². Capítulo D.10.
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm². Véase D.5.4.5.
A_p = área del piso en el nivel considerado, en m². Capítulo D.10.

A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm².
A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm².
A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm².
A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm².
A_v = área de refuerzo horizontal que resiste cortante espaciado a una separación s medida verticalmente, mm².
a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm.
a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación (D.5.1-2), mm.
b = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.
d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
E = efectos sísmicos reducidos.
E_{cre} = módulo de elasticidad del mortero de revoque o pañete, MPa.
E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
F_s = fuerzas sísmicas.
f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa.
f'_{cr} = resistencia especificada a la compresión del mortero de relleno, MPa.
f'_{cre} = resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa.
f'_m = resistencia especificada a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
h = altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación (D.3.7-1).
h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm, véase D.5.4.3, o longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo en el Capítulo D.10.
h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm. Capítulo D.10.
I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm⁴. Capítulo D.10.
K = recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, mm.
k_p = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional, en la determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería no inyectada.
$k_p = 1.4$ para unidades de concreto
$k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas
k_r = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional, en la determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería inyectada.
$k_r = 0.90$ para unidades de concreto
$k_r = 0.75$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas
ℓ = luz de una viga o dintel, mm.
ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm. Capítulo D.10.

ℓ_w = longitud horizontal del muro, mm, o longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en el Capítulo D.10.
M = momento actuante que ocurre simultáneamente con V.
M_n = resistencia nominal a flexión.
M_{cr} = momento de agrietamiento del muro de mampostería.
M_u = momento mayorado solicitado de diseño del muro.
N = número de niveles por encima del nivel considerado, Capítulo D.10.
P_b = carga axial nominal balanceada, N.
P_n = resistencia nominal a carga axial, N.
P_{nc} = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{nt} = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
P_o = máxima resistencia axial teórica, N.
P_u = fuerza axial de diseño solicitada sobre el muro, en N.
P_{uc} = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{ud} = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N. Capítulo D.10.
P_{ut} = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N. Capítulo D.10.
ΔP_{ui} = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i, causada por el momento solicitado de diseño, M_u, en N. Capítulo D.10.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
R_m = parámetro definido por medio de la ecuación (D.3.7-1).
R_0 = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
r = relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional.
s = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.
t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M.
V_n = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
V_{nc} = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N. Capítulo D.10.
V_m = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.
V_u = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
V_{uc} = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N. Capítulo D.10.
V_s = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
x_i = distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro, en mm. Capítulo D.10.
$\bar{x}$ = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm. Capítulo D.10.
α = coeficiente para ser empleado en la ecuación (D.5.8-1).
ε_{mu} = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería ($\varepsilon_{mu} = 0.003$).
ε_y = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.
ρ = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $\rho = A_s/(bd)$.
ρ_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.
ρ_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv}, mm².
η = factor de eficiencia del refuerzo horizontal

D.2.5 — DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden a los términos de mayor uso en el presente título de este Reglamento. Deberán consultarse además, las consignadas en A.13, en el capítulo C.2, y en la norma NTC 4383.

Absorción — Cantidad de agua que penetra en los poros de la unidad en relación al peso seco.

Acción compuesta — Transferencia de esfuerzos entre los componentes de un elemento diseñado para resistir las cargas de tal manera que los componentes actúan en conjunto como un solo elemento.

Adherencia — Adhesión y enlace del concreto ó el mortero al refuerzo ó a otras superficies junto a las cuales es colocado. Capacidad del mortero para atender esfuerzos normales y tangenciales a la superficie que lo une en la estructura.

Aditivo — Es toda substancia, diferente al agua, los agregados, el cemento y los refuerzos, usada como ingrediente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o después del mezclado.

Altura libre efectiva — Distancia libre entre elementos que proveen apoyo lateral y que se emplea para calcular la relación de esbeltez del muro o columna.

Antepecho — Muro de altura inferior a la de piso que configura la parte inferior de una ventana, de un balcón.

Aparejo — Patrón de colocación de las unidades de mampostería.

Aparejo trabado — Patrón de colocación de las unidades de mampostería traslapadas con las unidades superiores e inferiores al menos en un cuarto de la longitud de la pieza.

Aparejo de petaca — Patrón de colocación de las unidades de mampostería alineadas verticalmente sin traslapos.

Arcilla cocida (cerámica) — Mezcla de arcilla, sílice y otros componentes menores, moldeada y que ha sido sometida a temperaturas altas por tiempo prolongado.

Área bruta de la sección — Área delimitada por los bordes externos de la mampostería en el plano bajo consideración.

Área neta de la sección — Es el área de la unidad de mampostería incluyendo los morteros de relleno y excluyendo las cavidades, medida en el plano bajo consideración, desde los bordes externos de la mampostería.

Barra de empalme — Refuerzo que transfiere por adherencia el esfuerzo entre el refuerzo longitudinal de un muro y el elemento de soporte, en el cual se ancla adecuadamente.

Bloque — Es un tipo de pieza de mampostería que tiene huecos.

Bloque de perforación horizontal — Es un bloque de concreto o arcilla cuyas perforaciones son horizontales y se asienta sobre la cara que no tiene huecos.

Bloque de perforación vertical — Es un bloque, de concreto o de arcilla cocida, que tiene perforaciones verticales que forman celdas donde se coloca el refuerzo. En las celdas donde haya refuerzo vertical debe colocarse mortero de relleno.

Cabezal — Parte extrema de un elemento estructural.

Celda — Cavidad continúa interior en la mampostería.

Cemento de mampostería — Cemento hidráulico producido para usarse en mortero de pega y que genera mayor plasticidad y retención de agua que los obtenidos usando solo cemento Portland.

Conector — Elemento mecánico para unir dos o más piezas, partes o miembros.

Cuantía — Relación entre el área transversal del refuerzo y el área bruta de la sección considerada.

Dimensiones nominales — Son las dimensiones modulares de la unidad de mampostería incluyendo los espesores de pega y/o acabados. No deben exceder en más de 10 mm a las dimensiones reales.

Dimensiones reales — Son las dimensiones externas de fabricación de la pieza.

Elemento compuesto — Muros con aletas de sección transversal en forma de L, T, C, H, Z, I, Y, etc. que trabajan con acción compuesta.

Elemento de borde — Regiones extremas de muros que soportan cargas en su plano, y que son reforzadas y confinadas para cumplir con requisitos específicos y pueden ser del mismo o de mayor espesor que el muro.

Junta de control — Cualquier separación continúa que reduzca la transferencia de esfuerzos. Se coloca para permitir desplazamientos controlados relativos dentro de los elementos, o para suspender o controlar constructivamente los tamaños de los elementos.

Junta de pega — Capa de mortero en cualquier dirección, utilizada para adherir las unidades de mampostería

Mortero de pega — Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usado para unir las unidades de mampostería.

Mortero de recubrimiento o revoque (pañete) — Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usado para dar acabado liso (enlucir) los muros de mampostería.

Mortero de relleno — Mezcla fluida de materiales cementantes, agregados y agua, con la consistencia apropiada para ser colocado sin segregación en las celdas o cavidades de la mampostería.

Murete o prisma — Ensamble de piezas de mampostería con mortero de pega inyectadas o no de mortero de relleno usado como espécimen de ensayo para determinar las propiedades de la mampostería

Muro estructural — Elemento estructural de longitud considerable con relación a su espesor, que atiende cargas en su plano adicionales a su peso propio.

Muro no estructural — Elemento dispuesto para separar espacios, que atiende cargas únicamente debidas a su peso propio.

Plasticidad (mortero de pega) — Facilidad con que se extiende el mortero de pega sobre una superficie, sin pérdida de su uniformidad.

Posición Normal — Forma típica de colocación de la unidad de mampostería en el muro de que hace parte.

Prisma — Murete.

Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) — Mínima resistencia nominal de la mampostería a compresión, medida sobre el área transversal neta y sobre la cual se basa su diseño.

Retención de agua — Capacidad del mortero de pega para evitar la pérdida de humedad, manteniendo su estado plástico.

Tasa inicial de absorción — Medida de la cantidad de agua que absorbe una unidad de mampostería de arcilla en contacto con el agua por unidad de área, durante un minuto.

Tolete — Es una unidad de mampostería sólida. Puede ser de arcilla cocida, de concreto o sílico-calcárea.

Traba — Intersección continúa y traslapada de dos muros.

Trabajabilidad (mortero de pega) — Medida de la plasticidad de una mezcla.

Unidad de mampostería — Elemento de colocación manual, de características pétreas y estabilidad dimensional, que unida con mortero configura el muro de mampostería.

CAPÍTULO D.3
CALIDAD DE LOS MATERIALES EN LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.3.0 — NOMENCLATURA

f'_m = resistencia nominal a la compresión de la mampostería, MPa
f'_{cr} = resistencia a la compresión del mortero de relleno, MPa
f'_{cre} = resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa
f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa
h = altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación D.3.7-1
k_p = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional
$k_p = 1.4$ para unidades de concreto, $k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas
k_r = factor de corrección por absorción de la unidad en la mampostería inyectada.
$k_r = 0.9$ para unidades de concreto, $k_r = 0.75$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas
R_m = parámetro definido por medio de la ecuación D.3.7-1
r = relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional

D.3.1 — ASPECTOS GENERALES

D.3.1.1 — **REQUISITOS PARA LOS MATERIALES** — Los materiales utilizados en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos de calidad especificados en el presente Capítulo. Este cumplimiento debe comprobarse mediante ensayos realizados sobre muestras representativas.

D.3.1.2 — **ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES** — Los ensayos de los materiales se deben realizar siguiendo los procedimientos establecidos en las normas técnicas colombianas NTC respectivas. A falta de ellas deben seguirse las normas correspondientes de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, mencionadas en el Reglamento. En D.2.3 se indican las normas adoptadas para el presente Título, las cuales hacen parte de él.

D.3.2 — CEMENTO Y CAL

D.3.2.1 — El cemento utilizado en la obra debe estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones del concreto y los morteros. Deben cumplirse las siguientes normas:

Cemento portland:	NTC 121 y NTC 321. Se permite el uso de cementos fabricados bajo las normas ASTM C150 y C595
Cemento para mampostería:	NTC 4050 (ASTM C91)
Cal viva:	NTC 4046 (ASTM C5)
Cal hidratada:	NTC 4019 (ASTM C270)

D.3.3 — ACERO DE REFUERZO

D.3.3.1 — El acero de refuerzo debe cumplir con los mismos requisitos del numeral C.3.5 de este Reglamento y debe ajustarse a las normas de producción y uso mencionadas allí. Al momento de la colocación debe estar limpio en la superficie, sin corrosión y figurado de acuerdo a los planos.

D.3.4 — MORTERO DE PEGA

D.3.4.1 — **REQUISITOS GENERALES** — Los morteros de pega utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 3329 (ASTM C270) y con lo especificado en la Tabla D.3.4-1. El mortero premezclado para pega de unidades de mampostería debe cumplir con la norma NTC 3356 (ASTM C1142). Los morteros de pega deben tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento y, además, garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad[1]			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa [2]	Flujo en (%)[3]	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada [4]	Cemento para Mampostería[7]	Arena/Material Cementante[5] Mín.	Arena/Material Cementante[5] Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N[6]	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Notas:
1. Solo para el diseño de mezclas de morteros en laboratorio, con base en los materiales que van a ser utilizados en obra. El control de morteros en obra se debe realizar de acuerdo con la norma NTC 3546 (ASTM C780).
2. Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de 50 mm de lado
3. Ensayo realizado según NTC 4050 (ASTM C91)
4. Se puede utilizar cal hidratada en polvo tipo N o S.
5. Para este cálculo no se incluye como cementante la cal.
6. El mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*)
7. El tipo de cemento para mampostería (M, S o N) será el mismo que el tipo de mortero de pega.

D.3.4.2 — **DOSIFICACIÓN DEL MORTERO DE PEGA** — La dosificación de los componentes de los morteros de pega debe basarse en ensayos previos de laboratorio o en experiencia de campo en obras similares y se clasifican como **H**, **M**, **S** o **N** de acuerdo con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión, según la tabla D.3.4-1. La denominación de morteros tipo H, M, S o N es exclusiva para morteros de pega de mampostería y no deberá emplearse para designar otros tipos de morteros. La resistencia a la compresión se mide a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50 mm de lado, o en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Los diferentes tipos de mortero deben cumplir con las condiciones mínimas de flujo inicial y retención de agua establecidos en la tabla D.3.4-1. Para cada uno de los tipos de mortero, en la tabla D.3.4-1 se indican dos alternativas de dosificación, una utilizando cemento portland y cal hidratada, y la otra utilizando cemento portland y cemento para mampostería. Puede emplearse cualquiera de las dos alternativas de dosificación, pero no se permiten dosificaciones que empleen simultáneamente cal hidratada y cemento de mampostería.

D.3.4.2.1 — ***Probetas cilíndricas*** — En caso de utilizarse probetas cilíndricas para ensayos de resistencia a compresión, sus resultados deben correlacionarse respecto a los obtenidos en cubos de 50 mm de lado que constituyen la referencia de la dosificación, y deben ensayarse de acuerdo con lo estipulado en la Norma NTC 3546 (ASTM C780).

D.3.4.3 — **USO DE LA CAL** — La cal que se utilice en la preparación del mortero debe ser cal hidratada y se debe verificar que ésta no sea perjudicial a ninguna de las propiedades especificadas.

D.3.4.4 — **AGREGADOS** — Los agregados para el mortero de pega deben cumplir la norma NTC 2240 (ASTM C144) y estar libres de materiales contaminantes o deleznables que puedan deteriorar las propiedades del mortero de pega.

D.3.4.5 - AGUA - El agua utilizada para el mortero de pega debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales, materias orgánicas u otras substancias que puedan ser dañinas para el mortero o el

refuerzo embebido. Se debe cumplir con lo establecido en C.3.4 de este Reglamento.

D.3.4.6 — **COLORANTES Y ADITIVOS** — Los colorantes y aditivos que se utilicen en la preparación del mortero de pega deben someterse a la aprobación previa del supervisor técnico y debe demostrarse mediante realización de ensayos de laboratorio o evidencia confiable de obras similares, que no deterioran ninguna de las propiedades deseables del mortero ni de las unidades de mampostería, ni causan corrosión del refuerzo embebido.

D.3.4.7 — **PREPARACIÓN EN OBRA** — La preparación del mortero de pega con las dosificaciones establecidas previamente, debe hacerse utilizando mezcladoras mecánicas apropiadas en seco o con el agua de amasado suficiente para obtener la plasticidad requerida. Cuando se mezclen los componentes en seco, la adición de agua se debe realizar por el albañil hasta obtener la plasticidad y consistencia requeridas. El tiempo de mezclado debe ser el suficiente para obtener uniformidad sin segregación en la mezcla. La preparación manual sólo se admite para trabajos de obras menores no contempladas en A.1.6.1 de este Reglamento.

D.3.4.7.1 — ***Morteros mezclados en seco en obra*** — Los morteros de pega mezclados en seco en la obra deben usarse antes de que se inicie la hidratación del cemento por contacto con el agua natural de la arena. En ningún caso se pueden utilizar después de 2 horas y media de haber sido mezclados, excepto los morteros de larga vida.

D.3.4.7.2 — ***Morteros premezclados de larga vida*** — Los morteros premezclados de larga vida, deben utilizarse de acuerdo con las instrucciones y dentro del tiempo especificado por el fabricante. Debe verificarse mediante ensayos que estos morteros no presentan deterioro de sus propiedades al momento de utilizarse.

D.3.5 — MORTERO DE RELLENO

D.3.5.1 — **REQUISITOS GENERALES** — Los morteros de relleno utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 4048 (ASTM C476). Deben ser de buena consistencia y con fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación.

D.3.5.2 — **DOSIFICACIÓN** — La dosificación de los componentes de los morteros de relleno debe basarse en ensayos previos de laboratorio o con experiencia de campo en obras similares y su clasificación se debe basar en la dosificación mínima de sus componentes indicada en la tabla D.3.5-1. La resistencia, f'_{cr}, debe medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en las celdas de las unidades huecas o en prismas de unidades dispuestas convenientemente, con uso de papel permeable que permita la transferencia de agua entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería, impidiendo su adherencia. El procedimiento para la toma de muestras y el ensayo debe hacerse de acuerdo a la norma NTC 4043 (ASTM C1019). La resistencia a la compresión también puede medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura, y deben ensayarse de acuerdo con lo estipulado en la Norma NTC 3546 (ASTM C780) para los morteros de relleno fino. El mortero de relleno grueso también se puede muestrear y ensayar según lo establecido en C.5.6.3.1 y C.5.6.3.2 de este Reglamento.

Tabla D.3.5-1
Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno

Tipo de Mortero	Cemento	Agregados/Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
	Portland	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1.0	2.0

D.3.5.3 — **VALOR MÁXIMO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN** — La resistencia a la compresión del mortero de relleno medida a los 28 días, f'_{cr}, debe tener un valor máximo de 1.5 veces f'_m y un valor mínimo de 1.25 veces f'_m, pero en ningún caso la resistencia a la compresión a los 28 días puede ser inferior a 12.5 MPa.

D.3.5.4 — **USO DE LA CAL** — En caso de utilizarse cal, esta debe cumplir la norma NTC 4019 (ASTM C207) con una dosificación máxima del 10% del volumen de cemento.

D.3.5.5 — **AGREGADOS** — Los agregados para el mortero de relleno deben cumplir la norma NTC 4020 (ASTM C404) y estar libres de materiales contaminantes o deleznables que puedan deteriorar las propiedades del mortero de relleno.

D.3.5.6 — **AGUA Y ADITIVOS** — El agua y los aditivos empleados deben cumplir lo establecido en D.3.4.5 y D.3.4.6 en concordancia con C.3.4 y C.3.6 de este Reglamento.

D.3.5.7 — **MEZCLADO Y TRANSPORTE** — La preparación del mortero de relleno debe realizarse utilizando mezcladoras mecánicas apropiadas. El transporte desde el sitio de mezclado hasta el sitio de inyección debe garantizar la conservación de la consistencia y plasticidad de la mezcla.

D.3.6 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

D.3.6.1 — **TIPOS DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA** — Las unidades de mampostería que se utilicen en las construcciones de mampostería estructural pueden ser de concreto, cerámica (arcilla cocida), sílico-calcáreas o de piedra. Según el tipo de mampostería estructural y según el tipo de refuerzo, las unidades pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o sólidas, de acuerdo con la posición normal de la pieza en el muro. Las unidades sólidas son aquellas cuyas cavidades ocupan menos de un 25% del volumen de la pieza.

D.3.6.2 — **NORMAS DE PRODUCCIÓN Y CALIDAD** — Todas las unidades de mampostería utilizadas en el diseño y la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir con las siguientes normas:

D.3.6.2.1 — ***Unidades de concreto para mampostería***

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical portante de concreto para mampostería deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C90)
(b) Las unidades portantes de concreto macizas (tolete) para mampostería, deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C55)
(c) Las unidades de concreto para mampostería no estructural, deben cumplir con la norma NTC 4076 (ASTM C129)

D.3.6.2.2 — ***Unidades de arcilla para mampostería***

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical de arcilla para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C34)
(b) Las unidades de arcilla macizas (tolete) para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C62, C652)
(c) Las unidades de arcilla para mampostería no estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-2 (ASTM C56, C212, C216).
(d) Las unidades de arcilla de perforación horizontal para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C56, C212).
(e) Las unidades de mampostería de arcilla cocida que se utilicen en fachadas deben cumplir con la norma NTC 4205-3.

D.3.6.2.3 — ***Unidades sílico-calcáreas para mampostería*** **—** Las unidades sílico-calcáreas para mampostería deben cumplir con la norma NTC 922 (ASTM C73).

D.3.6.3 — **UNIDADES ESPECIALES** — Para la construcción de elementos de mampostería como muros, vigas, etc., son indispensables unidades especiales, las cuales deben cumplir las especificaciones adoptadas para las unidades típicas del mismo material.

D.3.6.4 — **UNIDADES DE MAMPOSTERÍA DE PERFORACIÓN VERTICAL** — Las unidades de mampostería de perforación vertical (bloque) se pueden utilizar en las construcciones de mampostería estructural de todos los tipos clasificados en D.2.1. Pueden ser de concreto, arcilla o sílico-calcáreas. Se establecen, además, para este tipo de unidades los siguientes requisitos:

D.3.6.4.1 — ***Dimensiones de las celdas y las paredes*** — El área de las celdas verticales de la pieza de mampostería en posición normal, no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal. Las celdas verticales u horizontales continuas en donde se coloque refuerzo no pueden tener una dimensión menor de 50 mm, ni menos de 3000 mm² de área. Las paredes externas e internas no pueden tener un espesor menor que el establecido en la tabla D.3.6-1.

Tabla D.3.6-1
Espesores mínimos de paredes en unidades (bloques) de mampostería de perforación vertical (mm)

Espesor externo	Espesor mínimo de paredes exteriores		Espesor mínimo de tabiques transversales
nominal	sin perforaciones verticales secundarias	con perforaciones verticales secundarias	sin perforaciones verticales secundarias
80[1]	20	30	20
100	20	30	20
120	22	32	20
150	25	35	25
200	30	40	25
250	35	45	30
300	40	50	30

Nota [1]: La unidad de 80 mm de espesor externo nominal sólo se permite en muros no estructurales y en las paredes laterales de mampostería de cavidad.

D.3.6.4.2 — ***Perforaciones secundarias*** — Las unidades de perforación vertical en arcilla cocida pueden tener perforaciones secundarias en las paredes, distintas a las celdas principales y paralelas a ellas. Las perforaciones en las paredes no pueden tener una dimensión transversal mayor de 20 mm ni pueden estar a menos de 10 mm del borde de la pared perforada.

D.3.6.5 — **UNIDADES DE PERFORACIÓN HORIZONTAL** — Las unidades de mampostería de perforación horizontal (bloque) sólo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1: mampostería de muros confinados, mampostería de cavidad reforzada y mampostería reforzada externamente. También se pueden usar combinadas con unidades de perforación vertical, en edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso **I** para mampostería no reforzada y para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.6.6 — **UNIDADES MACIZAS DE MAMPOSTERÍA** — Las unidades macizas de mampostería (tolete) sólo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1: mampostería de muros confinados, mampostería de cavidad reforzada y mampostería reforzada externamente. También se pueden utilizar, combinadas con unidades de perforación vertical para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.7 — DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A LA COMPRESIÓN f'_m

D.3.7.1 — **DETERMINACIÓN DE f'_m PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN** — El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

(a) Por medio de registros históricos D.3.7.3.
(b) Por determinación experimental sobre muretes de prueba D.3.7.4.
(c) Por medio de ensayos sobre materiales individuales D.3.7.5

D.3.7.1.1 — ***Aplicabilidad de los procedimientos*** — Los valores de f'_m definidos en esta sección que se basan en la calidad de los materiales, solo se pueden utilizar en el diseño previo a la construcción y no para control de calidad.

D.3.7.2 — **ELABORACIÓN Y ENSAYO DE LOS MURETES** — La elaboración y el ensayo de los muretes que se utilicen para la determinación de f'_m, deben llevarse a cabo de acuerdo con la norma NTC 3495 (ASTM E447); cumpliendo, además, con los siguientes requisitos:

D.3.7.2.1 — ***Requisitos de elaboración de los muretes*** — Los muretes deben elaborarse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que se presenten en la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma que se va a utilizar en la construcción. Cuando en la construcción se coloca el mortero de pega solamente en las paredes laterales de las unidades de perforación vertical, los muretes deben elaborarse colocando mortero de pega sólo sobre las paredes laterales y sin mortero de pega en los tabiques transversales, incluyendo los terminales. Véase D.4.5.10.1 (b). Se deben elaborar muretes, tanto, con las celdas vacías, como muretes con las celdas rellenas, cuando especifique mampostería parcial o totalmente inyectada.

D.3.7.2.2 — ***Determinación del valor de*** f'_m — El valor de f'_m, para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125 por ciento del menor valor obtenido en los ensayos.

D.3.7.2.3 — ***Área para determinación de los esfuerzos*** — El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.

D.3.7.2.4 — ***Dimensiones de los muretes*** — Los muretes deben tener un mínimo de 300 mm de altura y una relación altura-ancho mayor ó igual a 1.5 y menor ó igual a 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otros tipos deben tener al menos 100 mm de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va a utilizar en la construcción.

D.3.7.2.5 — ***Corrección por esbeltez*** — El valor de f'_m debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la tabla D.3.7-1.

Tabla D.3.7-1
Factor de corrección por esbeltez para f'_m

Relación altura/espesor del murete	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Factor de corrección	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

D.3.7.2.6 — ***Curado de los muretes*** — Los muretes deben guardarse por siete días al aire a una temperatura de 21 grados centígrados, más/menos 5 grados, a una humedad relativa que exceda el 90 por ciento, y posteriormente a las mismas condiciones, pero con una humedad relativa que puede estar entre el 30 y el 50 por ciento, hasta su ensayo a los 28 días de la fabricación. Los muretes que se construyan a pie de obra deben guardarse bajo condiciones que les conserve la humedad por un lapso de 48 a 96 horas y después de este tiempo se pueden llevar al laboratorio.

D.3.7.2.7 — ***Refrentado y ensayo*** — Los muretes deben refrentarse y ensayarse bajo la norma NTC 3495 (ASTM E447).

D.3.7.3 — **DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA DE f'_m** — Cuando existan registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevadas a cabo con similares procesos técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de f'_m con base en estos registros, según el número de resultados de ensayos registrados y de acuerdo con:

D.3.7.3.1 — ***Más de 30 ensayos históricos*** — Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas, sea superior o igual a 30, se puede seleccionar f'_m como el 75% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.2 — ***Entre 10 y 30 ensayos históricos*** — Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas sea de 10 a 30, se puede seleccionar f'_m como el 70% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.3 — ***Menos de 10 ensayos históricos*** — Cuando el número de pruebas registradas, con tres o más muretes por prueba, sea inferior a 10, no se pueden utilizar los registros históricos para la selección de f'_m.

D.3.7.4 — **DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE f'_m** — La resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m, se puede determinar experimentalmente para los mismos materiales que se van a emplear, realizando ensayos sobre muretes preliminares a la obra, de acuerdo con lo indicado en el numeral D.3.7.2, exceptuando el número de muretes por muestra, los cuales deben ser los indicados a continuación:

D.3.7.4.1 — ***Más de 30 ensayos previos a la obra*** — Cuando el número de muretes ensayados sea superior o igual a 30, f'_m se puede tomar como el 85% del valor promedio de los ensayos realizados.

D.3.7.4.2 — ***Entre de 10 y 30 ensayos previos a la obra*** — Cuando el número de muretes ensayados sea superior a 10 e inferior a 30, f'_m se puede tomar como el 80% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.4.3 — ***Menos de 10 ensayos previos a la obra*** — Cuando el número de muretes ensayados sea inferior a 10 pero no menor de 3, f'_m se puede tomar como el 75% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.5 — **VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES** — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right)f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75+3h}\right)f'_{cp} \le 0.8f'_{cu} \qquad \text{(D.3.7-1)}$$

$$f'_m = 0.75R_m \qquad \text{(D.3.7-2)}$$

Los valores empleados en la ecuación D.3.7-1 deben indicarse en los planos estructurales y controlarse en la obra de acuerdo con lo establecido en la sección D.3.8, pero esto no exime de la obligación de comprobar el valor de f'_m por medio de muretes como lo indica la sección D.3.8.1.4.

D.3.7.6 — **VALOR DE f'_m CUANDO LAS CELDAS SE INYECTAN CON MORTERO DE RELLENO, BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES** — En la mampostería de cavidad reforzada o de perforación vertical, inyectada con mortero de relleno, se puede obtener el valor de f'_m de la siguiente forma:

$$f'_m = 0.75\left[rR_m + 0.9k_r(1-r)f'_{cr}\right] \le 0.94R_m \qquad \text{(D.3.7-3)}$$

D.3.8 — EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

D.3.8.1 — **FRECUENCIA DE MUESTREO Y ENSAYOS** — El número de pruebas y su frecuencia deben ser como mínimo los siguientes:

D.3.8.1.1 — ***Mortero de pega*** — Para el mortero de pega debe realizarse por lo menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro o por cada día de pega. Igualmente se debe verificar con frecuencias semanales las condiciones de plasticidad y retención de agua de los morteros de pega usados en la obra.

D.3.8.1.2 — ***Mortero de relleno*** — Para el mortero de relleno se debe realizar al menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada diez (10) metros cúbicos de mortero inyectado o por cada día de inyección.

D.3.8.1.3 — ***Unidades de mampostería*** — Para las unidades de mampostería se deben realizar los ensayos establecidos de absorción inicial, absorción total, estabilidad dimensional y resistencia a la compresión de por lo menos cinco (5) unidades por cada lote de producción hasta de 5000 unidades o menos, y no menos de una unidad por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro construido.

D.3.8.1.4 — ***Muretes*** — La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m, debe verificarse mediante el ensayo de al menos tres (3) muretes por cada quinientos (500) metros cuadrados de muro o fracción, realizados con los materiales y procedimientos empleados en obra. Para unidades de perforación vertical debe medirse el efecto del mortero de relleno en la resistencia de la mampostería, mediante ensayos adicionales de muretes inyectados con mortero, en la cantidad y frecuencia apropiadas, a juicio del supervisor técnico, de acuerdo con lo establecido en el Título I, pero en ningún caso en cantidad inferior al 50% del total de especímenes ensayados. Deben tomarse y ensayarse muretes para todos los tipos de unidades utilizadas.

D.3.8.1.5 — ***Acero de refuerzo*** — La calidad del acero de refuerzo se debe comprobar de acuerdo con los requisitos de C.3.5.10.

D.3.8.2 — **CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO** — Deben aplicarse los siguientes criterios para aceptar la calidad de la mampostería:

D.3.8.2.1 — ***Resistencia mínima*** — La calidad de la mampostería se considera satisfactoria si se cumplen simultáneamente que el promedio de los resultados de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es mayor o igual a la resistencia especificada, y ningún valor individual es inferior al 80% de la resistencia especificada.

D.3.8.2.2 — ***Medidas correctivas*** — Si no se cumple uno o varios de los requisitos anteriores deben tomarse de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de las subsiguientes evaluaciones de resistencia.

D.3.8.2.3 — ***Resultados de resistencia bajos*** — Si algún resultado individual de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es inferior al 80% del valor especificado deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se haya comprometido. En caso de confirmarse que la mampostería es de baja resistencia y si los cálculos indican que la capacidad de soportar carga de la estructura se ha reducido significativamente se puede apelar al ensayo de extracción de porciones cortadas de los muros afectados. En tal caso deben tomarse 3 porciones por cada lote afectado. La dimensión mínima de los muretes extraídos debe cumplir con lo especificado en D.3.7.2.4. La resistencia promedio de las porciones cortadas debe ser por lo menos igual al 80% de la resistencia especificada.

D.3.8.2.4 — ***Pruebas de carga*** — Si los criterios de D.3.8.2.3 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, el supervisor técnico puede ordenar que se hagan pruebas de carga como las descritas en el Capítulo C.20 para la parte dudosa de la estructura.

CAPÍTULO D.4
REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.4.0 — NOMENCLATURA

d_b = diámetro de la barra, mm.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raiz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
ℓ_d = longitud de desarrollo requerida para el refuerzo, mm.
K = recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, mm.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia, dado en el Capítulo D.5

D.4.1 — ALCANCE

D.4.1.1 — **ALCANCE DE LOS REQUISITOS CONSTRUCTIVOS** — Los requisitos constructivos para edificaciones de mampostería estructural que se dan en el presente Capítulo cubren los diferentes sistemas de mampostería estructural. Cuando los requisitos son propios de un solo sistema de mampostería se indica en el texto para cual de ellos es aplicable. Si no se hace esta advertencia se entiende que el requisito es obligatorio para todos los tipos de mampostería estructural. En el Título E se dan requisitos especiales para casas de uno y dos pisos construidas con mampostería confinada.

D.4.2 — DETALLES DEL REFUERZO

D.4.2.1 — **EMBEBIDO DEL REFUERZO** — Todo refuerzo que se emplee en los diferentes tipos de mampostería estructural debe estar embebido en concreto, mortero de relleno o mortero de pega, y debe estar localizado de tal manera que se cumplan los requisitos de recubrimiento mínimo, anclaje, adherencia, y separación mínima y máxima con respecto a las unidades de mampostería y a otros refuerzos.

D.4.2.2 — **DIÁMETROS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PERMITIDOS PARA EL REFUERZO** — Los refuerzos que se empleen en la mampostería estructural deben cumplir los siguientes diámetros mínimos y máximos:

D.4.2.2.1 — ***Refuerzo longitudinal en celdas y cavidades que se inyectan*** — El refuerzo longitudinal que se coloca dentro de celdas de unidades de perforación vertical, celdas de unidades especiales tipo viga o cavidades que posteriormente se inyectan con mortero debe cumplir los siguientes requisitos:

(a) El diámetro mínimo es N° 3 (3/8") o 10M (10 mm).
(b) Para muros con espesor nominal de 200 mm o más no puede tener un diámetro mayor que N° 8 (1") ó 25M (25 mm).
(c) Para muros de menos de 200 mm de espesor nominal no puede tener un diámetro mayor que N° 6 (3/4") ó 20M (20 mm).
(d) El diámetro no puede exceder 1/3 de la menor dimensión libre de la celda.

D.4.2.2.2 — ***Refuerzo de junta*** — El refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero de pega debe cumplir los siguientes requisitos:

(a) El diámetro debe ser mínimo 4 mm.
(b) El diámetro no puede exceder la mitad del espesor del mortero de pega.

D.4.2.2.3 — ***Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de confinamiento*** — Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de confinamiento de la mampostería confinada deben consultarse en el Capítulo D.10.

D.4.2.2.4 — ***Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de concreto reforzado dentro de la mampostería*** — Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de concreto reforzado embebidos o usados en combinación con la mampostería estructural, excepto los elementos de confinamiento de la mampostería confinada, deben cumplir lo especificado en el Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*, *DMO*, o *DMI*) del sistema de mampostería estructural.

D.4.2.3 — **LÍMITES PARA LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO** — Se establecen los siguientes límites respecto a la colocación del refuerzo en la mampostería estructural:

D.4.2.3.1 — ***Número de barras por celda vertical*** — En la mampostería de unidades de perforación vertical solo debe colocarse una barra de refuerzo vertical por celda. Cuando la dimensión menor de la celda sea mayor de 140 mm se permite colocar dos barras por celda siempre y cuando su diámetro no sea mayor de N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm).

D.4.2.3.2 — ***Barras en paquete*** — Cuando se permiten dos barras por celda en la mampostería de unidades de perforación vertical, las barras pueden ser colocadas en paquete y en contacto para actuar como una unidad. Los puntos de corte de las barras individuales de un paquete deben estar espaciados como mínimo 40 veces el diámetro de la barra.

D.4.2.3.3 — ***Distancia entre la barra y el borde interior de la celda*** — El espesor de mortero de relleno entre el refuerzo y la unidad de mampostería no debe ser menor de 6.5 mm para mortero fino o 13 mm para mortero grueso.

D.4.2.3.4 — ***Mampostería confinada*** — En la mampostería de muros confinados el número de barras y la cantidad de refuerzo depende de la sección y del tipo de elemento diseñado para confinamiento. Los requisitos adicionales de construcción de este sistema se definen en el Capítulo D.10.

D.4.2.4 — **RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO** — La distancia de recubrimiento de las barras de refuerzo en mampostería de unidades de perforación vertical o mampostería de cavidad reforzada, es la siguiente:

D.4.2.4.1 — ***Recubrimiento de barras colocadas en celdas*** — Las barras de refuerzo deben tener un recubrimiento, incluyendo el mortero de relleno y la pared de la unidad de mampostería, no menor de lo siguiente:

(a) Para mampostería expuesta al contacto con la tierra o intemperie: **50** mm para barras mayores a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm) o **40** mm para barras menores o iguales a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm).
(b) Para mampostería no expuesta al contacto con la tierra o intemperie: **40** mm

D.4.2.4.2 — ***Recubrimiento del refuerzo de junta*** — El refuerzo horizontal colocado en las juntas de pega debe estar completamente embebido en mortero con un recubrimiento mínimo de 12 mm cuando la mampostería está en contacto con la tierra o intemperie, o 6 mm cuando no se encuentra en contacto con la tierra o intemperie. El refuerzo horizontal debe protegerse con productos anticorrosivos cuando la mampostería esté en contacto con la tierra o agua permanente.

D.4.2.5 — **DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN MORTERO DE RELLENO**

D.4.2.5.1 — ***Generalidades*** — La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección, debe ser desarrollada a cada lado de la sección mediante la longitud de desarrollo, gancho, anclaje mecánico o una combinación de los mismos.

D.4.2.5.2 — ***Longitud de desarrollo*** — La longitud de desarrollo, ℓ_d, para barras corrugadas embebidas en mortero de relleno en tracción o en compresión, debe ser determinada por la ecuación D.4.2-1. Para barras lisas la longitud de desarrollo se debe tomar como el doble de la obtenida para barras corrugadas.

$$\ell_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \geq 300\ \text{mm} \qquad \text{(D.4.2-1)}$$

K es el recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, y no debe exceder del espaciamiento libre entre empalmes de refuerzo adyacentes, ni de $5d_b$.

D.4.2.5.3 — ***Longitud de empalme por traslapo*** — La longitud de empalme por traslapo se debe tomar igual a la longitud de desarrollo, ℓ_d. Las barras unidas por medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, no deben estar espaciadas transversalmente más de una quinta parte de la longitud requerida de traslapo ni más de 200 mm.

D.4.2.5.4 — ***Empalmes mecánicos o soldados*** — Los empalmes mecánicos o soldados deben ser capaces de resistir por lo menos 1.25 veces el f_y de la barra. Todas las soldaduras deben cumplir la norma NTC 4040 (ANSI/AWS D.1.4).

D.4.2.6 — **DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN CONCRETO** — El desarrollo del refuerzo anclado o embebido en concreto, se rige por los requisitos del Título C del Reglamento. Este es el caso de barras de empalme ancladas en los elementos de la cimentación o de barras de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería o trabajando en combinación con ella.

D.4.2.7 — **GANCHOS ESTÁNDAR** — El término gancho estándar usado en esta sección significa:

(a) Un doblez de 180 grados más una extensión recta de al menos 4 veces el diámetro de la barra pero no menor de 64 mm en el extremo libre de la barra.
(b) Un doblez de 90 grados más una extensión recta de al menos 12 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.
(c) Un doblez de 135 grados más una extensión recta de al menos 6 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.

D.4.2.8 — **DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLAMIENTO PARA BARRAS DE REFUERZO** — El diámetro mínimo de doblamiento medido por el lado interior de las barras del refuerzo no debe ser menor que los valores especificados en la tabla D.4.2-1.

Tabla D.4.2-1
Diámetros de doblamiento para barras de refuerzo

Diámetro (d_b)	f_y	Diámetro mínimo
N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a N° 7 (7/8") ó 22M (22 mm)	240 MPa	$5d_b$
N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a N° 8 (1") ó 25M (25 mm)	420 MPa	$6d_b$

D.4.3 — ACTIVIDADES PRELIMINARES A LA CONSTRUCCIÓN

D.4.3.1 — **ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES** — Todos los materiales de la obra deben almacenarse de manera que permanezcan protegidos contra deterioro anormal o contaminación y deben utilizarse en los tiempos previstos. Materiales que presenten deterioro de sus propiedades físicas por debajo de las especificadas, deben rechazarse.

D.4.3.2 — **ALMACENAMIENTO DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA** — En el sitio de la obra debe ubicarse un espacio destinado al almacenamiento de las unidades de mampostería, preferiblemente cubierto y ventilado, con acceso externo e interno.

D.4.3.3 — **LUGAR PARA LA TOMA Y ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS** — En la obra debe ubicarse un espacio para la toma de muestras de los distintos materiales especificados, un espacio apropiado para su curado y almacenamiento en las condiciones previstas en las normas respectivas.

D.4.4 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES

D.4.4.1 — GENERAL — Las características propias de las cimentaciones para mampostería estructural, obedecen a las condiciones del suelo de cimentación y del proyecto en sí mismo. Su diseño y construcción se debe ajustar a lo dispuesto en este Reglamento en el Título C y en el Título H.

D.4.4.2 — ANCLAJE EN LA CIMENTACIÓN DEL REFUERZO DE LOS MUROS — Todos los refuerzos verticales de los muros estructurales deben quedar anclados de acuerdo con lo establecido en el Título C de este Reglamento en el sistema de cimentación, mediante barras de empalme que sobresalgan la longitud necesaria para realizar el traslapo, fijadas a la armadura del cimiento, de tal manera que los desplazamientos en el proceso de compactación y vaciado del concreto de cimentación estén dentro de las tolerancias establecidas en el numeral D.4.4.3

D.4.4.3 — TOLERANCIA DE LOCALIZACIÓN DEL REFUERZO DE EMPALME CON EL MURO — La tolerancia de colocación longitudinal y transversal de la barra de empalme debe ser como máximo una cuarta parte de la dimensión de la celda en cada sentido. En caso de que se exceda esta tolerancia, la posición de la barra de empalme se puede corregir con inclinación suave 1H:6V. Se prohíbe la corrección brusca de la posición de la barra de empalme, y el corte de tabiques de las unidades de mampostería.

D.4.4.4 — VACIADO DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN — El vaciado de los elementos estructurales de la cimentación debe realizarse con la aprobación previa del supervisor técnico. Las juntas de vaciado deben ser verticales y estar ubicadas en el tercio central entre los vanos libres de muros.

D.4.4.5 — ALINEAMIENTO HORIZONTAL — Los entramados y losas de cimentación deben alinearse y nivelarse por la cara superior, buscando alturas modulares de los muros.

D.4.4.6 — CORRECCIÓN DEL ALINEAMIENTO DEL CIMIENTO — Terminado el vaciado de la cimentación deben verificarse los alineamientos de la misma y las posiciones finales de las barras de empalme. Las diferencias verticales de alineamiento se pueden corregir de la siguiente forma:

(a) Si el error en el nivel superior de la cimentación es inferior a 25 mm, éste se puede corregir repartiendo en las juntas de pega del primer tramo teniendo en cuenta las tolerancias de la tabla D.4.2-2.
(b) Si el error en el nivel superior de la cimentación es mayor de 25 mm, se puede corregir el alineamiento con un realce en concreto reforzado de tal manera que se garantice su funcionamiento monolítico con el cimiento.

D.4.5 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA

D.4.5.1 — GENERAL — Los requisitos constructivos establecidos en esta sección son fundamentalmente para muros de mampostería hechos con unidades de perforación vertical. Para otros sistemas de mampostería estructural se establecen requisitos constructivos especiales adicionales:

(a) Para mampostería de cavidad reforzada en la Sección D.6.5.
(b) Para mampostería de muros confinados en la Sección D.10.8

D.4.5.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — Los siguientes requisitos de construcción deben cumplirse en forma adicional a lo establecido en D.3.6.

D.4.5.2.1 — *Estado de las unidades previo a su colocación* — Al momento de colocarse las unidades de mampostería, deben estar limpias y libres de imperfecciones que afecten negativamente las propiedades mecánicas o físicas del muro. Las unidades de arcilla cocida que excedan una tasa inicial de absorción de 0.15 gramos por minuto por cm² determinada según la norma NTC 4017 (ASTM C67), deben humedecerse convenientemente antes de colocarlas. Para valores de tasa inicial de absorción mayores de 0.25 gramos por minuto por cm² deben humedecerse las unidades durante 24 horas previas a la colocación. Todas las unidades deben colocarse sin exceso de agua en sus superficies, la cual debe ser removida mediante frote con un paño seco. Las unidades de concreto siempre deben colocarse secas.

D.4.5.2.2 — *Unidades especiales* — La configuración del muro y de los refuerzos, así como las juntas de control, los remates, los dinteles, antepechos, etc., requieren de unidades especiales que deben estar disponibles al momento de la colocación.

D.4.5.3 — MORTERO DE PEGA — Debe cumplir con los requisitos de D.3.4.

D.4.5.4 — MORTERO DE INYECCIÓN — Debe cumplir con los requisitos en D.3.5.

D.4.5.5 — ACERO DE REFUERZO — El acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos de C.3.5, y además con las siguientes disposiciones:

D.4.5.5.1 — *Estado de la superficie del refuerzo* — El refuerzo debe tener la superficie limpia de grasas, arcillas y demás sustancias perjudiciales. No debe presentar corrosión, aunque puede permitirse, a juicio del supervisor técnico, la oxidación superficial.

D.4.5.5.2 — *Dimensiones* — Todo refuerzo debe cumplir con las dimensiones, figuración y ubicación indicadas en los planos.

D.4.5.5.3 — *Doblado de refuerzo parcialmente embebido* — No se permite realizar dobleces al acero de refuerzo que ya esté parcialmente embebido en el mortero o en el concreto; excepto en los conectores flexibles los cuales pueden doblarse y en las barras de empalme cuando se cumple lo indicado en D.4.4.3.

D.4.5.6 — TUBERÍAS EMBEBIDAS — Se pueden embeber tuberías en los muros de mampostería siempre y cuando se coloquen en celdas no inyectadas y que tengan un diámetro inferior a la menor dimensión de la celda.

D.4.5.6.1 — *Regatas* — Se prohíbe la colocación de tuberías en los muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical mediante regatas.

D.4.5.6.2 — *Salidas a la superficie del muro* — Las salidas de sistemas de instalaciones interiores que empleen tuberías embebidas deben ubicarse en unidades especialmente diseñadas para este propósito.

D.4.5.6.3 — *Tuberías embebidas en celdas inyectadas* — Se pueden colocar tuberías embebidas en los muros de mampostería inyectada en los siguientes casos:

(a) Cuando conducen líquidos a temperatura inferior a 65°C.
(b) Cuando estén sometidas a presión inferior a 0.4 MPa.
(c) Cuando el líquido que contengan no pueda congelarse bajo la temperatura de servicio.
(d) Cuando el diámetro individual o del paquete de tuberías sea inferior a la tercera parte del espesor del muro.
(e) Cuando el material de fabricación no reaccione nocivamente con el mortero de relleno.
(f) Cuando en la celda no exista una barra.

En ningún caso se permiten tuberías que ocupen más del 5% del área transversal del muro. Además, deben estar separadas más de 5 diámetros de la tubería centro a centro y no se pueden colocar en celdas adyacentes.

D.4.5.7 — APAREJO DE PETACA — Se prohíbe el uso de aparejo de petaca en muros estructurales. Se admite su uso solamente en machones y columnas aisladas.

D.4.5.8 — APAREJO TRABADO — El patrón de colocación en aparejo trabado debe permitir continuidad en las celdas verticales que se inyectan con mortero de relleno.

D.4.5.9 — JUNTAS DE CONTROL — Deben proveerse juntas de control en los muros para permitir los movimientos relativos previstos en la construcción, en los siguientes sitios:

(a) En donde la altura del muro cambia de manera apreciable.
(b) En cambios de espesor en la longitud del muro.
(c) Cuando esté previsto así su funcionamiento en el diseño.
(d) En empates con elementos estructurales de función diferente y no integrados a la función del muro.
(e) En donde haya juntas de control en la fundación, en las losas ó en las cubiertas.
(f) En antepechos de ventanas cuando así se haya previsto.

D.4.5.9.1 — *Distancia entre juntas de control* — La distancia máxima entre juntas de control es de 8 metros. Esta distancia entre juntas de control puede aumentarse en caso de que haya evidencia técnica que

lo permita.

D.4.5.9.2 — *Configuración de la junta de control* — La junta de control se configura con las unidades de mampostería apropiadas para tal función. En ausencia de las unidades especiales para junta, ésta debe estar diseñada y detallada en los planos de construcción. En todos los casos se debe garantizar que no haya movimiento diferencial en la dirección transversal, entre los muros separados por la junta.

D.4.5.10 — CONSTRUCCIÓN DEL MURO — El muro debe levantarse siguiendo el patrón de colocación de las unidades, con la metodología apropiada al rendimiento de la mano de obra, sin perjuicio del cumplimiento de las disposiciones de este Reglamento ó de la condición de adherencia del mortero con las unidades de mampostería. Las tolerancias para alineamiento del muro se establecen en la tabla D.4.2-2.

D.4.5.10.1 — *Mortero de pega* — Debe colocarse mortero de pega en todas las juntas entre piezas de mampostería con los siguientes requisitos especiales:

(a) En las juntas horizontales de las unidades de perforación vertical, debe colocarse mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad y sobre sus tabiques transversales.
(b) Alternativamente, en las juntas horizontales se permite la colocación del mortero de pega solamente sobre las paredes laterales de la unidad, siempre y cuando la comprobación del valor de f'_m, requerida en D.3.8, se realice sobre muretes que sólo tienen mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad de mampostería y este requisito se indique claramente en los planos.
(c) En las juntas verticales de las unidades de perforación vertical, en las paredes laterales de la unidad.
(d) Cuando se utilicen piezas macizas o bloques de perforación horizontal, el mortero de pega debe colocarse en todo el ancho del muro en las juntas verticales y horizontales.
(e) El avance del mortero de pega debe ser tal que al momento de colocar las unidades no se haya reducido la plasticidad del mortero colocado.
(f) El espesor máximo de las juntas de pega debe ser de 10 mm con las tolerancias establecidas en la Tabla D.4.2-2.

D.4.5.10.2 — *Ventanas de inspección y limpieza* — Deben dejarse ventanas de inspección y limpieza en la base de los muros en cada celda que se vaya a inyectar y a distancia no mayor de 1.0 metro en mampostería de cavidad. Cumpliendo los siguientes requisitos:

(a) Las dimensiones de las ventanas no deben ser menores de 75 mm x 75 mm, ni mayores de 100 mm x 100 mm.
(b) Cuando se hagan inyecciones parciales en altura no se requiere el uso de ventana de inspección si la porción de muro de inyectar no supera 1.4 metros.
(c) Se deben retirar las rebabas internas y externas de la junta de pega.

Tabla D.4.2-2
Tolerancias constructivas para muros de mampostería

Elemento	Tolerancia
1. Dimensiones de elementos (sección o elevación)	- 6 mm + 12.5 mm
2. Junta de mortero (10 mm)	- 4 mm + 4 mm
3. Cavidad ó celda de inyección	- 6 mm + 9 mm
4. Variación del nivel de junta horizontal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12.5 mm
5. Variación de la superficie de apoyo (cara superior del muro) Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
6. Variación del plomo del muro Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
7. Variación del alineamiento longitudinal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
8. Tolerancia de elementos en planta Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 20 mm
9. Tolerancia de elementos en elevación Máximo	± 6 mm/piso ± 20 mm

D.4.5.11 — COLOCACIÓN DEL REFUERZO HORIZONTAL — El refuerzo horizontal en muros de mampostería de unidades de perforación vertical puede colocarse de dos maneras diferentes según su función:

D.4.5.11.1 — *Refuerzo horizontal de junta* — Este refuerzo se emplea principalmente para el control de la fisuración por efectos de cambios de temperatura y retracción de fraguado. Se coloca dentro de las juntas horizontales de pega, cumpliendo los siguientes requisitos:

(a) Este refuerzo puede tenerse en cuenta para efecto de resistencia a los esfuerzos cortantes contribuidos por el refuerzo.
(b) El área del refuerzo de junta puede tenerse en cuenta en el cumplimiento de las cuantías mínimas de refuerzo horizontal del muro.
(c) El refuerzo de las juntas de mortero no debe atravesar las juntas de control. Debe anclarse mediante un gancho estándar doblado sobre el refuerzo vertical en cada extremo del muro y antes de la junta de control.

D.4.5.11.2 — *Elementos embebidos para colocación del refuerzo horizontal* — En los muros de mampostería de unidades de perforación vertical, el refuerzo horizontal que se coloca para resistir esfuerzos cortantes, y en aquellos casos en que no se puede colocar refuerzo de junta, se debe localizar dentro de unidades de mampostería especiales, de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las unidades especiales exteriormente deben tener la misma apariencia de las unidades de perforación vertical empleadas en el resto del muro.
(b) Las unidades especiales deben tener tabiques transversales de menor altura para permitir la colocación del refuerzo horizontal.
(c) La cavidad horizontal que forma se debe inyectar con mortero de relleno para embeber el refuerzo horizontal, llevándola hasta la parte superior de la unidad especial.
(d) Antes de asentar las unidades especiales, colocando un angéo, o malla metálica, o por medio de otro procedimiento apropiado, se debe impedir que el mortero de relleno caiga dentro de las celdas verticales que no se inyectan; sin afectar el paso del mortero de relleno en las celdas verticales que se van a inyectar.
(e) El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda que producen las unidades especiales debe cumplir los mismos requisitos de diámetros máximos y mínimos del refuerzo que se coloca en las celdas verticales.
(f) El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda debe terminar en sus extremos en un gancho estándar. El gancho puede tener su extensión libre colocada hacia arriba, hacia abajo, u horizontal, teniendo cuidado de no obstruir las operaciones de inyección del mortero de relleno. Cuando el refuerzo termina en vigas o en columnas, debe quedar totalmente anclado allí.

D.4.5.12 — COLOCACIÓN DEL REFUERZO VERTICAL — La colocación de los refuerzos y su disposición, deben tener en cuenta los siguientes requisitos, además de lo especificado en D.4.2

D.4.5.12.1 — *Tolerancias* — La colocación del refuerzo debe cumplir las tolerancias siguientes:

(a) Tolerancia transversal: La cuarta parte de la dimensión transversal de la celda.
(b) Tolerancia longitudinal: La cuarta parte de la dimensión longitudinal de la celda.

D.4.5.12.2 — *Localización de las barras en la celda* — Las barras verticales deben colocarse preferiblemente en el centro de la celda.

D.4.5.12.3 — *Empalmes* — En la zona de empalme, las barras traslapadas pueden estar en contacto mediante posicionadores, o pueden estar separadas una distancia no menor de 25 mm. Se puede empalmar refuerzo entre celdas adyacentes, siempre y cuando ambas celdas estén completamente inyectadas de mortero de relleno.

D.4.5.12.4 — *Sujeción del refuerzo* — Antes de la inyección del mortero, el refuerzo debe asegurarse contra desplazamientos, mediante posicionadores de alambre o dispositivos similares.

D.4.5.12.5 — *Cambios* — El cambio de posición o de dimensión del refuerzo sólo puede ser autorizado por el responsable del diseño estructural o su delegado.

D.4.6 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA EL MORTERO DE RELLENO

D.4.6.1 — **PREPARACIÓN DEL MORTERO DE RELLENO** — El mortero de relleno preparado en el sitio se debe mezclar durante un período entre 3 y 10 minutos en equipo mecánico, con la cantidad de agua requerida para la trabajabilidad deseada.

D.4.6.2 — **FLUIDEZ** — Al momento de la colocación del mortero de relleno, éste debe presentar las condiciones de fluidez requeridas sin que se haya iniciado endurecimiento por hidratación del cemento, de manera que el mortero de relleno fluya sin segregación por los espacios a inyectar.

D.4.6.3 — **INYECCIÓN DEL MORTERO** — El mortero de relleno se debe colocar directamente con bomba o manualmente con embudo, teniendo la precaución de que todo el espacio inyectado quede homogéneo y compacto, buscando vinculación íntima entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería.

D.4.6.3.1 — ***Altura de inyección*** — La altura máxima de inyección se determinará teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

(a) Distancia entre traslapos del refuerzo vertical.
(b) Condición resistente de las unidades de mampostería a la presión hidrostática del mortero de relleno.
(c) Altura de inyección en un día con intervalos máximos de una hora.
(d) Tamaño del espacio a inyectar según altura de inyección (tabla D.4.6-1).

Tabla D.4.6-1
Altura máxima de inyección según el tamaño del espacio de inyección

Altura de Inyección		Dimensiones mínimas de celda requerida[1]	Dimensión mínima de cavidad [2] [3]
Mortero Fino	Mortero Grueso	(mm)	(mm)
0.4 m	-	40 x 50	25
1.2 m	0.4 m	50 x 60	38
1.5 m	1.2 m	50 x 75	50
3.0 m	1.5 m	60 x 75	60
-	3.0 m	75 x 75	75

(1) Espacio libre entre rebabas internas.
(2) Se refiere al espacio entre muros en la mampostería de cavidad reforzada.
(3) El área del refuerzo no ocupará más del 6% del área de la cavidad.

D.4.6.3.2 — ***Suspensión de la inyección*** — Cuando el proceso de inyección se suspenda por más de una hora, debe iniciarse un nuevo vaciado del mortero de relleno con las precauciones anotadas, como ventanas de inspección, etc.

D.4.6.3.3 — ***Inyección parcial*** — Es conveniente proveer de controles laterales de flujo al mortero de relleno cuando la inyección del muro es parcial. Para tal efecto se pueden rellenar con arena las celdas seleccionadas como barrera, o utilizar otro mecanismo apropiado al efecto.

D.4.6.3.4 — ***Juntas entre inyecciones de mortero*** — La junta de vaciado entre etapas de inyección debe hacerse al mismo nivel con un mínimo de 40 mm por debajo de una junta de mortero de pega.

D.4.6.4 — **COMPACTACIÓN** — El mortero de relleno debe compactarse adecuadamente con vibrador o barra lisa en porciones de 300 mm de altura o menos. En las celdas donde exista refuerzo vertical, se puede realizar la compactación haciendo vibrar la barra del refuerzo.

D.4.6.4.1 — ***Recompactación*** — Cuando se coloque el mortero de relleno en porciones de más de 300 mm de altura y pasado un tiempo prudencial de unos 5 minutos, es necesario recompactar el mortero de relleno colocado para garantizar la adherencia con las unidades, por la reducción de volumen que sufre el mortero al perder el agua succionada por las unidades. Alternativamente puede usarse un aditivo de expansión de volumen en el mortero de relleno.

D.4.7 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA LOSAS DE ENTREPISO

D.4.7.1 — **ACCIÓN COMO DIAFRAGMA** — Las losas de entrepiso utilizadas en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos para diafragma de A.3.6.8 y C.21.11 de este Reglamento.

D.4.7.1.1 — ***Diafragmas flexibles*** — Los diafragmas flexibles que no cumplan los requisitos indicados en esta sección, se pueden utilizar en edificaciones de 1 y 2 niveles del grupo de uso I cumpliendo los requisitos de control de desplazamientos y distribución especial de cargas laterales dados en el Título A.

D.4.7.2 — **APOYO DE LOS ELEMENTOS DEL ENTREPISO** — Los elementos de la losa del entrepiso que se apoyan directamente sobre los muros deben quedar suficientemente soportados durante la construcción y vinculados adecuadamente en forma permanente a los muros.

D.4.7.3 – VOLCAMIENTO DE LA HILADA DE APOYO - Se debe garantizar que el apoyo de la losa no cause volcamiento en la hilada de apoyo por exceso de excentricidad, ni que haya posibilidad de desprendimiento de la placa en la etapa constructiva o en la etapa de servicio.

D.4.7.4 — **LOSAS PREFABRICADAS** — Cuando se utilicen losas prefabricadas, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) El espesor mínimo nominal del muro de carga es 120 mm
(b) Deben cumplirse los requisitos de A.3.6.8 y C.21.11, de acuerdo con la capacidad de disipación de energía en rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.
(c) Debe utilizarse apuntalamiento provisional de la placa hasta que se garantice el funcionamiento del conjunto losa muro. En la intersección debe garantizarse la transferencia de esfuerzos entre la losa y el muro tanto para carga vertical como para la carga lateral.

D.4.8 — APUNTALAMIENTO DE MUROS

D.4.8.1 — Cuando así lo requieran, los muros expuestos a las condiciones ambientales como viento y humedad, deben protegerse contra sus efectos, de manera provisional o definitiva.

D.4.9 — JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

D.4.9.1 — Las juntas de construcción entre edificaciones estructuralmente independientes deben realizarse permitiendo los desplazamientos laterales sin interferencias por golpeteo entre las mismas. Las juntas de construcción deben estar libres de escombros y demás materiales que limiten la libertad a los desplazamientos horizontales. El acabado de las fachadas se debe suspender en las juntas de construcción utilizando elementos flexibles para prevenir la humedad.

D.4.10 — CURADO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

D.4.10.1 — ***Mampostería con unidades de concreto o sílico-calcáreas*** — A este tipo de mampostería debe dársele protección contra la lluvia, el viento y la exposición excesiva al sol durante los tres primeros días después de pegar las unidades o de inyectar las celdas. Este tipo de mampostería no debe curarse mediante riego con agua; sólo en el caso de que haya evidencia de deficiente hidratación del mortero de pega se debe curar humedeciendo con brocha húmeda las juntas de mortero de pega teniendo cuidado de no humedecer las unidades de mampostería.

D.4.10.2 — ***Mampostería con unidades de arcilla*** — Esta mampostería debe curarse proporcionando humedad y temperatura adecuadas durante por lo menos 7 días después de pegadas las unidades o de inyectar las celdas.

Notas

CAPÍTULO D.5
REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

D.5.0 — NOMENCLATURA

A_c = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2. Véase D.5.4.1.
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2. Véase D.5.4.5.
A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2.
A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, mm^2.
A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm^2.
A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2.
A_v = área del refuerzo para cortante, mm^2.
a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm.
a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación D.5.1-2, mm.
b = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.
d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
E = efectos sísmicos reducidos.
E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
F_a = fuerzas sísmicas.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.3.
ℓ = luz de una viga o dintel, mm.
ℓ_w = longitud horizontal del muro, mm.
M = momento actuante que ocurre simultáneamente con V .
M_{cr} = momento de agrietamiento del muro de mampostería.
M_n = resistencia nominal a flexión.
M_u = resistencia solicitada de diseño a flexión
P_b = carga axial nominal balanceada, N.
P_n = resistencia nominal a carga axial, N.
P_o = máxima resistencia axial teórica, N.
P_u = resistencia solicitada de diseño a carga axial, N.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_c = coeficiente utilizado para temer en cuenta el efecto de esbeltez de elementos en compresión.
R_θ = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
s = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.
t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M .
V_n = resistencia nominal para fuerza cortante, N.
V_m = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.

V_u = resistencia solicitada de diseño de fuerza cortante, N.
V_n = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
α = coeficiente para ser empleado en la ecuación D.5.8-1.
ε_{mu} = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería $(\varepsilon_{mu} = 0.003)$
ε_y = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.
ρ = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $\rho = A_s/(bd)$
ρ_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.
ρ_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv}, mm^2.

D.5.1 — HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES

D.5.1.1 — **GENERALIDADES** — El análisis y diseño de la mampostería estructural debe hacerse utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la buena práctica de la ingeniería y que reflejen las características y propiedades de los materiales componentes, los métodos constructivos utilizados y el comportamiento individual y en conjunto del sistema estructural.

D.5.1.2 — **METODOLOGÍA DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITES DE RESISTENCIA** — Los requisitos de análisis y diseño del Título D están basados en el método del estado límite de resistencia, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.4. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.3, y para el efecto pueden emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D-1. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de estos dos métodos

D.5.1.3 — **RESISTENCIA REQUERIDA** — La resistencia requerida para los elementos de mampostería estructural se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resultan de aplicar a la estructura las diferentes cargas tales como muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos, etc.; combinadas y mayoradas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

D.5.1.4 — **RESISTENCIA DE DISEÑO** — La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momentos flectores, carga axial, cortantes y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del presente capítulo, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ. Por lo tanto:

Resistencia de Diseño = ϕ x Resistencia Nominal $\geq$ Resistencia Requerida = U **(D.5.1-1)**

D.5.1.5 — **VALORES DE ϕ** — Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

D.5.1.5.1 — ***Efectos gravitacionales y fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro*** — En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos gravitacionales solos o acompañados por fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

(a) Flexión y flexo-compresión ..... $\phi = 0.80$
(b) Cortante ..... $\phi = 0.60$

D.5.1.5.2 — ***Fuerzas paralelas al plano del muro*** — En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales paralelas al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

(a) Flexión ..... $\phi = 0.85$
(b) Compresión y flexo-compresión ..... $\phi = 0.60$

Para muros con refuerzo simétrico en los cuales f_y no excede 420 MPa, el valor de ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.85$ en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_m A_g$ ó $0.25 P_b$ hasta cero. Para muros con todas sus celdas inyectadas, P_b puede calcularse utilizando la ecuación (D.5.1-2).

$$P_b = 0.80 f'_m b a_b \quad \text{y} \quad a_b = 0.85 d \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \qquad \textbf{(D.5.1-2)}$$

(c) Cortante..... $\phi = 0.60$

Este valor puede subirse a $\phi = 0.85$ en muros donde la resistencia nominal a cortante excede el cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal a flexión para la combinación de fuerzas mayoradas.

D.5.1.5.3 — ***Valores de ϕ para esfuerzos de aplastamiento*** — El valor de ϕ para esfuerzos de aplastamiento debe ser $\phi = 0.60$

D.5.1.6 — **SUPOSICIONES DE DISEÑO** — El diseño de mampostería estructural por el método del estado límite de resistencia se basa en las siguientes suposiciones:

D.5.1.6.1 — ***Resistencia a la tracción de la mampostería*** — La mampostería no resiste esfuerzos de tracción.

D.5.1.6.2 — ***Compatibilidad de deformaciones*** — El refuerzo está totalmente rodeado y adherido a los materiales de la mampostería de una manera tal, que trabajan como un material homogéneo.

D.5.1.6.3 — ***Secciones planas permanecen planas*** — Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en la mampostería deben suponerse proporcionales a la distancia al eje neutro de la sección. La resistencia nominal de las secciones de muros de mampostería para las condiciones de flexo-compresión se debe obtener de la aplicación de los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

D.5.1.6.4 — ***Relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo*** — Los esfuerzos en el acero, para valores menores que el esfuerzo de fluencia, f_y, deben considerarse linealmente proporcionales a la deformación unitaria multiplicada por E_s. Para valores superiores de deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia, $\varepsilon_y = f_y/E_s$, el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y.

D.5.1.6.5 — ***Deformación unitaria máxima en la mampostería*** — La máxima deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de la mampostería, ε_{mu}, debe tomarse como 0.003.

D.5.1.6.6 — ***Relación esfuerzo-deformación para la mampostería*** — En el diseño por el método de resistencia puede considerarse una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en la mampostería definida de la siguiente forma:

(a) Se puede suponer un esfuerzo uniforme de compresión en la mampostería con intensidad de $0.80 f'_m$ sobre una zona equivalente limitada por los bordes de la sección efectiva y una línea recta paralela al eje neutro de la sección.
(b) La dimensión de la zona equivalente de compresión, a, medida en dirección perpendicular al eje neutro a partir de la fibra de máxima compresión, debe ser el 85% de la dimensión comprimida, c, de la sección en esa dirección $(a = 0.85c)$.

D.5.2 — MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y DE CORTANTE

D.5.2.1 — **MÓDULO DE ELASTICIDAD** — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — ***Acero de refuerzo*** — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5.2-1)}$$

D.5.2.1.2 — ***Mampostería*** — El valor para el módulo de elasticidad de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados como se indica en D.3.7.2, calculando en la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo la pendiente de la secante desde $0.05 f'_m$ hasta $0.33 f'_m$. Los registros históricos del módulo de elasticidad determinado experimentalmente para proyectos en construcción, pueden utilizarse en diseños posteriores de obras con materiales similares. En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

Para mampostería en concreto

$$E_m = 900 f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5.2-2)}$$

Para mampostería en arcilla

$$E_m = 750 f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5.2-3)}$$

D.5.2.1.3 — ***Mortero de relleno*** — El valor para el módulo de elasticidad del mortero de relleno se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de cilindros fabricados y ensayados como se indica en C.8.5. En ausencia de valores experimentales, puede emplearse el siguiente:

$$E_r = 2500\sqrt{f'_{cr}} \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5.2-4)}$$

D.5.2.2 — **MÓDULO DE CORTANTE** — Para los módulos de cortante se deben tomar los siguientes valores:

Mampostería

$$G_m = 0.4 E_m \qquad \textbf{(D.5.2-5)}$$

Mortero de relleno

$$G_r = 0.5 E_r \qquad \textbf{(D.5.2-6)}$$

D.5.3 — CARGAS

D.5.3.1 — **SOLICITACIONES A EMPLEAR** — Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D.5.3.1.1 — ***Combinación de las solicitaciones*** — Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.4 por el método del estado límite de resistencia. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en B.2.4. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s, determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $R(E = F_s/R)$. El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, es función de:

(a) El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el capítulo A.3,
(b) El grado de irregularidad de la edificación,
(c) La ausencia de redundancia según se especifica en A.3.3.8, y
(d) Los requisitos de diseño y detallado de cada tipo de mampostería estructural, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el presente Título y en el capítulo A.3.

D.5.3.1.2 — ***Otros efectos*** — Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D.5.3.2 — **DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL** — Las fuerzas laterales deben distribuirse al sistema estructural de acuerdo con la rigidez de los elementos y del diafragma de acuerdo con lo prescrito en el Título A del Reglamento.

D.5.3.2.1 — ***Efecto de las aletas de la sección*** — Puede considerarse el incremento en la rigidez de los elementos por el efecto de aleta en muros que se intersectan monolíticamente. El ancho efectivo de aleta a cada lado (tipo T, I) no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. El ancho efectivo de aleta a un solo lado (tipo L, Z, C), no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. La aleta no se deben considerar en la resistencia a cortante.

D.5.3.2.2 — ***Efectos torsionales*** — Las cargas laterales distribuidas deben tener en cuenta los efectos torsionales horizontales de asimetría en las cargas, las masas o la estructura, tal como lo establece el Título A del Reglamento.

D.5.3.3 — **CARGAS CONCENTRADAS** — Los siguientes aspectos referentes a cargas concentradas deben tenerse en cuenta en el análisis y diseño.

(a) Para el cálculo de los esfuerzos de aplastamiento, en aparejo trabado se debe tomar un área cuya profundidad es el espesor neto del elemento de apoyo y cuya longitud no puede ser mayor que el ancho de la pieza soportada más cuatro veces el espesor del apoyo, sin ser mayor que la distancia entre centros de las cargas concentradas. Para mampostería con aparejo de petaca, la longitud del área de cálculo se debe tomar como el tamaño de la unidad de mampostería en esa dirección.
(b) Los esfuerzos de aplastamiento bajo cargas concentradas mayoradas, evaluadas sobre el área especificada en el literal anterior, no deben exceder $\phi 0.85 f'_m$.
(c) Se considera que las cargas concentradas se distribuyen a un ángulo de 45º con la vertical en muros con aparejo trabado y de 30º en muros con aparejo de petaca.

D.5.3.4 — **CARGA EXCÉNTRICA** — Los esfuerzos que producen las cargas con excentricidad paralela o normal al plano del elemento estructural, deben considerarse en el diseño teniendo en cuenta su posición relativa al centro de rigidez de la sección neta. Todo esfuerzo que se produzca debe estar dentro de los límites establecidos en cada caso.

D.5.3.4.1 — ***Apoyos provisionales*** — En la evaluación de los esfuerzos por cargas excéntricas, se debe tener en cuenta la condición transitoria de su acción y los efectos permanentes. Cuando los efectos por la acción transitoria se mitiguen por medio de apoyos provisionales, estos apoyos se deben especificar claramente en los planos de construcción.

D.5.4 — CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D.5.4.1 — **ÁREA EFECTIVA (A_e)** — El área efectiva a utilizar para el cálculo de los esfuerzos axiales debe ser la suma del área mínima de contacto entre el mortero de pega y la unidad de mampostería y el área inyectada. Cuando la junta de mortero sea ranurada el área efectiva debe reducirse proporcionalmente. En la mampostería confinada incluye el área de los elementos de confinamiento.

D.5.4.2 — **ESPESOR EFECTIVO PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (t)** — El espesor efectivo t a utilizar para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo, se debe tomar de la siguiente forma:

(a) Para muros sin machones o columnas de arriostramiento, el espesor efectivo es su espesor real.
(b) Para muros arriostrados a distancias regulares por machones integrados monolíticamente al muro, el

espesor efectivo es el producto del espesor real del muro por el coeficiente de la tabla D.5.4-1

(c) Los muros de cavidad reforzada se deben asimilar para el efecto, a un solo muro con un espesor real medido entre los bordes externos del conjunto.

(d) En elementos de sección rectangular se debe considerar como espesor efectivo la dimensión de la sección en la dirección considerada. Para secciones no rectangulares se debe considerar como espesor efectivo en cada dirección el espesor de una sección rectangular de igual ancho e inercia equivalente.

Tabla D.5.4-1
Coeficientes para muros arriostrados por machones (*)

Espaciamiento machón / Espesor machón	Espesor machón / Espesor muro		
	1.0	2.0	3.0
6 ó menos	1.0	1.4	2.0
8	1.0	1.3	1.7
10	1.0	1.2	1.4
15	1.0	1.1	1.2
20 ó más	1.0	1.0	1.0

(*) Interpolar linealmente para valores intermedios.

D.5.4.3 — ALTURA EFECTIVA PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (h') — La altura efectiva h' de un elemento para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo se debe tomar de la siguiente forma:

(a) En elementos soportados lateralmente arriba y abajo en la dirección considerada, como la distancia libre entre apoyos.

(b) En elementos no soportados en un extremo en la dirección considerada, como el doble de la dimensión medida desde el apoyo.

(c) Cuando se justifique apropiadamente, se puede utilizar como altura efectiva una dimensión menor a la distancia libre entre apoyos.

D.5.4.3.1 — La relación entre altura efectiva y espesor efectivo no puede ser superior a 25 en muros estructurales.

D.5.4.4 — ANCHO EFECTIVO (b) — El ancho efectivo para ser empleado en los cálculos de la resistencia a flexión y flexo-compresión de muros de mampostería construidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.4.1 — ***Ancho efectivo*** b ***para flexión perpendicular al plano del muro*** — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es perpendicular al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje paralelo al muro, el ancho efectivo b que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es, para aparejo trabado, la mayor entre 6 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales; y para aparejo en petaca, la mayor entre 3 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales. En la mampostería con todas sus celdas inyectadas, la sección se considera sólida y no hay necesidad de aplicar las reducciones indicadas anteriormente.

D.5.4.4.2 — ***Ancho efectivo*** b ***para flexión paralela al plano del muro*** — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje perpendicular al plano del muro, el ancho efectivo b que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es igual al ancho sólido promedio del muro. El ancho efectivo b, corresponde al área efectiva dividida por la longitud horizontal del muro $b = A_e / \ell_w$.

D.5.4.5 — ÁREA EFECTIVA PARA DETERMINAR ESFUERZOS CORTANTES (A_{mv}) — El área efectiva para calcular esfuerzos cortantes en muros de mampostería construidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.5.1 — ***Área efectiva*** A_{mv} ***para cortante en la dirección perpendicular al plano del muro*** — Cuando

la dirección de la fuerza horizontal es perpendicular al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, el área efectiva para cortante es igual a A_e ($A_{mv} = A_e$), excepto cuando se emplea mortero de pega sólo en las paredes laterales de la unidad de perforación vertical, véase D.4.5.10.1(b), caso en el cual A_{mv} corresponde a la suma de las porciones del muro inyectadas con mortero de relleno, incluyendo las paredes de las unidades de mampostería que las circundan y que tienen mortero de pega.

D.5.4.5.2 — ***Área efectiva*** A_{mv} ***para cortante en la dirección paralela al plano del muro*** — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, sólo el alma de la sección resiste esfuerzos cortantes y A_{mv} es el área neta del alma de la sección. Generalmente $A_{mv} = b\ell_w$, siendo b el ancho efectivo del alma. No obstante, cuando hay concentraciones de celdas inyectadas con mortero de relleno en los extremos del muro, el ancho efectivo para este propósito debe calcularse en la zona central del alma.

D.5.4.6 — **DISTANCIA ENTRE APOYOS EN VIGAS Y DINTELES** — Para vigas y dinteles la distancia máxima entre apoyos que les den soporte lateral debe ser de 32 veces el ancho efectivo.

D.5.4.7 — **RIGIDEZ MÍNIMA A FLEXIÓN EN VIGAS Y DINTELES** — La rigidez mínima a flexión de un elemento debe ser tal que no se produzcan flechas elásticas mayores a $\ell/500$ bajo la totalidad de las cargas verticales de diseño sin mayorar.

D.5.4.8 — **VIGAS DE SECCIÓN ALTA** — Las vigas que tengan relaciones de longitud/altura menores de 1.25 en luces simples y menores de 2.5 en luces continuas, se deben diseñar teniendo en cuenta relaciones no lineales en la distribución de esfuerzos en la sección.

D.5.5 — RESISTENCIA PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN

D.5.5.1 — **MÁXIMA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA** — La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, P_o, se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$P_o = 0.80 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f_y \le f'_m A_e \qquad \text{(D.5.5-1)}$$

D.5.5.2 — **REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AXIAL POR ESBELTEZ** — El efecto de la esbeltez del muro en la resistencia nominal para carga axial se obtiene por medio del parámetro R_e:

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t}\right]^2 \quad \text{para } h'/t \le 30 \qquad \text{(D.5.5-2)}$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'}\right]^2 \quad \text{para } h'/t > 30$$

D.5.5.3 — **RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL** — La resistencia nominal para carga axial de compresión P_n, sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, no puede ser mayor que el valor dado a continuación:

$$P_n = 0.80 P_o R_e \qquad \text{(D.5.5-3)}$$

D.5.5.4 — **MÁXIMA RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CARGA AXIAL** — La máxima resistencia de diseño para carga axial de compresión P_u, sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, está dada por la siguiente expresión

$$P_u \le \phi P_n = \phi 0.80 P_o R_e \qquad \text{(D.5.5-4)}$$

D.5.6 — RESISTENCIA A FLEXIÓN SIN CARGA AXIAL

D.5.6.1 — **GENERAL** — Cuando la sección del muro esta sometida a momento flector sin la presencia de carga axial, se debe cumplir la siguiente condición:

$$M_u \le \phi M_n \qquad \text{(D.5.6-1)}$$

D.5.6.2 — **SECCIONES SOLO CON REFUERZO A TRACCIÓN** — Cuando la sección del muro esta simplemente reforzada, y su cuantía es menor del 75% de la cuantía para condiciones balanceadas, la resistencia nominal a flexión M_n, se puede obtener por medio de la ecuación (D.5.6-2).

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \text{(D.5.6-2)}$$

y

$$a = \frac{A_s f_y}{0.80 f'_m b} \qquad \text{(D.5.6-3)}$$

D.5.6.3 — **SECCIONES CON REFUERZO A COMPRESIÓN** — Cuando la sección del muro tiene refuerzo que trabaja a compresión, y se puede probar que el refuerzo a compresión está en fluencia, la resistencia nominal a flexión M_n, se puede obtener por medio de la ecuación D.5.6-4.

$$M_n = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{s2} f_y (d - d') \qquad \text{(D.5.6-4)}$$

D.5.7 — DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO

D.5.7.1 — **GENERAL** — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.7.2 — **RESISTENCIA A FLEXIÓN PARA MUROS CON CARGA AXIAL MENOR QUE** $0.10 f'_m A_e$ — Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es menor que $0.10 f'_m A_e$, el momento de diseño solicitado, M_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.7-1:

$$M_u \le \phi R_e M_n \qquad \text{(D.5.7-1)}$$

donde R_e está dado por la ecuación D.5.5-2, y M_n se obtiene por medio de:

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \text{(D.5.7-2)}$$

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + P_u}{f_y} \qquad \text{(D.5.7-3)}$$

y

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.80 f'_m b} \qquad \text{(D.5.7-4)}$$

y la cuantía de refuerzo a flexión, $\rho = A_s / (bd)$ no debe exceder $0.5\rho_b$.

D.5.7.3 — **RESISTENCIA A FLEXIÓN PARA MUROS CON CARGA AXIAL MAYOR QUE** $0.10 f'_m A_e$ — Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es mayor que $0.10 f'_m A_e$, la relación de esbeltez del muro h'/t no debe ser mayor que 30, y el momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.7-5:

$$M_u \le \phi R_e M_n \qquad \text{(D.5.7-5)}$$

donde R_e está dado por la ecuación D.5.5-2, y M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado de los dados en D.5.1.5.1.

D.5.7.4 — **RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO** — Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro:

$$V_u \le \phi V_n \qquad \text{(D.5.7-6)}$$

donde:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \qquad \text{(D.5.7-7)}$$

donde A_{mv} está definido en D.5.4.5.1 y el valor del coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, está dado en D.5.1.5.1.

D.5.8 — DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO

D.5.8.1 — **GENERAL** — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.8.2 — **RESISTENCIA MÍNIMA A LA FLEXIÓN** — Cuando el modo de falla dominante del muro es la flexión, la resistencia nominal a flexión del muro M_n, debe cumplir la siguiente relación:

$$M_n \ge \alpha M_{cr} \qquad \text{(D.5.8-1)}$$

donde $\alpha = 1.8$ para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno, $\alpha = 3.0$ para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo y $\alpha = 3.0$ para mampostería de cavidad reforzada. M_{cr} es el momento de agrietamiento, el cual se obtiene por medio de la ecuación D.5.8-2.

$$M_{cr} = \frac{b\ell_m^2}{6} f_r \qquad \text{(D.5.8-2)}$$

El módulo de ruptura de la mampostería, f_r, se obtiene de la tabla D.5.8-1:

Tabla D.5.8-1
Módulo de ruptura, f_r (MPa)

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería.	Morteros de cemento portland y cal		Morteros de cemento para mampostería	
	H, M, ó S	N	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
- Unidades Macizas	0.69	0.52	0.41	0.26
- Unidades de perforación vertical[1)]				
- Sin rellenar	0.43	0.33	0.26	0.16
- Rellenas con morteros de inyección	1.12	1.09	1.06	1.00
Perpendicular a la junta vertical				
- Unidades Macizas	1.38	1.03	0.83	0.52
- Unidades de perforación vertical				
- Sin rellenar	0.86	0.66	0.52	0.33
- Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	1.38	1.03	0.83	0.52

[1)]Para mampostería parcialmente inyectada, el módulo de ruptura deberá ser determinado por interpolación lineal de los valores dados para las unidades de perforación vertical sin rellenar y las rellenas con mortero de relleno basada en la cantidad (porcentaje) relleno con mortero de relleno.

D.5.8.3 — RESISTENCIA A LA FLEXO-COMPRESIÓN — El momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.8-2, para el nivel de carga P_u:

$$M_u \le \phi M_n \qquad \text{(D.5.8-3)}$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado de los dados en D.5.1.5.2, el cual, a su vez, depende del nivel de carga axial.

D.5.8.4 — RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO — Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección paralela al plano del muro:

$$V_u \le \phi V_n \qquad \text{(D.5.8-4)}$$

y

$$V_n = V_m + V_s \qquad \text{(D.5.8-5)}$$

Si $V_u \ge \phi V_m$, el refuerzo debe tomar todo el esfuerzo cortante, y entonces:

En las ecuaciones anteriores, V_m se calcula de acuerdo con lo indicado en D.5.8.4.2 y V_s de acuerdo con D.5.8.4.3. Además, el cortante nominal total, V_n dado por la ecuación D.5.8-5 no puede exceder en ninguna sección horizontal del muro el valor dado en D.5.8.4.4.

D.5.8.4.1 — *Verificación de articulación plástica* — Si el cortante nominal del muro, V_u, excede el cortante que se produce con la resistencia nominal a flexión del muro, M_n, existe la posibilidad de que se desarrolle una articulación plástica en la base del muro y deben adoptarse precauciones especiales dentro de una región que va desde la base del muro hasta una altura igual a ℓ_w. Todas las secciones dentro de esta región deben tener una resistencia nominal al cortante igual a:

$$V_n = V_s \qquad \text{(D.5.8-6)}$$

La resistencia al corte requerida, V_u, para esta región puede determinarse con base en el momento resistente M_n en una sección localizada a una altura igual a $\ell_w/2$, pero no más de medio piso, por encima de la base del muro. La separación, s, del refuerzo horizontal de cortante dentro de esta región comprendida entre la base y una altura igual a ℓ_w, no puede exceder tres veces el ancho nominal del muro, t, ni 600 mm. En el resto del muro hacia arriba, la resistencia nominal al cortante puede determinarse por medio de la ecuación D.5.8-5.

D.5.8.4.2 — *Valor de* V_m — El cortante nominal resistido por la mampostería, V_m, se calcula utilizando las expresiones dadas en la tabla D.5.8-2, donde M_u es el momento que ocurre simultáneamente con V_u en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones. A_{mv} está definida en D.5.4.5.2. El cociente $M_u/(V_u d)$ debe tomarse siempre como positivo y no hay necesidad que sea mayor que la unidad.

Tabla D.5.8-2
Valor del cortante nominal resistido por la mampostería, V_m

$\frac{M_u}{V_u d}$	V_m
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$V_m = 0.30 A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$V_m = \left[0.33 - 0.13\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$V_m = 0.20 A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$

D.5.8.4.3 — *Valor de* V_s — El cortante nominal resistido por el refuerzo horizontal de cortante, V_s, se calcula utilizando la ecuación D.5.8-7:

$$V_s = \rho_n f_y A_{mv} \qquad \text{(D.5.8-7)}$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del refuerzo de cortante, y ρ_n es la cuantía del refuerzo que contribuye a resistir la fuerza cortante, calculada de acuerdo con la ecuación D.5-8-8:

$$\rho_n = \frac{A_v}{sb}\eta \qquad \text{(D.5.8-8)}$$

η = Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

A_v es el área de refuerzo horizontal que resiste cortante, espaciado una separación s medida verticalmente.
Cuando A_v es colocado dentro de elementos horizontales embebidos dentro del muro, como se describe en D.4.5.11.2 ..... $\eta = 0.70$
Cuando A_v, es el refuerzo horizontal de junta descrito en D.4.5.11.1 ..... $\eta = 0.35$

D.5.8.4.4 – *Valores máximos de* V_n – El cortante nominal, V_n, no puede exceder los valores dados en la tabla D.5.8-3, donde M_u es el momento que ocurre simultáneamente con V_u en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones. El cociente $M_u/(V_u d)$ debe tomarse siempre como positivo y no hay necesidad que sea mayor que la unidad.

Tabla D.5.8-3
Valores máximos para el cortante nominal V_n

$\frac{M_u}{V_u d}$	máximo valor permitido para V_n
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$0.50 A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$0.33 A_{mv}\sqrt{f'_m}$

D.5.8.5 — ELEMENTOS DE BORDE — Se deben utilizar elementos de borde en los muros de mampostería de unidades de perforación vertical y de mampostería de cavidad reforzada, cuando el modo de falla del muro sea en flexión y el esfuerzo de compresión de la fibra extrema en condiciones de cargas mayoradas exceda $0.20 f'_m$ para mampostería de cavidad reforzada como se define en D.2.1.1 y para mampostería reforzada como se define en D.2.1.2, y cuando exceda $0.30 f'_m$ para mampostería parcialmente reforzada como se define en D.2.1.3. Deben cumplirse además los siguientes requisitos:

(a) Los elementos de borde se pueden suspender a partir de la sección en la que el esfuerzo de compresión sea inferior a $0.15 f'_m$, pero no deben suspenderse antes de llegar a una altura igual a ℓ_w, medida desde la base del muro.
(b) Los esfuerzos se calculan para las fuerzas mayoradas, utilizando un modelo linealmente elástico y considerando la sección como no fisurada.
(c) Los elementos de borde deben tener estribos de confinamiento de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), separados verticalmente a 200 mm, o su equivalente, dentro del espacio inyectado con mortero de relleno. Las celdas deben tener como mínimo 100 mm x 100 mm.
(d) En muros de cavidad reforzada, los elementos de borde deben cumplir con lo especificado para muros de concreto en C.21.9.6.

CAPÍTULO D.6
MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.1 — REQUISITOS GENERALES

D.6.1.1 — GENERAL — Además de lo especificado en este Capítulo, las estructuras en mampostería de cavidad reforzada deben cumplir los Capítulos D.1, D.2 y D.3.

D.6.1.2 — DEFINICIÓN — Se clasifican como muros de cavidad reforzada aquellos que se construyen con dos paredes laterales de mampostería que dejan una cavidad interior continua, reforzada como se indica en el presente Capítulo, que se inyecta posteriormente en su totalidad con mortero o concreto fluido.

D.6.1.2.1 — *Unidades de mampostería* — Las unidades de mampostería utilizadas en la construcción de las paredes laterales pueden ser de concreto, arcilla cocida o sílico-calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal, y deben cumplir las normas establecidas para las unidades de mampostería en D.3.6.

D.6.1.2.2 — *Mortero de pega* — Los morteros para pega de las paredes laterales deben cumplir lo establecido en D.3.4 de estas normas.

D.6.1.2.3 — *Mortero de relleno* — Los morteros de relleno para las celdas verticales de las paredes deben cumplir lo establecido en D.3.5. Igualmente se deben cumplir dichas especificaciones en el mortero de relleno que se utilice en la cavidad continua, el cual debe corresponder al tipo de mortero de relleno grueso, clasificado en la tabla D.3.5-1. Alternativamente, la cavidad continua se puede inyectar con concreto fluido cuyo tamaño máximo del agregado grueso no exceda la quinta parte del espesor de la cavidad y cuya fluidez y consistencia puedan garantizar su colocación sin que se presente segregación.

D.6.1.3 — ESPESOR MÍNIMO — Los muros en mampostería de cavidad reforzada deben tener un espesor real total no menor de 190 mm, los cuales corresponden a 70 mm de espesor real mínimo (80 mm de espesor nominal) en cada pared lateral y a 50 mm de espesor mínimo de la cavidad.

D.6.1.4 — CONECTORES — Las paredes laterales deben estar conectadas horizontalmente con alambres de diámetro no inferior a 4 mm, espaciados verticalmente máximo a 600 mm y horizontalmente máximo a 800 mm. Se pueden utilizar conectores en cercha, en escalera, en zeta o estribos rectangulares con abertura de 100 a 150 mm.

D.6.1.4.1 — *Propósito* — El propósito de los conectores es el de garantizar la acción compuesta conjunta de los dos muros laterales y de la cavidad. Bajo ciertas circunstancias estos conectores pueden ser insuficientes para atender los efectos de la presión hidrostática del material de inyección sobre las paredes laterales, por lo tanto deben tenerse en cuenta los requisitos establecido en D.6.5.4.

D.6.1.4.2 — *Conectores en Z* — Los conectores en zeta sólo pueden utilizarse cuando las paredes laterales se construyan con unidades sólidas o de perforación horizontal. En estos conectores la longitud de la pata debe ser de 50 mm ó más, la cual debe quedar totalmente embebida en el mortero de pega. Cuando se utilicen conectores en zeta las distancias entre ellos no pueden exceder 400 mm verticales ni 600 mm horizontales.

D.6.1.5 — VENTANAS DE LIMPIEZA — Se deben dejar ventanas de limpieza en cada pared con dimensiones no menores de 75 mm por 75 mm espaciadas máximo a 1 m de un extremo al otro de muro y alternadas en las paredes.

D.6.1.6 — RESISTENCIA MÍNIMA — El mortero de relleno ó el concreto fluido deben tener una resistencia mínima a la compresión de 12.5 MPa medida a los 28 días. La resistencia a la compresión de la mampostería de las paredes, f'_m, no puede ser inferior a 6.25 MPa ni al 50% de la resistencia a la compresión especificada para el material de inyección de la cavidad, ni mayor que dos veces la resistencia especificada para el material de inyección.

D.6.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.2.1 — Las limitaciones de uso y los requisitos especiales sísmicos del sistema de mampostería de cavidad reforzada, utilizado individualmente ó como parte de un sistema combinado, se rigen por el Capítulo A.3. La

mampostería de cavidad reforzada se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.6.3 — REQUISITOS DEL REFUERZO

D.6.3.1 — **GENERAL** — Los refuerzos utilizados en la mampostería de cavidad reforzada deben cumplir las especificaciones establecidas en el Capítulo D.2. El uso, las características, el manejo y la colocación del refuerzo debe tener en cuenta las demás disposiciones establecidas en este Título.

D.6.3.2 — **REFUERZO MÍNIMO** — La cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de cavidad reforzada no puede ser inferior a los siguientes valores:

(a) En la cavidad se debe colocar un refuerzo continuo tanto horizontal como vertical, que cumpla con las siguientes cuantías evaluadas sobre el área bruta de la cavidad:

Refuerzo vertical mínimo..... **0.0015**

Refuerzo horizontal mínimo **0.0020**

(b) Sumando el refuerzo de la cavidad y el refuerzo de las paredes laterales, la cantidad de refuerzo dispuesto en cualquier dirección no puede ser inferior a 0.0007 respecto al área bruta de la sección transversal completa. La suma de las cuantías vertical y horizontal no puede ser inferior a 0.0020 medida respecto al área bruta de la sección transversal completa.

D.6.3.2.1 — ***Separación del refuerzo*** — Dentro de la cavidad la separación del refuerzo utilizado no puede ser mayor de 400 mm ni menor de 50 mm. El refuerzo vertical debe tener posicionadores a distancias no mayores de 250 diámetros de la barra ó 3 m. El refuerzo horizontal debe soportarse en los conectores transversales.

D.6.3.3 — **REFUERZO EN ABERTURAS** — En cada extremo de un muro de cavidad reforzada deben colocarse como mínimo dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) dispuestas en toda la altura del muro y ancladas en los extremos. Mínimo deben colocarse horizontalmente, en toda la longitud del muro, dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) en el remate y en el arranque de todo muro de cavidad reforzada. Estas barras deben estar ancladas en los extremos. A cada lado de las aberturas de puertas o ventanas, deben colocarse mínimo dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) tanto horizontal como verticalmente, cuya longitud debe ser tal, que cada extremo de las barras sobrepase el borde de la abertura una distancia no menor que la longitud de desarrollo ni 500 mm.

D.6.3.4 — **REFUERZO EN COMPRESIÓN** — Cuando el refuerzo vertical de la cavidad no contribuya a resistir los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Cuando el refuerzo vertical de la cavidad contribuya a los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm). Este refuerzo que trabaja a compresión debe soportarse lateralmente mediante estribos de diámetro no inferior a N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), con un espaciamiento máximo de 200 mm ó 16 diámetros de barra vertical.

D.6.3.5 — **DIÁMETRO MÍNIMO** — El diámetro de las barras de la cavidad no puede ser mayor que la cuarta parte de su espesor.

D.6.3.6 — **CAPAS DE REFUERZO** — El refuerzo debe disponerse en una sola capa para espesores de la cavidad hasta de 150 mm. Para espesores mayores se deben disponer dos capas de refuerzo, las cuales individualmente no pueden contener más del 66% del refuerzo total de la cavidad.

D.6.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.6.4.1 — **GENERAL** — Los muros de cavidad reforzada se deben diseñar siguiendo los requisitos del Capítulo D.5 y del Apéndice D-1, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales especificados y las características dimensionales de la sección compuesta, y siguiendo los procedimientos apropiados para el estudio de la distribución de esfuerzos en elementos de varios materiales. Adicionalmente deben tenerse en cuenta para el diseño los requisitos de esta sección.

D.6.4.2 — **ANÁLISIS** — El análisis estructural de los muros de mampostería de cavidad reforzada debe basarse en la sección transformada elástica de la sección neta compuesta. Los esfuerzos evaluados en cualquier porción de la mampostería compuesta, deberán estar dentro de los límites establecidos para el material de esa porción. Los esfuerzos admisibles para el material de inyección se deben determinar con las mismas fórmulas utilizadas para la mampostería reemplazando el valor de f'_m por f'_{cr} cuando el diseño se haga por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles.

D.6.4.3 — **MÓDULO DE ELASTICIDAD** — El módulo de elasticidad de cada pared componente de la mampostería de cavidad reforzada, se debe determinar de acuerdo con D.5.2. Cuando la relación entre los módulos sea superior a 2, o inferior a 0.5, los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0.05f'_m$ y $0.33f'_m$ y entre $0.05f'_{cr}$ y $0.33f'_{cr}$ respectivamente.

D.6.4.4 — **SECCIÓN TRANSFORMADA** — Al transformar la sección se debe tomar uno de los materiales como base. La dimensión paralela al eje neutro de la sección, debe ser el producto de la relación modular por la dimensión original, sin alterar las dimensiones en la dirección ortogonal al eje neutro. Ni la altura efectiva, ni la longitud de los elementos se pueden modificar debido a la transformación de la sección. El espesor efectivo considerado debe ser el de la sección original.

D.6.4.5 — **MONOLITISMO** — La mampostería de cavidad reforzada se debe diseñar para que tenga un funcionamiento monolítico. Se deben estudiar y atender los esfuerzos internos derivados de cambios de volumen, y otros efectos reológicos si los hay.

D.6.4.5.1 — ***Esfuerzo cortante de contacto*** — El esfuerzo cortante en la superficie de contacto de la cavidad con las paredes de mampostería se debe limitar, en todos los casos, a 0.07 MPa.

D.6.5 — REQUISITOS ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN

Además de lo establecido en el Capítulo D.4, se deben tener en cuenta los siguientes requisitos adicionales para construcciones en mampostería de cavidad reforzada:

D.6.5.1 — **PAREDES LATERALES** — La construcción de las paredes laterales de mampostería tiene las tolerancias de alineamiento establecidas en este Título. Su ejecución debe ser simultánea, con desfase vertical entre las paredes máximo de 400 mm. La cavidad interior debe estar libre de rebabas, escombros y chorreaduras de mortero.

D.6.5.2 — **REFUERZO HORIZONTAL EN LA CAVIDAD** — El refuerzo horizontal de la cavidad se debe colocar en la medida que avanza la ejecución del muro, soportado por los conectores y fijado a éstos.

D.6.5.3 — **INYECCIÓN DE LA CAVIDAD** — La inyección de la cavidad debe hacerse mínimo a los 3 días de construidas las paredes, garantizando el arriostramiento contra la presión hidrostática del material de inyección.

D.6.5.3.1 — ***Altura de inyección*** — La inyección de la cavidad se puede llevar a cabo después de realizar limpieza del fondo y una vez se haya colocado y asegurado el refuerzo vertical. El proceso de inyección se debe realizar en el mismo día con alturas sucesivas de 1.2 m, dejando un tiempo entre 60 y 90 minutos entre capas. Al finalizar cada capa, pasados 5 minutos, se debe recompactar la mezcla.

D.6.5.3.2 — ***Longitud de la inyección*** — La longitud horizontal de inyección en una sola operación no debe exceder 8 metros. En caso necesario, se deben colocar barreras continuas verticales que impidan el flujo lateral del material de inyección, para garantizar el monolitismo del muro al finalizar la construcción.

D.6.5.4 — **CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES** — El control de calidad de los materiales se debe realizar de acuerdo con las normas de producción de los diferentes materiales y con las frecuencias indicadas en D.3.8.

Notas

CAPÍTULO D.7
MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL

D.7.1 — GENERALIDADES

D.7.1.1 — Las edificaciones de muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical deben cumplir los requisitos de este Capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.7.1.2 — Los muros de mampostería reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

D.7.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor nominal mínimo de 120 mm. Sólo se admite el aparejo trabado y no se permite el uso de morteros tipo N.

D.7.1.4 — La resistencia a la compresión de la mampostería f'_m en este tipo de mampostería estructural, no puede tener una resistencia menor de 10 MPa, ni una resistencia mayor de 28 MPa.

D.7.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA

D.7.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería reforzada se basan en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, de la siguiente manera:

D.7.2.1.1 — ***Muros de mampostería reforzada con capacidad especial de disipación de energía (DES)*** — Cuando todas las celdas verticales, inclusive las que no llevan refuerzo, se inyectan con mortero de relleno, la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

Cuando se cumplan los siguientes requisitos de refuerzo mínimo adicionales a los exigidos en D.7.3, la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas de capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico *(DES):*

(a) El espaciamiento horizontal entre refuerzos verticales deberá ser el menor de un tercio de la longitud del muro, un tercio de la altura del muro o de 120 mm.
(b) El refuerzo horizontal requerido para resistir la fuerza cortante en la dirección paralela al plano del muro deberá ser espaciado uniformemente a una distancia vertical no mayor de un tercio de la longitud del muro, un tercio de la altura del muro o 120 mm y deberá estar embebido en mortero de relleno.
(c) El área mínima del refuerzo vertical deberá ser mayor de un tercio del refuerzo requerido para cortante.

D.7.2.1.2 — ***Muros de mampostería reforzada con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*** — Cuando sólo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.7.3 — REFUERZO DE MUROS

D.7.3.1 — **CUANTÍA MÍNIMA** — Deben cumplirse las siguientes cuantías mínimas:

(a) La cuantía del refuerzo evaluada sobre el área bruta de la sección del muro, en cada una de las direcciones, vertical y horizontal, no debe ser menor de 0.0007.
(b) La suma de ambas cuantías, horizontal y vertical, no puede ser menor que 0.0020.
(c) La cuantía de refuerzo vertical no puede ser menos de la mitad de la cuantía de refuerzo horizontal.
(d) En la evaluación de las cuantías se puede tener en cuenta los refuerzos requeridos en D.7.3.2 y D.7.3.3, siempre y cuando sean continuos en el tramo del muro.
(e) El refuerzo requerido por cortante colocado en los elementos embebidos descritos en D.4.5.11.2 se puede considerar dentro de la evaluación de la cuantía horizontal.

D.7.3.2 — **REFUERZO VERTICAL MÍNIMO** — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

(a) El espaciamiento horizontal entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 1200 mm
(b) Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) en cada extremo del muro.
(c) Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Este refuerzo debe ser continuo dentro del tramo de muro.

D.7.3.3 — **REFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO** — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

(a) El diámetro del refuerzo horizontal en las juntas horizontales de pega no puede ser menor de 4 mm y no puede espaciarse verticalmente a más de 600 mm.
(b) El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 120 mm.
(c) Se debe colocar un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en el remate y arranque de los muros, y al nivel de las losas de entrepiso.
(d) Se debe colocar además un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en la parte superior y en la parte inferior de aberturas interiores con dimensiones mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.7.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.7.4.1 — Las estructuras de mampostería reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.7.5 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.7.5.1 — Las estructuras de mampostería reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

CAPÍTULO D.8
MUROS DE MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL

D.8.1 — GENERALIDADES

D.8.1.1 — Una edificación de muros de mampostería parcialmente reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este Capítulo. Además debe cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.8.1.2 — Los muros de mampostería parcialmente reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

D.8.1.2.1 — En edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, cuando se utilicen piezas de arcilla cocida, se pueden combinar unidades de perforación vertical en los sitios de refuerzo vertical, combinadas con unidades macizas o de perforación horizontal de igual coordinación modular, colocadas en donde no se requiera refuerzo vertical y utilizando aparejo trabado únicamente.

D.8.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.3.5-1 para vivienda de uno y dos pisos. No se admite el uso de morteros tipo N.

D.8.1.4 — La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m de este tipo de mampostería estructural no puede ser menor de 8 MPa.

D.8.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería parcialmente reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.8.3 — REFUERZO DE MUROS

D.8.3.1 — **CUANTÍA MÍNIMA** — La cuantía del refuerzo en cada una de las direcciones, vertical u horizontal, no debe ser menor del 0.00027, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro, teniendo en cuenta en la evaluación de la cuantía únicamente el refuerzo que sea continuo en el tramo del muro.

D.8.3.2 — **REFUERZO VERTICAL MÍNIMO** — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

(a) El espaciamiento entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 2.40 m.
(b) Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en cada extremo del muro
(c) Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Estas barras deben ser continuas dentro del tramo de muro.

D.8.3.3 — **REFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO** — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

(a) El refuerzo horizontal en las juntas de pega no puede estar espaciado a más de 800 mm.
(b) El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 3.00 m.
(c) Se debe disponer además refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en el

remate y arranque de los muros, al nivel de las losas de entrepiso
(d) En la parte superior e inferior de las aberturas interiores mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.8.4 — DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.4.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.8.4.2 — Cuando se utilicen unidades de perforación horizontal o unidades macizas según lo especificado en D.8.1.2.1, la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m construida con estas unidades debe cumplir con la resistencia especificada para las unidades de perforación vertical.

D.8.5 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.8.5.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

CAPÍTULO D.9
MUROS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.1 — GENERALIDADES

D.9.1.1 — Una edificación de muros de mampostería no reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este Capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.9.1.2 — Cuando una edificación en mampostería no cumple con todos los requisitos que este Reglamento establece para mampostería parcialmente reforzada o mampostería reforzada, debe clasificarse y diseñarse como mampostería no reforzada.

D.9.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.3.5-1 para viviendas de uno y dos pisos.

D.9.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería no reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de este Reglamento. La mampostería no reforzada sólo puede utilizarse como sistema de resistencia sísmica en aquellas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde el valor de A_a sea menor o igual a 0.05. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.9.3 — DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.3.1 — Los muros de mampostería no reforzada deben diseñarse por el método de los esfuerzos admisibles de trabajo, de acuerdo con lo dispuesto en el Apéndice D-1 de este Título.

D.9.4 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.9.4.1 — Las estructuras de mampostería no reforzada deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

Notas

CAPÍTULO D.10
MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS

D.10.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento i, en mm².
A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm².
A_c = área efectiva de la sección de mampostería, en mm².
A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m².
A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm².
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, véase D.5.4.5, en mm².
A_p = área del piso en el nivel considerado, en m².
A_{st} = área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm².
b = ancho efectivo de la sección de muro para efectos en el plano del muro, véase D.5.4.4, en mm.
f'_c = resistencia a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
f'_{cu} = resistencia a la compresión de la unidad de mampostería, en MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
h' = longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, en mm.
h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm.
I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm^4.
ℓ_w = longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en mm.
ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm.
M_n = momento resistente nominal del muro.
M_u = momento mayorado solicitado de diseño del muro.
N = número de niveles por encima del nivel considerado
P_{nc} = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{nd} = fuerza axial resistente nominal a la compresión de la mampostería sola, en N.
P_{nt} = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
P_u = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro, en N.
P_{uc} = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{ud} = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N.
P_{ut} = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
R_c = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
t = espesor efectivo del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm.
V_n = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
V_u = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
V_{nc} = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N.

V_{uc} = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N.
x_i = distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro, en mm.
$\bar{x}$ = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm.
ΔP_{ui} = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i, causada por el momento solicitado de diseño, M_u, en N.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

D.10.1 — REQUISITOS GENERALES

D.10.1.1 — CLASIFICACIÓN — Se clasifica como mampostería confinada aquélla que se construye utilizando muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzado, vaciados posteriormente a la ejecución del muro y que actúan monolíticamente con éste.

D.10.1.2 — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS — Las estructuras en mampostería de muros confinados deben cumplir los requisitos dados en los Capítulos D.1, D.2, D.3, D.4 y D.5 de este Reglamento, con las excepciones que se anotan dentro del presente Capítulo.

D.10.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS

D.10.2.1 — La mampostería de muros confinados debe cumplir con las limitaciones establecidas en el Capítulo A.3 del presente Reglamento. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.10.3 — REQUISITOS PARA LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

D.10.3.1 — GENERAL — Los muros estructurales de mampostería confinada deben cumplir los requisitos de esta sección. La resistencia ante todas las cargas se obtiene por medio de los muros estructurales, los cuales deben ser confinados. Para que un muro confinado se considere como muro estructural debe ser continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas. Los muros que no cumplan los requisitos anteriores, se consideran como muros no estructurales y deben cumplir los requisitos del Capítulo A.9.

D.10.3.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — *Valores mínimos para la resistencia de las unidades, f'_{cu}* — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades
para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	15
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

D.10.3.2.2 — *Restricción al uso del bloque de perforación horizontal de arcilla* — Sólo se permite el uso del bloque de perforación horizontal de arcilla en edificaciones de uno y dos pisos y en los dos pisos

superiores de edificaciones de más de dos pisos, cuando se permita su empleo, éste se limitará a muros donde se cumpla $P_u / A_c \le 0.15 f'_m$.

D.10.3.3 — ESPESOR MÍNIMO DEL MURO — Los muros de mampostería confinada en ningún caso pueden tener una la relación entre la altura libre del muro y su espesor mayor de 25 y deben tener un espesor nominal no menor de 110 mm. En viviendas de uno y dos niveles se pueden utilizar como espesores mínimos los establecidos en la tabla E.3.5-1.

D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, esta limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \ge \frac{N A_a A_p}{20} \qquad \text{(D.10.3-1)}$$

D.10.4 — REQUISITOS GENERALES PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

D.10.4.1 — RESISTENCIA DEL CONCRETO — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

D.10.4.2 — COMPATIBILIDAD CON EL TÍTULO C — Las longitudes de desarrollo, las longitudes de empalme por traslapo, y el anclaje, del refuerzo de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C, con excepción de las dimensiones mínimas y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.4.3 — REFUERZO INTERIOR EN EL MURO — Todo refuerzo debe ir colocado dentro de las columnas y vigas de confinamiento, no se permite colocar los refuerzos de confinamiento dentro de unidades de perforación vertical. Se exceptúan las vigas de remate de los muros, las cuales se pueden realizar en unidades tipo U, inyectadas con mortero de resistencia a la compresión no menor de 14 MPa.

D.10.5 — COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

D.10.5.1 — GENERAL — Se consideran columnas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en los dos bordes del muro que confinan y en puntos intermedios dentro del muro. Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro y se deben vaciar directamente contra el muro con posterioridad al alzado de los muros estructurales de cada piso.

D.10.5.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

D.10.5.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

(a) En los extremos de todos los muros estructurales.
(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.
(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

D.10.5.4 — REFUERZO MÍNIMO — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.5.5 — ANCLAJE DEL REFUERZO — El refuerzo vertical de las columnas de confinamiento debe anclarse al sistema de cimentación. Pueden utilizarse barras de empalme ancladas en la cimentación mediante ganchos a 90°. Estas barras deben sobresalir la longitud de empalme por traslapo desde la cara superior del cimiento. Los empalmes del refuerzo vertical de las columnas de confinamiento deben cumplir los requisitos establecidos en el Capítulo C.12. En el extremo superior de la columna de confinamiento los refuerzos longitudinales debe anclarse en un elemento de confinamiento transversal a su dirección con un gancho de 90°.

D.10.5.6 — REFUERZO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO — En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia se deben utilizar estribos cerrados de confinamiento mínimo N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm y cuyas ramas no pueden estar separadas a distancias mayores de 150 mm. La distancia en cada extremo del elemento, medida a partir del elemento transversal de confinamiento, en la cual se deben colocan los estribos de confinamiento debe ser la mayor entre 450 mm, 3 veces la mayor dimensión de la sección del elemento o la sexta parte de la luz en cuestión.

D.10.6 — VIGAS DE CONFINAMIENTO

D.10.6.1 — GENERAL — Se consideran vigas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en la parte inferior y superior de muros confinados. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan. La viga de cimentación se considera como una viga de amarre y debe cumplir los requisitos mínimos de las vigas de amarre.

D.10.6.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.6.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

D.10.6.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso*** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
  1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
  2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.

D.10.6.4 — REFUERZO MÍNIMO — El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** — El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), El área de refuerzo longitudinal no puede ser menor a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm). En ningún caso, el refuerzo longitudinal

puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.
(b) ***Refuerzo transversal*** — El refuerzo transversal mínimo debe consistir en estribos cerrados N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a distancias no mayores de 200 mm ni de 1.5 veces la menor dimensión del elemento. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.4.1 — *Vigas que continúan fuera del muro confinado* — Cuando una viga de amarre continúa fuera del muro confinado, y cumpla funciones de dintel, de apoyo para losa, o como elemento colector dentro del diafragma, la viga debe diseñarse de acuerdo a los requisitos del Título C.

D.10.6.5 — ANCLAJE DEL REFUERZO — El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90° dentro de un elemento de confinamiento transversal a su dirección.

D.10.6.6 — VIGA DE AMARRE SOBRE LA CIMENTACIÓN — Sobre la cimentación debe colocarse una viga de amarre que cumpla con los requisitos mínimos para vigas de confinamiento dados en esta sección. Cuando la cimentación está construida con elementos de concreto reforzado, éstos se consideran como equivalentes a la viga de amarre y sólo se debe cumplir con las cuantías mínimas, pero en ningún caso, el refuerzo puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.7 — CINTAS DE AMARRE — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.
(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

D.10.7 — REQUISITOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

D.10.7.1 — GENERAL — Las estructuras de mampostería de muros confinados se debe analizar y diseñar de acuerdo a los requisitos de dados en el Capítulo D.5 con las excepciones dadas en el la presente sección. El diseño se debe realizar de acuerdo con el método de diseño por estados límites de resistencia.

D.10.7.2 — VALORES DE ϕ — En vez de los valores de ϕ dados en D.5.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... $\phi = 0.65$
(b) Carga axial de tracción ..... $\phi = 0.85$
(c) Flexión sin carga axial ..... $\phi = 0.85$
(d) Cortante ..... $\phi = 0.50$

D.10.7.3 — SUPOSICIONES DE DISEÑO — Deben tenerse en cuenta las siguientes suposiciones, en el diseño de muros de mampostería confinada:

(a) Las suposiciones de diseño indicadas en D.5.1.6.
(b) Debe considerarse, en el caso de mampostería de muros confinados, que el muro es un elemento homogéneo que incluye la porción de mampostería y los elementos de confinamiento. Las propiedades mecánicas del muro, como conjunto, se describen a través de las de la mampostería, las cuales, a su vez, deben ser las que se definen en el Capítulo D.5.
(c) Para efectos de aplicar las características dimensionales efectivas indicadas en D.5.4, debe considerarse que los elementos de confinamiento son equivalentes a celdas inyectadas con mortero de relleno, a menos que dentro de los requisitos del presente Capítulo se indique explícitamente algo diferente..

D.10.7.4 — DISEÑO PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN — El muro, globalmente, debe verificarse para las cargas axiales de compresión, de acuerdo con lo indicado en D.5.5. El área de refuerzo a emplear allí, corresponde a la del acero longitudinal de las columnas de confinamiento. Cuando los procedimientos de diseño requieren que se verifiquen las resistencias axiales de los elementos de confinamiento, pueden emplearse las siguientes resistencias nominales a compresión axial, P_{nc}, y tracción axial, respectivamente, P_{nt}:

$$P_{nc} = 0.80\left[0.85f'_c\left(A_{ci} - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \text{(D.10.7-1)}$$

$$P_{nt} = -f_y A_{st} \qquad \text{(D.10.7-2)}$$

La resistencia nominal a la compresión de la mampostería sola, P_{nd}, sin contribución de los elementos de confinamiento, está definida por:

$$P_{nd} = 0.80\left(0.80f'_m A_{md}\right)R_e \qquad \text{(D.10.7-3)}$$

donde A_{md} es el área de la sección de mampostería, y R_e se obtiene por medio de:

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t}\right]^2 \quad \text{para } h'/t \le 30 \qquad \text{(D.10.7-4)}$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'}\right]^2 \quad \text{para } h'/t > 30$$

D.10.7.5 — DISEÑO DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia de muros de mampostería confinada sometidos a cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.10.7.5.1 — *Resistencia a flexo-compresión* — La resistencia del muro a flexión producida por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los siguientes requisitos:

(a) La resistencia a flexo-compresión es contribuida únicamente por las columnas de confinamiento.
(b) Como ancho efectivo, b, debe tomarse únicamente el de las columnas de confinamiento, medido en la dirección del muro.
(c) El diseño se realiza en su totalidad de acuerdo con los requisitos de concreto reforzado del Título C.
(d) La carga axial, P_u, que actúa sobre el elemento de confinamiento debe considerarse como el doble de la que se obtiene proporcionalmente a las áreas de mampostería y de columnas de confinamiento, a menos que se realice un análisis más detallado, teniendo en cuenta las relaciones modulares y la posición de las cargas que la inducen.

D.10.7.5.2 — *Resistencia a cortante* — La resistencia del muro a cortante producido por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los requisitos de D.5.7.4.

D.10.7.6 — DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño a flexo-compresión por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería confinada sometidos a cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre él. El diseño puede realizarse por uno de los dos procedimientos dados a continuación:

D.10.7.6.1 — *Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería* — En este procedimiento se desprecia la contribución de la mampostería a la resistencia a flexo-compresión del muro. Deben calcularse las fuerzas axiales solicitadas máximas, de compresión P_{uc} y de tracción P_{ut} sobre cada una de las columnas de confinamiento, por medio de las ecuaciones D.10.7-5 y D.10.7-6 respectivamente.

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}}P_u + \Delta P_{ui} \qquad \text{(D.10.7-5)}$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}}P_u - \Delta P_{ui} \le 0 \qquad \text{(D.10.7-6)}$$

Donde P_u y ΔP_{ui} son siempre positivas, y ΔP_{ui} se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_{ui} = \left|\frac{M_u A_{ci}\left(x_i - \bar{x}\right)}{I_{ct}}\right| \qquad \text{(D.10.7-7)}$$

En las ecuaciones anteriores,

$$A_{ct} = \sum_i A_{ci} \qquad \text{(D.10.7-8)}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_i A_{ci}\, x_i}{A_{ct}} \qquad \text{(D.10.7-9)}$$

$$I_{ct} = \sum_i A_{ci}\left(x_i - \bar{x}\right)^2 \qquad \text{(D.10.7-10)}$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes:

$$P_{uc} \le \phi P_{nc} \qquad \text{(D.10.7-11)}$$

$$P_{ut} \ge \phi P_{nt} \qquad \text{(D.10.7-12)}$$

Cuando se trata de un muro confinado que únicamente tiene dos columnas de confinamiento iguales en sus bordes, las ecuaciones (D.10.7-5) a (D.10.7-7) se simplifican a:

$$P_{uc} = \frac{P_u}{2} + \Delta P_u \qquad \text{(D.10.7-13)}$$

$$P_{ut} = \frac{P_u}{2} - \Delta P_u \le 0 \qquad \text{(D.10.7-14)}$$

Donde P_u y ΔP_u son siempre positivas, y ΔP_u se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_u = \frac{M_u}{\ell_w} \qquad \text{(D.10.7-15)}$$

D.10.7.6.2 – *Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería* – El momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación D.10.7-16, para el nivel de carga P_u:

$$M_u \le \phi M_n \qquad \text{(D.10.7-16)}$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y en D.10.7.3, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado de los dados en D.10.7.2.

D.10.7.7 — DISEÑO A CORTANTE DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO — En la mampostería de muros confinados toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser resistida por la mampostería, y se supone que no hay contribución a la resistencia a cortante por parte de los elementos de confinamiento. La resistencia de diseño solicitada, V_u, debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \le \phi V_n \qquad \text{(D.10.7-17)}$$

y la resistencia nominal a cortante por tracción diagonal, se obtiene de:

$$V_n = \left(\frac{1}{12}\sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_c}\right)A_{mv} \le \frac{1}{6}\sqrt{f'_m}A_{mv} \qquad \text{(D.10.7-18)}$$

donde P_u, en este caso, es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante mayorada solicitada, V_u, para la cual se realiza el diseño.

D.10.7.8 — VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO DEL ALMA DEL MURO — Debe verificarse que el paño de muro enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento, no falle por aplastamiento. Para el efecto se considera una biela de compresión en la diagonal del muro, la cual tiene un ancho efectivo igual a un quinto de la longitud de la diagonal. Debe cumplirse la condición:

$$P_{ud} \le \phi P_{nd} \qquad \text{(D.10.7-19)}$$

La fuerza axial que actúa en la diagonal, P_{ud}, se obtiene por medio de:

$$P_{ud} = \frac{h'}{\ell_w}V_u \qquad \text{(D.10.7-20)}$$

Donde h' es la longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, ℓ_w es la longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u. La resistencia nominal al aplastamiento se obtiene por medio de la ecuación D.10.7-3. Allí hay que emplear una longitud para evaluación de pandeo h' igual a la dimensión de la diagonal del muro en el paño en estudio, y un espesor efectivo para pandeo t, igual al espesor del muro. El área de la biela de compresión A_{md} es igual al ancho efectivo de la biela, $h'/5$, multiplicada por el espesor efectivo del muro, b, para efectos en la dirección paralela al plano del muro, tal como se define en D.5.4.4.2.

D.10.7.9 — VERIFICACIÓN A CORTANTE EN LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DEL MURO — Los elementos de confinamiento reciben la fuerza de la biela de compresión en la esquina de intersección entre vigas y columnas de confinamiento, por lo tanto hay necesidad de verificar que están en capacidad de resistir como fuerza cortante aplicada, transversal al eje longitudinal del elemento de confinamiento, al menos una fuerza cortante igual a la mitad de la componente correspondiente de la fuerza de compresión que actúa sobre la biela.

La fuerza cortante actuante, V_{uc}, sobre la columna de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{\ell_c}{2\ell_w}V_u \qquad \text{(D.10.7-21)}$$

y la fuerza cortante actuante, V_{uc}, sobre la viga de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2\ell_w}V_u \qquad \text{(D.10.7-22)}$$

En ambos casos debe cumplirse que:

$$V_{uc} \le \phi V_{nc} \qquad \text{(D.10.7-23)}$$

donde V_{nc} para el elemento de confinamiento debe calcularse de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, Capítulo C.11.

D.10.7.10 — DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA DE CONFINAMIENTO — La componente horizontal de la biela de compresión que actúa en la diagonal del muro debe ser resistida como fuerza de tracción en la viga de confinamiento que llega a la misma esquina del paño del muro donde actúa la biela de compresión. Esta fuerza de tracción es igual a la fuerza cortante que lleva el paño de muro. Por lo tanto:

$$P_{ut} = -\frac{\ell_c}{\ell_w}V_u \qquad \text{(D.10.7-24)}$$

La fuerza axial de tracción sobre la viga de confinamiento debe ser resistida en su totalidad por el acero de refuerzo longitudinal de la viga:

$$-P_{ut} \le -\phi P_{nt} \qquad \text{(D.10.7-25)}$$

donde P_{nt}, se obtiene por medio de la ecuación D.10.7-2.

D.10.8 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.10.8.1 — GENERAL — Deben cumplirse los requisitos de construcción dados en el Capítulo D.4 del Reglamento, exceptuando las siguientes secciones: D.4.2 y D.4.5.10, D.4.5.11, D.4.5.12 Y D.4.6. Además deben cumplirse los requisitos adicionales dados a continuación:

D.10.8.2 — DETALLES DEL REFUERZO — Todo refuerzo debe estar colocado en elementos de confinamiento. El refuerzo debe cumplir los requisitos dados en el Título C.

D.10.8.3 — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO — Las especificaciones, requisitos, controles y tolerancias de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C, con excepción de las dimensiones y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.8.4 — CONSTRUCCIÓN DEL MURO — La ejecución del muro se debe hacer de manera previa al vaciado de las columnas, dejando el espacio especificado para ellas, siguiendo los procedimientos y controles establecidos en el Capítulo D.4 de este título. Se deben cumplir las tolerancias constructivas dadas en la tabla D.4.2-2. El mortero de pega debe cumplir los requisitos de D.3.4.

D.10.8.5 — JUNTAS DE CONTROL — En el espacio confinado entre columnas no se permiten juntas de control. Si se requiriesen, éstas deben localizarse entre columnas adyacentes diseñadas para tal propósito.

D.10.8.6 — VACIADO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO — Una vez dispuesto el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal de las columnas, se deben colocar los testeros laterales que constituyen la formaleta de las columnas, permitiendo que el concreto vaciado haga contacto con la superficie terminal del muro confinado, la cual debe estar libre de rebabas y de materiales que restrinjan la adherencia entre el concreto y la mampostería. El refuerzo vertical de la columna debe sobresalir de la superficie de enrase la cantidad necesaria para realizar los empalmes por traslapo con la columna superior si la hubiese; el remate del refuerzo vertical se debe anclar en la cara superior de la viga de confinamiento, utilizando ganchos de 90°.

D.10.8.7 — VIGAS DE CONFINAMIENTO — Una vez vaciadas las columnas de confinamiento, se debe proceder a realizar el vaciado de la losa o de las vigas de confinamiento que van directamente sobre los muros confinados y en contacto con éstos.

Notas

CAPÍTULO D.11
MUROS DIAFRAGMA

D.11.1 — GENERALIDADES

D.11.1.1 — ALCANCE — Se consideran como muros diafragma aquellos muros continuos desde la cimentación hasta el nivel superior de la edificación, rodeados completamente por vigas y columnas de una estructura de concreto reforzado y que al estar en contacto pleno con ella la rigidizan de manera similar al efecto de diagonales concéntricas dentro de un pórtico con diagonales. Para que un muro pueda ser considerado como diafragma, aparte de lo anterior, se limita su denominación a los muros sin aberturas ni juntas, de manera que el diafragma sea de un solo cuerpo.

D.11.1.2 — ANÁLISIS — En el análisis estructural de estructuras que contengan muros diafragma, debe emplearse un modelo matemático adecuadamente sustentado con evidencia experimental previa, que tome en cuenta apropiadamente la interacción de los muros diafragma con el pórtico de concreto reforzado que los rodea. En ningún caso el modelo matemático puede suponer que la diagonal equivalente que simule el efecto del muro diafragma lleve esfuerzos de tracción.

D.11.1.3 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — En la mampostería de muros diafragma se permite el empleo de unidades de mampostería de cualquier tipo que cumplan D.3.6 de este Reglamento.

D.11.1.4 — ESPESOR MÍNIMO, APAREJO Y MORTERO — Los requisitos establecidos en los Capítulos D.1 a D.5, se consideran obligatorios en su totalidad. El espesor nominal mínimo del muro diafragma debe ser al menos de 120 mm. El aparejo debe ser trabado y el mortero de pega debe cumplir los requisitos de tipo M.

D.11.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.2.1 — LIMITACIONES AL USO — Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica. Cuando se realicen adiciones, modificaciones o remodelaciones del sistema estructural de edificaciones existentes que contengan muros diafragmas, la verificación y el diseño de estos elementos puede realizarse de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo.

D.11.2.2 — VALORES DE R_0 A EMPLEAR — El valor del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía, R_0, a emplear en el diseño y verificación sismo resistente de edificaciones que contengan muros diafragma como parte del sistema de resistencia sísmica, en ningún caso puede ser mayor de 2.0 $\left(R_0 \le 2.0\right)$.

D.11.2.3 — METODOLOGÍA DE DISEÑO — Los muros diafragma deben diseñarse empleando el método del estado límite de resistencia descrito en B.2.4, y se deben emplear las combinaciones de carga dadas allí.

D.11.3 — REFUERZOS

D.11.3.1 — La cantidad mínima de refuerzo interior, su disposición y su detallado debe corresponder al tipo de mampostería utilizado en el muro diafragma y a los requisitos de diseño y resistencia derivados de su función estructural.

D.11.4 — REQUISITOS DE DISEÑO PARA MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.4.1 — COMPROBACIONES MÍNIMAS — Los muros diafragma deben diseñarse para resistir los esfuerzos derivados de su interacción con los pórticos estructurales que restringen. Las condiciones de falla deben establecerse en valores de resistencia para los efectos más desfavorables sobre el muro entre los siguientes:

(a) Falla de cortante por tracción diagonal, de acuerdo a lo indicado en D.11.4.2.

(b) Falla por aplastamiento diagonal, tomando para el efecto un área efectiva máxima de compresión igual a la quinta parte de la dimensión diagonal del muro multiplicada por su espesor efectivo, para lo cual se deben emplear los requisitos establecidos en el Capítulo D.5. El valor de la altura efectiva para efectos de pandeo, h', debe ser igual a la dimensión diagonal del muro.

D.11.4.2 — CORTANTE MÁXIMO — El muro diafragma puede tomar un cortante máximo que no debe exceder el siguiente valor:

$$V_u \leq \phi v_m A_m \qquad \text{(D.11.4-1)}$$

donde:

V_u = cortante horizontal solicitado al muro diafragma en N
v_m = resistencia al cortante de la mampostería definida en la tabla D.11.1-1, en MPa
A_m = área neta horizontal de la mampostería del diafragma (mm²)
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia para corte $(\phi = 0.50)$

En la definición del valor de v_m en estructuras existentes, no se pueden emplear valores mayores a los dados en la tabla D.11.1-1, a menos que se realicen ensayos experimentales, en una cantidad representativa estadísticamente, para definir un valor apropiado.

Tabla D.11.1-1
Valores máximos para v_m en muros diafragma (MPa)

Unidades de mampostería	Valores de v_m
• Unidades macizas de concreto o arcilla	0.35
• Unidades de perforación vertical de concreto o arcilla	0.25
• Unidades de perforación horizontal de arcilla	0.15

D.11.4.3 — COLUMNAS Y VIGAS DEL PÓRTICO ARRIOSTRADO — Las vigas y las columnas del pórtico arriostrado por medio de los muros diafragma deben ser capaces de resistir las condiciones mas desfavorables establecidas en la interacción con los muros diafragma. La fuerza cortante de diseño en cada miembro no puede ser menor a la cuarta parte de la fuerza cortante establecida para el muro en la ecuación D.11-1, resistida en una zona igual al 25% de la longitud del miembro.

D.11.4.4 — OTROS REQUISITOS — El sistema estructural, en general, debe cumplir los requisitos indicados en el Título A de este Reglamento. Además los pórticos de concreto reforzado deben cumplir los requisitos del Título C. En la ausencia del cumplimiento de algunos requisitos del Título C, se deben aplicar las prescripciones del Capítulo A.10 del Reglamento.

D.11.4.5 — CONSTRUCCIÓN — Los muros diafragma pueden construirse de manera previa, simultánea o posterior a los pórticos que los rodean. En la construcción previa o simultánea debe garantizarse que haya contacto pleno entre el muro y los elementos del pórtico, sin espacios que separen los entornos. En la construcción posterior, los bordes del muro deben llenarse con mortero apropiado, de manera que se garantice el contacto pleno entre el pórtico y el muro diafragma.

CAPÍTULO D.12
MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE

D.12.0 — NOMENCLATURA

E_{cre} = módulo de elasticidad del mortero de revoque o pañete, MPa.
f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa.
f'_{cre} = resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
f'_m = resistencia especificada a la compresión de la mampostería, MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.

D.12.1 — REQUISITOS GENERALES

D.12.1.1 — **GENERAL** — Además de lo especificado en este Capítulo, las estructuras de mampostería reforzada externamente deben cumplir los Capítulos D.1, D.2 y D.3 de este título.

D.12.1.2 — **DEFINICIÓN** — Se clasifican como muros de mampostería reforzada externamente aquellos en donde el refuerzo consiste en mallas electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) en ambas caras laterales de los muros fijándolas a ellos mediante conectores y/o clavos de acero con las especificaciones y procedimientos descritos en el presente Capítulo.

D.12.1.2.1 — ***Unidades de mampostería*** — Las unidades de mampostería utilizadas en este sistema pueden ser de concreto, arcilla cocida o silicio calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal, y deben cumplir las normas establecidas para las unidades de mampostería establecidas en D.3.6

D.12.1.2.2 — ***Mortero de pega*** — Los morteros de pega para este sistema de mampostería deben cumplir lo establecido en D.3.4.

D.12.1.2.3 — ***Mortero de revoque*** — Los morteros de recubrimiento o de revoque (pañete) son similares a los morteros de pega descritos en D.3.4, pero utilizando arenas finas que cumplan con las especificaciones de las Normas **ASTM C-926 y ASTM C-897.**

D.12.1.3 — ESPESOR MÍNIMO — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor real total no menor de 130 mm, los cuales corresponden a 90 mm de espesor real mínimo del muro de mampostería y a 20 mm de espesor mínimo de mortero de revoque en cada uno de los 2 lados del muro.

D.12.1.4 — **RESISTENCIA MÍNIMA** — La resistencia de la mampostería f'_m no puede ser inferior a 8 MPa. La resistencia del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) f'_{cre} debe ser como mínimo de 12.5 MPa.

D.12.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE

D.12.2.1 — Las limitaciones al uso de la mampostería reforzada externamente se basan en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de este Reglamento. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (DMI).

D.12.3 — REQUISITOS DEL REFUERZO

D.12.3.1 — **GENERAL** — El refuerzo utilizado en la mampostería reforzada externamente deberá cumplir con las especificaciones establecidas en el Capítulo D.2.

El uso, las características, el manejo y la colocación del refuerzo debe tener en cuenta las demás disposiciones establecidas en este Título.

D.12.3.2 — **REFUERZO MÍNIMO** — La cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de mampostería reforzados externamente no pueden se menor de los siguientes valores:

En cada lado del muro se debe colocar una malla electrosoldada que cumpla con las siguientes cuantías evaluadas con respecto al área bruta total del muro (incluye los espesores de mortero de revoque).

Refuerzo vertical mínimo..... 0.00035
Refuerzo horizontal mínimo..... 0.00035

D.12.3.2.1 — ***Separación del refuerzo*** — La separación tanto horizontal como vertical de los alambres de las mallas electrosoldadas utilizadas como refuerzo no puede ser mayor de 300 mm.

D.12.3.3 — ANCLAJE DEL REFUERZO — Las mallas de alambre electrosoldado se deberán anclar a la mampostería de tal manera que puedan alcanzar su resistencia a la fluencia especificada f_y.

Si la malla se fija a la mampostería mediante conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada (tiro) o mediante clavos de acero, el número mínimo será de nueve (9) por m^2 .Los clavos y tiros deben tener un diámetro mínimo de 3 mm; la cabeza del clavo o del tiro debe quedar salida del muro por lo menos 10 mm.

Las mallas también se pueden anclar colocando conectores de barras o alambres de acero con diámetro mínimo de 4.5 mm, de tal manera que atraviesen el muro de mampostería y abracen con un gancho de 90° en cada extremo a las 2 mallas electrosoldadas; el número mínimo será de cuatro (4) por metro cuadrado

Las mallas se deben amarrar a los conectores utilizando alambre galvanizado número 16 (diámetro igual a 1.3 mm).

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de los muros y los bordes de las aberturas y prolongarlas como mínimo 200 mm más allá del extremo de los bordes del muro .

El refuerzo deberá ser continuo a lo largo y alto de los muros (disponiendo de los traslapos que sean necesarios) y deberá anclarse adecuadamente en la fundación de concreto reforzado cumpliendo las longitudes de desarrollo y los traslapos según se especifica en el Título C.

D.12.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.12.4.1 — **GENERAL** — Los muros reforzados externamente se deben diseñar siguiendo los requisitos de este Reglamento, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales especificados y las características dimensiónales de la sección compuesta, y siguiendo los procedimientos apropiados para el estudio de la distribución de esfuerzos en elementos compuestos de varios materiales.

Adicionalmente deben tenerse en cuenta para el diseño los requisitos de esta sección.

D.12.4.2 — **ANÁLISIS** — El análisis estructural de los muros de mampostería reforzada externamente debe basarse en la sección transformada elástica de la sección neta compuesta. Cuando el diseño se realice por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles, los esfuerzos evaluados en cualquier porción de la mampostería compuesta, deberán estar dentro de los límites establecidos para el material de esa porción. Los esfuerzos admisibles para el material de recubrimiento (revoque o pañete) se deben determinar con las mismas fórmulas utilizadas para la mampostería reemplazando el valor de f'_m por f'_{cre}.

D.12.4.3 — **MÓDULO DE ELASTICIDAD** — El módulo de elasticidad de cada material componente de la mampostería reforzada externamente, se debe determinar de acuerdo con D.5.2, pero el módulo de elasticidad del mortero de revoque podrá tomarse como $E_{cre} = 2000\sqrt{f'_{cre}}$ MPa. Cuando la relación entre los módulos sea superior a 2 ó inferior a 0.5 los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0.05f'_m$ y $0.33f'_m$ y entre $0.05f'_{cre}$ y $0.33f'_{cre}$ respectivamente.

D.12.4.4 — **SECCIÓN TRANSFORMADA** — Al transformar la sección en un solo material, se debe tomar uno de ellos como base. La dimensión paralela al eje neutro de la sección, debe ser el producto de la relación modular por la dimensión original, sin alterar las dimensiones en la dirección ortogonal al eje neutro. Ni la altura efectiva, ni la longitud de los elementos se pueden modificar debido a la transformación de la sección. El espesor efectivo considerado debe ser el de la sección original.

D.12.4.5 — **MONOLITISMO** — La mampostería reforzada externamente se debe diseñar para que tenga un funcionamiento monolítico. Se deben estudiar y atender los esfuerzos internos derivados de los cambios de volumen y otros efectos reológicos si se presentan.

D.12.4.6 — **ANÁLISIS Y DISEÑO SIMPLIFICADO** — El análisis y diseño de los muros de mampostería reforzada externamente se pueden hacer de una manera simplificada despreciando el aporte a la resistencia de la porción de mampostería dándole toda la responsabilidad a las capas de mortero de recubrimiento o revoque (pañete). El análisis y diseño se puede hacer cumpliendo los requisitos del Título C, como si se tratase de muros de concreto con un espesor igual a la suma de los 2 espesores de las capas de recubrimiento y con una resistencia especificada a la compresión $f'_c = f'_{cre}$.

Se deben cumplir todos los requisitos de este Capítulo excepto los relacionados con sección compuesta.

D.12.5 — REQUISITOS ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN

D.12.5.1 — **ESPESOR DE LA CAPA DE MORTERO DE RECUBRIMIENTO** — El espesor de cada uno de las capas de mortero de recubrimiento (revoque) no podrá ser menor de 15 mm ni mayor de 45 mm. Cuando el espesor total de la capa de mortero de recubrimiento sea mayor de 15 mm dicho mortero se deberá colocar en capas sucesivas con espesores entre 10 y 15 mm hasta completar el espesor total.

D.12.5.2 — **RECUBRIMIENTO MÍNIMO A LA MALLA DE REFUERZO** — La malla electrosoldada colocada como refuerzo en los muros de mampostería reforzada externamente deberán tener los siguientes recubrimientos mínimos, los cuales deben garantizarse durante el proceso constructivo utilizando dispositivos plásticos o similares desarrollados para tal fin:

- Recubrimiento mínimo a la superficie de mampostería = 5 mm
- Recubrimiento mínimo externo a la malla = 10 mm

D.12.5.3 — **CURADO DEL MORTERO DE RECUBRIMIENTO O REVOQUE** — El mortero de recubrimiento o revoque que se utilice en los muros de mampostería reforzada externamente debe ser sometido a un curado húmedo continuo durante por lo menos 7 días utilizando los mismos procedimientos y técnicas descritas y especificadas en el Título C.

D.12.5.4 — **CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES** — El control de calidad de los materiales se debe realizar de acuerdo con las normas de producción de los diferentes materiales y con las frecuencias descritas en D.3.8

Notas

APÉNDICE D-1
DISEÑO DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.0 - NOMENCLATURA

A_e = área efectiva de la sección transversal del elemento, mm².
A_{st} = área del refuerzo longitudinal del elemento, mm².
A_v = área del refuerzo a cortante, mm².
b = ancho efectivo de una sección rectangular, mm.
b_w = ancho del alma del elemento, mm.
d = altura efectiva de la sección del elemento, mm.
E = efectos sísmicos reducidos.
F_a = esfuerzo admisible de compresión debido a carga axial, MPa.
F_b = esfuerzo admisible de compresión debido a flexión, MPa.
F_s = esfuerzo admisible en el refuerzo, MPa., o fuerzas sísmicas.
F_t = esfuerzo admisible de tracción debida a flexión, MPa.
F_v = esfuerzo admisible de cortante, MPa.
f_a = esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva, MPa.
f_b = esfuerzo de compresión causado por la flexión calculado con el área efectiva, MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
f_v = esfuerzo cortante solicitado, MPa.
f_y = esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo, MPa.
h' = altura efectiva del muro o columna, mm.
j = factor del brazo de palanca tracción-compresión, adimensional.
M = momento flector que actúa sobre la sección debida a la carga de servicio.
P_a = fuerza axial de compresión admisible, N.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
s = espaciamiento del refuerzo transversal en medida paralela al eje del elemento, mm.
t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V = fuerza de cortante bajo cargas de servicio, N.

D-1.1 — ALCANCE

D-1.1.1 — Se permite diseñar la mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.3, como un procedimiento alterno a los procedimientos de diseño presentados en el Capítulo D.5.

D-1.1.2 — Se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo descrito en B.2.3.

D-1.2 — PRINCIPIOS GENERALES

D-1.2.1 — Puede despreciarse la resistencia a tracción en la mampostería para esfuerzos inducidos por cargas axiales de tracción y por efectos de flexión paralela o perpendicular al plano del muro.

D-1.2.2 — Para efectos de la aplicación del presente Apéndice se puede considerar una distribución lineal entre

esfuerzos y deformaciones, con los materiales trabajando en el rango elástico.

D-1.2.3 — Los esfuerzos permisibles para el diseño se deben basar en el valor seleccionado para f'_m de acuerdo a D.3.7.

D-1.2.4 — El diseño estructural de la mampostería debe cumplir los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, así como las características mecánicas del material.

D-1.2.5 — Se pueden emplear para el diseño por la metodología presentada en este Apéndice, los módulos de elasticidad y de cortante prescritos en D.5.2.

D-1.3 — CARGAS

D-1.3.1 — Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D-1.3.2 — Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.3 del Reglamento. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación allí. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas de diseño F_s, determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $R\left(E = F_s/R\right)$.

D-1.3.3 — Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D-1.3.4 — Cuando en la evaluación de los esfuerzos se hayan incluido las cargas transitorias laterales de viento ó sismo, los esfuerzos permisibles se pueden incrementar siguiendo lo indicado en B.2.3.4.

D-1.4 — CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D-1.5.1 — Deben cumplirse la totalidad de los requisitos de la sección D.5.4 en el diseño de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo.

D-1.5 — DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.5.1 — **GENERALIDADES** — Los esfuerzos máximos calculados en los elementos de estructuras de mampostería bajo cargas de servicio, no deben exceder los valores establecidos en esta sección, utilizando las características dimensionales y en los materiales especificados.

D-1.5.2 — **ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN AXIAL** — Los esfuerzos admisibles de compresión axial $\left(F_a\right)$ no deben exceder los valores siguientes:

Muros de mampostería

$$F_a = 0.20\, f'_m\, R_e \qquad \text{(D-1.5-1)}$$

Columnas de mampostería:

No reforzadas

$$F_a = 0.20\, f'_m R_e \qquad \text{(D-1.5-2)}$$

Reforzadas

$$F_a = P_a / A_e \qquad \text{(D-1.5-3)}$$

donde:

$$P_a = \left(0.20\, f'_m \left(A_e - A_{st}\right) + 0.65\, A_{st}\, F_s\right) R_e \qquad \text{(D-1.5-4)}$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t}\right]^2 \text{ para } h'/t \le 30$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'}\right]^2 \text{ para } h'/t > 30 \qquad \text{(D-1.5-5)}$$

D-1.5.3 — **ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN POR FLEXIÓN** — El valor para el esfuerzo máximo admisible de trabajo para compresión por flexión $\left(F_b\right)$ se debe tomar como $0.33 f'_m$, pero no puede ser mayor que 14 MPa.

$$F_b = 0.33\ f'_m \le 14 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-6)}$$

D-1.5.4 — **ESFUERZOS ADMISIBLES PARA TRACCIÓN POR FLEXIÓN EN LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA** — La tracción desarrollada en las juntas de mortero por flexión en muros con aparejo trabado, no puede exceder los valores indicados en la tabla D-1.5-1. Cuando el mortero contenga cemento de mampostería, dichos valores deben reducirse en un 50%.

D-1.5.4.1 — No se permite suponer resistencia a la tracción en las juntas, para esfuerzos producidos por cargas axiales de tracción (no producidos por efectos de flexión).

D-1.5.4.2 — Los valores prescritos en la presente sección no son aplicables a elementos sin carga axial, como vigas y dinteles.

Tabla D-1.5-1
Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado F_t (MPa)

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería.	Morteros de cemento pórtland y cal		Morteros de cemento para mampostería	
	H, M, ó S	N	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
- Unidades Macizas	0.28	0.21	0.17	0.10
- Unidades de perforación vertical[1)]				
- Sin rellenar	0.17	0.13	0.10	0.06
- Rellenas con morteros de inyección	0.45	0.43	0.42	0.40
Perpendicular a la junta vertical				
- Unidades Macizas	0.55	0.41	0.33	0.21
- Unidades de perforación vertical				
- Sin rellenar	0.35	0.26	0.21	0.13
- Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	0.55	0.41	0.33	0.21

1. Para mampostería parcialmente inyectada, los esfuerzos admisibles deberán ser determinados por interpolación lineal de los valores dados para las unidades de perforación vertical sin rellenar y las rellenas con mortero de relleno basada en la cantidad (porcentaje) relleno con mortero de relleno.

D-1.5.5 — **ESFUERZOS COMBINADOS — ECUACIÓN FUNDAMENTAL** — Cuando se combinen esfuerzos de compresión por carga axial y por flexión, se debe utilizar un procedimiento apropiado basado en los principios de la mecánica de sólidos. En su defecto se pueden verificar los esfuerzos por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \qquad \text{(D-1.5-7)}$$

D-1.5.6 — **ESFUERZOS ADMISIBLES DE CORTANTE PARA VIGAS** — Para el método de esfuerzos admisibles en el cálculo de cortante en elementos a flexión (vigas), se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \qquad \text{(D-1.5-8)}$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I, se debe reemplazar b por b_w.

Esfuerzo cortante admisible para elementos sin refuerzo para cortante

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.35 \quad \text{MPa} \qquad \text{(D-1.5-9)}$$

Si se exceden los valores especificados, el refuerzo debe tomar todo el cortante y se debe espaciar a distancias no mayores que $d/2$. En este caso no se debe exceder el siguiente límite:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{4} \leq 1.1 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-10)}$$

D-1.5.7 — **ESFUERZOS ADMISIBLES PARA CORTANTE EN MUROS** — Para el método de esfuerzos admisibles, en el cálculo del cortante en muros de mampostería, se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \qquad \text{(D-1.5-11)}$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I, se debe reemplazar b por b_w.

(a) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería no reforzada:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-12)}$$

El esfuerzo admisible F_v puede ser incrementado en $0.2f_{am}$, donde f_{am} es el esfuerzo de compresión debido a carga muerta solamente.

(b) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería con refuerzo:

La mampostería toma todo el cortante

$$\frac{M}{Vd} \leq 1.0 \qquad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq \left(0.6 - 0.3\frac{M}{Vd}\right) \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-13)}$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \qquad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.25 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-14)}$$

El refuerzo toma todo el cortante

$$\frac{M}{Vd} \leq 1.0 \qquad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\frac{\sqrt{f'_m}}{24} \leq \left(0.84 - 0.3\frac{M}{Vd}\right) \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-15)}$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \qquad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{8} \leq 0.52 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-16)}$$

D-1.5.8 — La cantidad de refuerzo transversal requerido se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{f_v\, b_w\, s}{F_s} \qquad \text{(D-1.5-17)}$$

Donde s es el espaciamiento del refuerzo al corte, el cual no debe exceder 1.20 m ni $d/2$, b_w es el ancho efectivo del alma de la sección, F_s es el esfuerzo admisible en el refuerzo a cortante en MPa, f_v es el esfuerzo cortante de diseño en MPa y A_v es el área del refuerzo a cortante en mm².

D-1.5.8.1 — El refuerzo transversal de cortante debe colocarse en piezas especiales tipo viga, ubicadas máximo cada 1.20 m. y a distancias no mayores a $d/2$. Dentro del área de refuerzo transversal de cortante no debe incluirse el refuerzo colocados en las juntas de mortero de la mampostería, el cual solo cumple funciones de disminución de la fisuración.

D-1.5.9 — **SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE** — La sección crítica de diseño a cortante debe localizarse teniendo en cuenta las condiciones de apoyo, aplicación de cargas y las condiciones particulares de funcionamiento del elemento.

D-1.5.10 — **ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL REFUERZO** — Se tomarán los siguientes valores para los esfuerzos máximos en el refuerzo (F_s):

(a) Esfuerzos de tracción, por flexión o por cortante

Barras corrugadas

$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-18)}$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-19)}$$

Alambres

$$F_s = 0.5f_y \leq 210 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-20)}$$

(b) Esfuerzos de compresión

En columnas

$$F_s = 0.4f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-21)}$$

En elementos sometidos a flexión, la resistencia del acero de refuerzo a la compresión debe despreciarse a menos que el refuerzo vertical sea provisto de refuerzo transversal como se indica en el artículo D.4.2.

Barras corrugadas

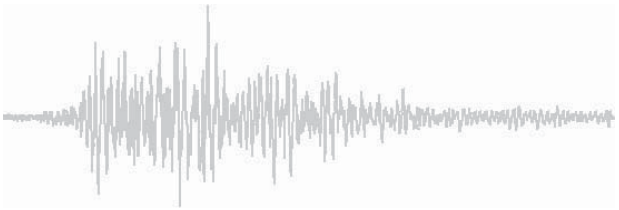
$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \text{(D-1.5-22)}$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ Mpa} \qquad \text{(D-1.5-23)}$$

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO E — CASAS DE UNO Y DOS PISOS

TÍTULO E
CASAS DE UNO Y DOS PISOS

CAPÍTULO E.1
INTRODUCCIÓN

E.1.1 — GENERALIDADES

E.1.1.1 — ALCANCE — El presente título establece los requisitos para la construcción sismo resistente de viviendas de uno y dos pisos de mampostería confinada y de bahareque encementado. Estos requisitos son de índole general y están dirigidos a todos los profesionales de la ingeniería y la arquitectura que trabajan en construcción de vivienda, así no sean especialistas en cálculo estructural. En este Título se establecen las condiciones estructurales que permitan un funcionamiento adecuado de las viviendas de uno y dos pisos ante cargas laterales y verticales en las diferentes zonas de amenaza sísmica.

E.1.1.1.1 — En este título se dan los requisitos mínimos que se deben seguir en el diseño y construcción de viviendas de uno y dos pisos, realizadas en muros de mampostería o en muros de bahareque encementado, que pertenecen al grupo de uso I tal como lo define A.2.5.1.4 y dentro de las limitaciones establecidas en A.1.3.11, es decir, construcciones de uno y dos pisos que formen parte de programas de máximo 15 viviendas y menos de 3000 m^2 de área construida. No obstante, si se desea, para viviendas estructuradas con muros de mampostería, puede llevarse a cabo el diseño siguiendo los requisitos del Título A y el Título D del presente Reglamento.

E.1.1.1.2 — Las Casas de uno y dos pisos que se construyan en estructuras diferentes a los muros de mampostería o de bahareque encementado ó que pertenezcan a los grupos de uso II, III y IV tal como los define A.2.5 de este reglamento, las bodegas y similares, deben diseñarse siguiendo los requisitos de los capítulos A.1 a A.12 de este reglamento.

E.1.2 — DEFINICIONES

Acabado — Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza de madera o guadua. Estado final del recubrimiento o del revoque.

Acción conjunta — Participación de varios elementos estructurales con separación no mayor a 60 cm para soportar una carga o sistema de cargas.

Alfarda — Ver "vigueta".

Aserrado — Proceso mediante el cual se corta una troza para obtener piezas de madera de sección transversal cuadrada o rectangular.

Carrera — Solera superior que corona una estructura de muros. Viga de amarre.

Cercha — Es un elemento estructural reticulado destinado a recibir y trasladar a los muros portantes las cargas de cubierta. Tiene una función equivalente a la de una correa.

Cimentación — Entramado (malla o retícula) de vigas de concreto reforzado que transfiere las cargas de la superestructura al suelo.

Cinta de amarre — Es un elemento complementario a las vigas de amarre con altura no menor de 100 mm, y cuyo ancho es el espesor del elemento que remata.

Columna de amarre — Es un elemento vertical reforzado que se coloca embebido en el muro.

Columna en madera o columna en guadua — Pieza, generalmente vertical, cuyo trabajo principal es a compresión.

Concreto ciclópeo — Concreto con adición de agregado de tamaños mayores al corriente (sobretamaño).

Contracción — Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad.

Correa — Elemento horizontal componente de la estructura de la cubierta.

Cuadrante — Elemento que se coloca diagonalmente para conformar una forma triangular cerrada en las esquinas de entrepisos y cubiertas, para limitar la deformación, en su propio plano, de los diafragmas.

Culata — Parte del muro que configura el espacio entre la cubierta y los dinteles y que remata con la pendiente de la cubierta. También se denomina cuchilla.

Diafragma — Elemento estructural que reparte las fuerzas inerciales laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, o sea, a los muros.

Distancia centro a centro — Distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento adyacente.

Elementos especiales de cimentación — Son elementos atípicos en este título y que resuelven de manera particular problemas específicos de una construcción en su cimentación tales como pilotes, micropilotes, realces, muros de contención y plataformas de suelo mejorado.

Elementos suplementarios de cimentación — Son elementos que complementan el trabajo de la cimentación en su función de transferencia de cargas hacia el suelo, tales como elementos de cierre de los anillos en la malla, elementos de estabilidad de elementos medianeros, etc.

Entramado — Sistema estructural primario, horizontal, de una edificación.

Fibra — Células alargadas con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas.

Hinchamiento — Aumento de las dimensiones de una pieza por causa del incremento de su contenido de humedad.

Losa-base — Elemento de concreto o mortero con arena o grava colocado sobre material de afirmado y que sirve de soporte al piso acabado.

Loseta de contrapiso — Es el elemento de concreto con agregado fino menor o igual a 12.5 mm (1/2") o mortero hecho con arenas gruesas, fundido directamente sobre relleno compactado y que hace las veces de piso acabado en el primer nivel.

Madera y/o guadua tratada — Sometida a algún tipo de procedimiento, natural o químico, con el objeto de extraerle humedad y/o inmunizarla contra el ataque de agentes xilófagos o pudrición.

Malla de cimentación — Conjunto de elementos ortogonales en concreto reforzado o en ciclópeo y concreto reforzado que forman anillos rectangulares en planta y hacen la transferencia de cargas de la estructura de muros al suelo de cimentación. Entramado.

Malla expandida — Malla que no se basa en tejer o soldar alambres sino que resulta de expandir una lámina metálica troquelada y perforada.

Malla con vena estructural — Malla fabricada a partir de lámina expandida y troquelada, con resaltes continuos que la hacen autoportante.

Muro — Elemento laminar vertical que soporta los diafragmas horizontales y transfiere cargas a las cimentaciones.

Muros confinados — Son muros de mampostería enmarcados por vigas y columnas de amarre.

Muros de carga — Son muros que además de su peso propio llevan otras cargas verticales provenientes del entrepiso y de la cubierta. Estos muros deben estar amarrados al diafragma y deben tener continuidad vertical.

Muros de rigidez — Son muros que sirven para resistir las fuerzas laterales en cada dirección principal de la

edificación. Cuando son transversales a los muros de carga, sirven adicionalmente para reducir la esbeltez de estos. Estos muros deben estar amarrados al diafragma y deben tener continuidad vertical.

Muros divisorios — Son muros que no llevan más carga que su peso propio, no cumplen ninguna función estructural para cargas verticales u horizontales y por lo tanto pueden ser removidos sin comprometer la seguridad estructural del conjunto. No obstante, deben estar adheridos en su parte superior al sistema estructural, con el fin de evitar su vuelco ante la ocurrencia de un sismo.

Pañete — Mortero de acabado para la superficie de un muro. También se denomina mortero de alisado, revoque, etc.

Parapeto — Son los muros en mampostería por encima de la cubierta. Deben amarrarse como se indica en E.4.4.

Pie de amigo — Elementos oblicuos que transfieren cargas desde elementos horizontales a los elementos verticales.

Pie-derecho — Elemento vegetal de la estructura de un muro de bahareque encementado, en posición vertical.

Preservación — Tratamiento para prevenir o contrarrestar la acción de organismos destructores.

Recebo — Material granular seleccionado de relleno, que se coloca entre el suelo natural y el entrepiso. Este material debe compactarse en forma adecuada.

Retiro — Espacio obligatorio entre construcción y el límite del lote o entre dos construcciones.

Recubrimiento — Vaciado suplementario sobre una placa prefabricada que beneficia su trabajo como diafragma.

Recubrimiento de muros de bahareque encementado — Material que conforma las caras de un muro.

Riostra — Elemento que limita la deformabilidad de una estructura o de componentes de una estructura.

Revoque — (Repello-Pañete-Enlucido) Capa exterior constituida por un mortero de cemento, agua y arena, y que se aplica en la superficie de un muro.

Rolliza — Estado cilíndrico natural de los tallos de guadua o madera.

Secado — Proceso natural o artificial mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera o guadua.

Solera — En muros de bahareque encementado, es el elemento horizontal que sirve de base a la estructura de un muro e integra las cargas de los pié-derechos. En muros en mampostería y muros en bahareque encementado, también es el elemento de remate del muro al nivel de la cubierta y que recibe las cargas transferidas por las correas. Remate de muro o de cubierta.

Tirante — Elemento que une caras opuestas de elementos de borde de entrepisos y cubiertas, en tramos con longitudes de magnitud importante, para evitar que se deformen fuera del plano de los muros.

Viga en madera o viga en guadua — Pieza, generalmente horizontal, cuyo trabajo principal es a flexión.

Viga de amarre — Es un elemento de concreto reforzado de no menos de 150 mm de altura que sirve para amarrar a diferentes niveles los muros de una edificación. La viga de amarre puede estar embebida dentro de la losa de entrepiso cuando ésta es de concreto reforzado, y en este caso puede tener el mismo espesor del entrepiso.

Viga de corona — Elemento de concreto reforzado complementario de los cimientos en concreto ciclópeo, vaciado directamente sobre ellos y que cumple funciones de amarre y repartición de cargas.

Vigueta — Elemento estructural secundario de la cubierta, que trabaja a flexión y cortante.

E.1.3 — CRITERIOS BÁSICOS DE PLANEAMIENTO ESTRUCTURAL

El buen comportamiento sísmico de una edificación de uno y dos pisos depende, en gran parte, de que en su planeamiento estructural se sigan algunos criterios generales apropiados, entre los cuales los más relevantes se

indican a continuación:

E.1.3.1 — **SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA** — El sistema de resistencia sísmica para las casas contempladas en este capítulo, debe garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y horizontales. Esto se logra por medio de los siguientes mecanismos:

(a) Un conjunto de muros estructurales dispuestos de tal manera que provean suficiente resistencia ante los efectos sísmicos horizontales en las dos direcciones principales en planta, teniendo en cuenta sólo la rigidez longitudinal de cada muro. Los muros estructurales sirven para resistir las fuerzas laterales paralelas a su propio plano, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación las cargas verticales debidas a la cubierta y a los entrepisos si los hay y su propio peso. Los muros estructurales deben diseñarse siguiendo las especificaciones dadas en el capítulo E.3 para muros de mampostería confinada, y en el capítulo E.7 para muros de bahareque encementado.

(b) Un sistema de diafragmas que obligue al trabajo conjunto de los muros estructurales, mediante amarres que transmitan a cada muro la fuerza lateral que deba resistir. Los elementos de amarre para la acción de diafragma se deben ubicar dentro de la cubierta y los entrepisos y diseñarse de acuerdo con las especificaciones dadas en el capítulo E.5.

(c) Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada muro. El sistema de cimentación debe tener una rigidez apropiada, de manera que se prevengan asentamientos diferenciales inconvenientes. El conjunto de cimientos debe constituir un diafragma y diseñarse de acuerdo con el capítulo E.2.

E.1.3.2 — **DISPOSICIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES** — Debido a que los muros individualmente resisten principalmente las cargas laterales paralelas a su plano, es necesaria la colocación de muros en dos direcciones ortogonales, o aproximadamente ortogonales, en planta. La longitud de los muros en las dos direcciones debe ser aproximadamente igual.

E.1.3.3 — **SIMETRÍA** — Con el fin de evitar torsiones de toda la edificación, ésta debe tener una planta lo más simétrica posible. La edificación como un todo y los módulos que la conforman, deben ser simétricos con respecto a sus ejes. Cuando la planta asimétrica sea inevitable, la edificación debe dividirse en módulos independientes por medio de juntas, de tal manera que los módulos individuales sean simétricos. La distribución simétrica de los muros debe verificarse mediante las ecuaciones E.3.6-2 y E.7.8-2, según los muros sean construidos en mampostería confinada o en bahareque Encementado, respectivamente.

E.1.3.4 — **INTEGRIDAD ESTRUCTURAL**

E.1.3.4.1 — *General* — Tanto la efectividad de los amarres en los diafragmas como el trabajo en conjunto de muros dependen de la continuidad vertical de los muros estructurales y de la regularidad de la estructura, tanto en planta como en altura. Por esta razón se debe tener en cuenta:

E.1.3.4.1.1 — ***La continuidad vertical*** — Para considerar un muro como muro estructural, éste debe estar anclado a la cimentación. Cada muro estructural debe ser continuo entre la cimentación y el diafragma inmediatamente superior, sea el entrepiso o la cubierta. En casas de dos pisos, los muros estructurales que continúen a través del entrepiso deben, a su vez, ser continuos hasta la cubierta para poder considerarse estructurales en el segundo nivel, siempre y cuando no se reduzca su longitud en más de la mitad de la longitud que posee en el primer nivel y siempre y cuando se cumpla en cada nivel con los requerimientos de E.3.6 o E.7.8, según los muros sean construidos en mampostería confinada o en bahareque encementado, respectivamente. Muros del segundo piso que no tengan continuidad hasta la cimentación no podrán considerarse como muros estructurales. Si un muro anclado a la cimentación continúa a través del entrepiso y es continuo hasta la cubierta, siendo su longitud mayor en el segundo piso que en el primero, será considerado como muro estructural del segundo piso, sólo en la longitud que tiene en el primer piso.

E.1.3.4.1.2 — ***La regularidad en planta*** — Debe evitarse la irregularidad geométrica en planta. Para ello debe verificarse que se cumplan las limitaciones establecidas en la figura A.3-1, para las irregularidades 2P y 3P y evitarse cualquier otra forma de irregularidad en planta. Las formas irregulares podrán convertirse, por descomposición, en varias formas regulares, cumpliendo con la especificación para juntas sísmicas dada en E.1.3.4.3.

E.1.3.4.1.3 — ***La regularidad en altura*** — Deben evitarse las irregularidades geométricas en alzado. Para ello debe verificarse que se cumplan las limitaciones establecidas en la figura A.3-2, para las

irregularidades 3A y evitarse cualquier otra forma de irregularidad en altura. Cuando la estructura tenga forma irregular en altura, podrá descomponerse en formas regulares aisladas, cumpliendo con la especificación para juntas sísmicas dada en E.1.3.4.3.

E.1.3.4.2 — *Adiciones* — Deben evitarse, o aislarse convenientemente, las adiciones exteriores o reformas interiores en materiales y sistemas constructivos diferentes al del resto de la edificación. No debe cambiarse o modificarse la fachada de una construcción de bahareque por mampostería. Así mismo, deben evitarse adiciones como cocinas, baños o habitaciones adicionales en mampostería para edificaciones estructuradas con bahareque. Toda adición y modificación a las estructuras de bahareque debe construirse con este mismo material, a menos que la adición o modificación esté adecuadamente aislada del resto de la edificación, cumpliendo lo establecido en E.1.3.4.3, para que trabaje independientemente de la estructura de bahareque, resolviendo en sí misma su estabilidad y resistencia.

E.1.3.4.3 — *Juntas sísmicas*

E.1.3.4.3.1 — Se requieren juntas sísmicas en los siguientes casos:

(a) Cuando la relación de la longitud con respecto al ancho, en planta, excede 3:1.
(b) Cuando el terreno tiene pendientes superiores al 30%. La junta sísmica debe colocarse de manera que separe cada una de las viviendas sin que hayan muros medianeros entre dos viviendas contiguas.
(c) Cuando en conjuntos de casas seriadas medianeras, coexisten las casas de bahareque con otras de diferentes materiales, como mampostería, concreto reforzado, acero, etc.
(d) Casas construidas independientemente.

E.1.3.4.3.2 — La junta sísmica debe tener una dimensión mínima de j veces la altura de la edificación, medida hasta el caballete de la cubierta. El valor de j debe establecerse con base en la tabla E.1.3-1

Tabla E.1.3-1
Espacio mínimo de separación

Estructura	j (m/m)	
	Mampostería	Bahareque
Edificación con aberturas de más del 25% de las fachadas	0.015	0.020
Edificación con aberturas de menos del 25% de las fachadas	0.010	0.015

E.1.3.4.3.3 — Las edificaciones separadas por junta sísmica pueden compartir cimentaciones, pero deben separarse desde el nivel del sobrecimiento de manera que actúen independientemente.

E.1.3.5 — **PESO DE LOS ELEMENTOS DE CONSTRUCCIÓN** — Las fuerzas que genera el sismo son fuerzas inerciales y por lo tanto, mientras mayor sea la masa, mayor será la fuerza generada. Este aspecto es de especial importancia en las cubiertas, en las cuales deben evitarse elementos muy pesados como tanques para agua de 1 m^3 ó más de capacidad

■

Notas

CAPITULO E.2
CIMENTACIONES

E.2.1 — GENERALIDADES

E.2.1.1 — **INVESTIGACIÓN MÍNIMA** — En todos los casos se deben cumplir los siguientes requisitos mínimos, los cuales deberán quedar consignados en un Memorial de Responsabilidad suscrito por el profesional responsable de la licencia de construcción:

(a) Verificar el comportamiento de casas similares en las zonas aledañas constatando que no se presenten asentamientos diferenciales, agrietamientos, pérdida de verticalidad, compresibilidad excesiva, expansibilidad de intermedia a alta, colapsibilidad, etc., que permita concluir que el comportamiento de las casas similares ha sido el adecuado.
(b) Verificar en inmediaciones del sector a intervenir la ausencia de procesos de remoción en masa, áreas de actividad minera activa, en recuperación o suspendida, erosión, cuerpos de aguas u otros que puedan afectar la estabilidad y funcionalidad de las casas.
(c) Se debe realizar mínimo un apique por cada tres unidades construidas o por cada 300 m^2 de construcción, hasta una profundidad mínima de 2.0 m, en el que se constate la calidad razonable del suelo de cimentación.
(d) En los apiques indicados en (c) deberán quedar determinados los espesores de los materiales inconvenientes para el apoyo directo y superficial de la cimentación, como son: descapote, escombros, materia orgánica, etc., los cuales deberán ser retirados durante la construcción.

En caso de que los resultados de la investigación mínima indiquen condiciones inadecuadas para la estabilidad del proyecto, se deberán realizar los estudios geotécnicos indicados en el numeral E.2.1.2.

E.2.1.2 — **ESTUDIO GEOTÉCNICO** — Debe realizarse un estudio geotécnico que cumpla los requisitos del Título H del reglamento en los siguientes casos:

(a) Suelos que presenten inestabilidad lateral.
(b) Suelos con pendientes superiores al 30%.
(c) Suelos con compresibilidad excesiva.
(d) Suelos con expansibilidad de intermedia a alta.
(e) Suelos que presenten colapsibilidad.
(f) Suelos en zonas que presenten procesos de remoción en masa, áreas de actividad minera activa, en recuperación o suspendida, erosión, cuerpos de aguas u otros que puedan afectar la estabilidad y funcionalidad de las casas.

E.2.1.3 — LIMPIEZA DEL TERRENO — El terreno debe limpiarse de todo material orgánico y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de la humedad.

E.2.1.4 — **SISTEMA DE CIMENTACIÓN** — La cimentación estará compuesta por un sistema reticular de vigas que configuren anillos aproximadamente rectangulares en planta, como se ilustra en la figura E.2.1-1, y que aseguren la transmisión de las cargas de la superestructura al suelo en forma integral y equilibrada. Debe existir una viga de cimentación para cada muro estructural. Ningún elemento de cimentación puede ser discontinuo.

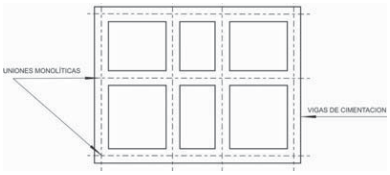


Figura E.2.1-1 — Sistema reticular de vigas que configuran anillos cerrados y continuos

E.2.1.5 — **CONFIGURACIÓN EN PLANTA** — Si uno de los anillos del sistema de cimentación tiene una relación largo sobre ancho mayor que dos, o si sus dimensiones interiores son mayores de 4,0 m, debe construirse una viga intermedia de cimentación, así no sirva de apoyo a ningún muro, en cuyo caso sus dimensiones mínimas pueden reducirse a 200 mm por 200 mm. La intersección de los elementos de cimentación debe ser monolítica y los refuerzos deben anclarse con ganchos estándar de 90° en la cara exterior del elemento transversal Terminal, como se muestra en la figura E.2.1-2.

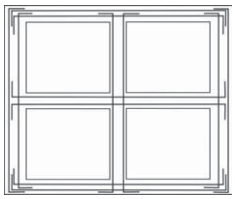


Figura E.2.1-2 — Ganchos de anclaje en vigas de cimentación transversales

E.2.2 — ESTRUCTURACIÓN DE LOS CIMIENTOS

E.2.2.1 — **GENERAL** — Las vigas de cimentación deben tener refuerzo longitudinal superior e inferior y estribos de confinamiento en toda su longitud. Las dimensiones y el refuerzo de los cimientos se presentan en la tabla E.2.2-1:

Tabla E.2.2-1
Valores mínimos para dimensiones, resistencia de materiales y refuerzo de cimentaciones

	Sistema Estructural	Un piso	Dos Pisos	Resistencia Mínima, MP_a	
Anchura	Mampostería	250 mm	300 mm	f_y	f_c
	Bahareque	200 mm	250 mm		17
Altura	Mampostería	200 mm	300 mm		
	Bahareque	150 mm	200 mm		
Acero Longitudinal		4 No. 3 (ó 10M)	4 No. 4 (ó 12M)	420	
Estribos		No. 2 a 200 mm	No. 2 a 200 mm	240	
Acero para anclaje de muros	Mampostería	No. 3	No. 3	412	
	Bahareque	No. 3	No. 4		

E.2.2.2 — **CIMIENTOS EXCÉNTRICOS** — Los cimientos pueden colocarse excéntricos en los casos en que haya medianería o junta sísmica. Su geometría y refuerzo deben ser iguales a los mínimos especificados en E.2.2.2.

E.2.2.3 — **CIMENTACIONES SOBRE TERRENO INCLINADO** — Cuando la inclinación del terreno exija la ejecución de cortes para la construcción del proyecto y/o sistemas de contención, éstos se deben diseñar atendiendo las disposiciones del Título H y disponiendo los elementos adicionales requeridos para resistir las cargas laterales allí especificadas.

E.2.2.3.1 — Para pendientes superiores al 20% debe garantizarse la estabilidad en la cimentación, empleando procedimientos tales como pilares en concreto de sección circular, dispuestos en las esquinas del borde inferior de ladera, a distancias no mayores de 5 m entre centros y anclados no menos de 1 m en el suelo natural. La esquina de la malla de cimentación correspondiente a cada pilar se debe anclar mediante 4 barras del N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) formando una canastilla de 150 mm x 150 mm que debe penetrar en el pilar al menos 500 mm y anclarse en los elementos de la malla de cimentación. La configuración de los pilares y su refuerzo se ilustra en la figura E.2.2-1

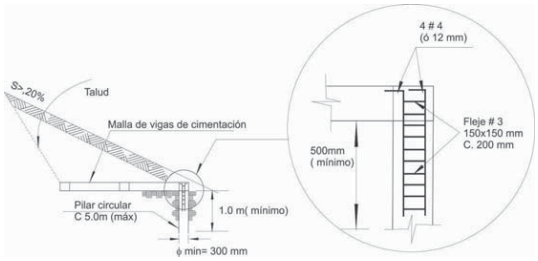


Figura E.2.2-1 — **Pilares para estabilizar pendientes mayores del 20%**

E.2.2.4 — **SOBRECIMIENTOS** — El nivel inferior de las vigas de cimentación deberá estar a una profundidad mínima de 500 mm por debajo del nivel de acabado del primer piso. Debe construirse sobre ellas un sobrecimiento que puede fabricarse con mampostería confinada o con mampostería reforzada, siguiendo los requerimientos del Título D o de los capítulos E.3 y E.4 del Título E, o con concreto, de acuerdo con los requisitos del Título C, que sobresalga, mínimo 80 mm. El sobrecimiento debe anclarse debidamente a la cimentación mediante barras de refuerzo. Los sobrecimientos en mampostería deben rematarse con vigas de amarre que garanticen la conformación de un diafragma en el nivel del contrapiso, estructuradas de acuerdo con lo establecido en el numeral E.4.4. De allí en adelante, se construye el entrepiso del primer piso útil.

E.2.2.4.1 — Cuando el terreno es inclinado, con una pendiente mayor al 5 %, el sobrecimiento se debe construir con altura constante en los muros paralelos a las curvas de nivel y una altura variable o escalonada en los muros perpendiculares a las curvas de nivel. No deben construirse vigas de cimentación que tengan superficies inclinadas en contacto con el suelo.

E.2.2.4.2 — Cuando la profundidad del estrato de suelo competente es mayor de 700 mm, puede reducirse la altura del sobrecimiento, colocando la viga de cimentación sobre un relleno de concreto ciclópeo. Este relleno debe tener una anchura mínima de 300 mm y una altura mínima de 200 mm. Para la elaboración del concreto ciclópeo debe utilizarse material pétreo con tamaño máximo igual a la mitad de la anchura del relleno pero sin exceder 250 mm. El volumen ocupado por este agregado no debe ser superior al 40 % del volumen total del relleno ciclópeo. El resto del volumen debe llenarse con concreto de la misma o mejor calidad del concreto de las vigas de cimentación.

E.2.2.5 — La losa de contrapiso debe aislarse lateralmente del sobrecimiento sobre el que se apoyan los muros, no debe conectarse estructuralmente con la estructura de cimentación y en ningún caso debe considerarse como parte integral de la cimentación.

E.2.3 — INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

E.2.3.1 — Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse por encima de la malla estructural de cimentación, a través del sobrecimiento o por debajo de la malla de cimentación, caso en el cual la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre. En ningún caso pueden empotrarse las instalaciones hidrosanitarias en las vigas de cimentación.

E.2.4 — ESPECIFICACIONES ESPECIALES

E.2.4.1 — **JUNTAS** — La cimentación debe contener juntas a distancias no mayores de 30 m, a menos que un estudio geotécnico completo realizado de acuerdo con las especificaciones del Título H, resulte en distancias diferentes.

E.2.4.2 — **MUROS DIVISORIOS NO ESTRUCTURALES** — Los muros divisorios no estructurales deben apoyarse sobre cimentaciones similares a las de los muros estructurales, excepto que pueden tener las dimensiones especificadas para edificaciones de un piso, independientemente del número de pisos de la construcción.

■

CAPÍTULO E.3
MAMPOSTERÍA CONFINADA

E.3.1 — GENERALIDADES

E.3.1.1 — **SEGÚN SU FUNCIÓN** — Los muros de las casas de uno y dos pisos, en mampostería confinada, contempladas dentro del alcance del presente Título del Reglamento, se clasifican en dos grandes grupos:

E.3.1.1.1 — ***Muros confinados estructurales*** — Se consideran muros estructurales aquellos que resisten las fuerzas horizontales causadas por el sismo, o el viento, además de soportar las cargas verticales, muertas y vivas, en el caso de que constituyan soporte del entrepiso y/o cubierta

E.3.1.1.2 — ***Muros no estructurales*** — Son aquellos muros que cumplen la función de separar espacios dentro de la casa y que no soportan ninguna carga adicional a su peso propio.

E.3.1.2 — **MUROS CONFINADOS ESTRUCTURALES** — Sólo se consideran como muros estructurales, en un nivel determinado, aquellos que presentan continuidad vertical desde la cimentación hasta el diafragma superior del nivel considerado, que no tienen ningún tipo de aberturas, y que están confinados.

E.3.1.3 — **AMARRE DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES** — Los muros no estructurales, interiores o de fachada, deben amarrarse o trabarse con los muros perpendiculares a su plano y los diafragmas.

E.3.1.4 — **PERDIDA DE SECCION** — Cuando un muro estructural pierda en algún punto más del 50 por ciento de su sección debido a una bajante o a algún otro elemento perteneciente a las instalaciones interiores, debe considerarse que el muro se ha fraccionado en dos muros, los cuales deben analizarse y diseñarse como elementos independientes, confinando cada uno de ellos independientemente.

E.3.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

E.3.2.1 — Las unidades de mampostería que se utilicen en las casas de uno y dos pisos pueden ser de concreto, de arcilla cocida o de silical. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal ó macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en las normas NTC expedidas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, que se relacionan a continuación:

E.3.2.1.1 — ***Unidades de concreto***

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical portante de concreto deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C90)
(b) Las unidades portantes de concreto macizas (tolete), deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C55)
(c) Las unidades de concreto de resistencia clase baja, deben cumplir con la norma NTC 4076 (ASTM C129)

E.3.2.1.2 — ***Unidades de arcilla***

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical de arcilla deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C34)
(b) Las unidades de arcilla macizas (tolete) deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C62, C652)
(c) Las unidades de arcilla de resistencia clase baja, deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C56, C212, C216).

E.3.2.1.3 — ***Unidades sílico-calcáreas*** **—** Las unidades sílico-calcáreas deben cumplir con la norma NTC 922 (ASTM C73).

E.3.3 — MORTERO DE PEGA

E.3.3.1 — Los morteros de pega utilizados en construcciones de uno y dos pisos deben tener buena plasticidad y consistencia y deben garantizar la retención del agua mínima para la hidratación del cemento. Su función principal es la de adherir las unidades de mampostería y para ello se deben establecer dosificaciones apropiadas que garanticen su calidad. Su resistencia mínima a la compresión a los 28 días debe ser 7.5 MPa (75 kgf/cm^2), medida en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Su dosificación entre material cementante (cemento y cal) respecto a la arena cernida por malla No. 8, no puede ser inferior a 1:4 en volumen.

E.3.4 — ABERTURAS EN LOS MUROS

E.3.4.1 — Las aberturas en los muros deben ser pequeñas, bien espaciadas y no pueden estar ubicadas en las esquinas. El área de los vanos de un muro no debe ser mayor al 35% del área total del muro.

E.3.4.2 — **DISTANCIA MÍNIMA ENTRE ABERTURAS** — Entre las aberturas de un mismo muro debe existir una distancia suficiente. La distancia mínima entre aberturas debe ser mayor a 500mm. Y en ningún caso debe ser menor que la mitad de la dimensión mínima de la abertura.

E.3.4.3 — **REFUERZO DE LAS ABERTURAS** — Se deben reforzar los vanos con vigas y columnas de concreto reforzado alrededor de los mismos y la longitud total en planta de los vanos debe ser menor que la mitad de la longitud total en planta del muro

E.3.4.3.1 — No se deben dejar aberturas continuas en la parte superior del muro, cerca de las columnas de confinamiento, por que se puede presentar el efecto de columna corta.

E.3.5 — ESPESOR DE MUROS

E.3.5.1 — **DEBIDO A LA ALTURA LIBRE** — Para muros estructurales la distancia libre vertical entre diafragmas no puede exceder 25 veces el espesor efectivo del muro. En el caso de cubiertas que constituyan diafragmas inclinados, la medida vertical puede tomarse como la distancia libre entre el diafragma inferior de entrepiso o de cimentación y la altura media del diafragma; y cuando haya vigas de amarre a la altura de dintel, la distancia vertical puede tomarse hasta este nivel, verificando tanto la distancia por debajo del dintel como la distancia hasta el punto más alto de la culata de remate, la cual debe tener una cinta de amarre en su remate.

E.3.5.2 — **DEBIDO A LONGITUD LIBRE HORIZONTAL** — Para los muros estructurales la distancia libre horizontal no puede exceder 35 veces el espesor efectivo del muro. Se debe tomar como distancia libre horizontal la existente entre columnas de amarre o entre muros transversales trabados con el muro bajo consideración.

E.3.5.3 — **ESPESOR MÍNIMO DE MUROS ESTRUCTURALES CONFINADOS** — En ningún caso, el espesor nominal de los muros estructurales de carga puede ser inferior al establecido en la tabla E.3.5-1. Estos espesores mínimos nominales pueden disminuirse solo cuando se realiza el diseño completo de la edificación de acuerdo con los requisitos del Título A y del Título D de este Reglamento.

Tabla E.3.5-1
Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (mm)

Zona de Amenaza Sísmica	Número de niveles de construcción		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1º Nivel	2º Nivel
Alta	110	110	100
Intermedia	100	110	95
Baja	95	110	95

Nota: Para estos espesores mínimos nominales no se deben tener en cuenta los pañetes y acabados

E.3.6 — LONGITUD DE MUROS CONFINADOS

E.3.6.1 — **GENERAL** — Para poder garantizar que la edificación tenga capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, debe proveerse una longitud mínima de muros confinados en cada una de las direcciones principales en planta. Los muros confinados pueden ser muros de carga o muros transversales de rigidez.

E.3.6.2 — **LOCALIZACIÓN** — Para poder garantizar que el comportamiento individual y de conjunto sea adecuado, los muros confinados deben ubicarse buscando la mejor simetría y la mayor rigidez torsional de la edificación. Esto se logra disponiendo muros confinados simétricos lo más cerca posible a la periferia.

E.3.6.3 — **CANTIDAD DE MUROS EN CADA DIRECCIÓN** — Para proveer un reparto uniforme de la responsabilidad de resistir las fuerzas sísmicas en el rango inelástico, los muros confinados que se dispongan en cada una de las direcciones principales deben tener longitudes similares. Las longitudes de aquellos muros confinados que estén en un mismo plano vertical, no deben sumar más de la mitad de la longitud total de muros confinados en esa dirección.

E.3.6.4 — **LONGITUD MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS** — La longitud de muros confinados requerida en cada una de las direcciones principales de la edificación, en metros, no puede ser menor que la que se obtiene por medio de la ecuación E.3.6-1

$$L_{min} = \frac{M_0 A_p}{t} \qquad \text{(E.3.6-1)}$$

donde:

L_{min} = longitud mínima de muros estructurales en cada dirección (m)
M_0 = coeficiente que se lee en la tabla E.3.6-1
t = espesor efectivo de muros estructurales en el nivel considerado (mm)
A_p = se considera en m^2 como sigue:

(a) Igual al área de la cubierta en construcciones de un piso con cubierta en losa de concreto.
(b) Igual al área de cubierta para muros del segundo nivel en construcciones de dos pisos, cuando la cubierta es una losa de concreto.
(c) Igual al área de cubierta más el área de entrepiso para muros de primer nivel en construcciones de dos pisos con cubierta consistente en una losa de concreto.
(d) Cuando se emplee una cubierta liviana, los valores del área determinados para cubiertas de losa de concreto según (a), (b), o (c), pueden multiplicarse por 2/3.

Tabla E.3.6-1
Coeficiente M_0 para longitud mínima de muros estructurales confinados *

Zona de Amenaza Sísmica	Valores A_a	Valores M_0
Alta	0.40	33.0
	0.35	30.0
	0.30	25.0
	0.25	21.0
Intermedia	0.20	17.0
	0.15	13.0
Baja	0.10	8.0
	0.05	4.0

(*) Los valores de A_a dependen de la zona sísmica en donde se construye el proyecto. Para ello consultar el mapa de la figura A.2.3.2 y la tabla A.2.3-2.

E.3.6.5 — **MUROS QUE SE TIENEN EN CUENTA PARA CUMPLIR LA LONGITUD MÍNIMA** — Para efectos de contabilizar la longitud de muros confinados en cada dirección principal, sólo deben tenerse en cuenta aquellos muros que están confinados, que son continuos desde la cimentación hasta la cubierta, y que no tienen ninguna abertura entre columnas de confinamiento.

E.3.6.6 — **DISTRIBUCIÓN SIMÉTRICA DE MUROS** — Los muros deben estar distribuidos de manera aproximadamente simétrica. Por lo tanto, debe cumplirse con la ecuación E.3.6-2, tomada en su valor absoluto:

$$\left| \frac{\left[\frac{\sum (L_{mi}\, b)}{\sum L_{mi}} - \frac{B}{2} \right]}{B} \right| \leq 0.15 \qquad \text{(E.3.6-2)}$$

En donde:

L_{mi} = longitud de cada muro (en m) en la dirección i.
b = la distancia perpendicular (en m) desde cada muro en la dirección i, hasta un extremo del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso (véase figura E.3.6-1).
B = longitud del lado (en m), perpendicular a la dirección i, del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso.

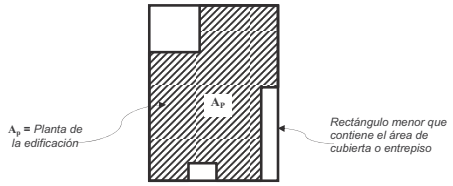


Figura E.3.6-1 — **Descripción del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso**

E.3.6.7 — VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS — En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.3.6.4, deberá aumentarse la longitud total de muros en cada dirección, en cada nivel, a menos que se demuestre, por medio de un procedimiento de análisis estructural, basado en los Títulos A y D del presente Reglamento, que una longitud de muros inferior a la especificada por la ecuación E.3.6-1, es suficiente para resistir las cargas horizontales calculadas.

E.3.6.8 — **VERIFICACIÓN DE LA ASIMETRÍA DE MUROS EN PLANTA** — En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.3.6.6, debe hacerse de nuevo la distribución de los muros en planta hasta lograr cumplir con la ecuación E.3.6-2. Si en este proceso se reduce la longitud total de muros en cualquier dirección y cualquiera de los niveles, debe verificarse de nuevo el cumplimiento con la ecuación E.3.6-1, de acuerdo con lo estipulado en E.3.6.5.

CAPÍTULO E.4
ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA

E.4.1 — GENERALIDADES

E.4.1.1 — En las edificaciones de uno y dos pisos que se construyan siguiendo los requisitos del presente Título del Reglamento, los muros estructurales son muros de mampostería confinada. Deben seguirse las disposiciones establecidas en este capítulo para los elementos de confinamiento (columnas, vigas y cintas), las cuales corresponden a un procedimiento de diseño empírico. En caso de que se deseen realizar variaciones con respecto a lo requerido aquí, la totalidad del diseño debe realizarse de acuerdo con el Título D del Reglamento.

E.4.2 — MATERIALES

E.4.2.1 — **ESPECIFICACIONES MÍNIMAS** — Las siguientes son las especificaciones mínimas establecidas para los materiales utilizables en la construcción de los elementos de confinamiento:

(a) ***Concreto*** — El concreto debe tener una resistencia a la compresión a los 28 días, f'_c, igual o superior a 17.5 MPa.
(b) ***Acero de refuerzo*** — El acero de refuerzo longitudinal puede ser liso o corrugado. En ningún caso, el acero de refuerzo puede tener un límite de fluencia, f_y inferior a 240 MPa.

E.4.3 — COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

E.4.3.1 — **GENERAL** — En general, las columnas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. Las columnas de confinamiento deben anclarse a la cimentación, pudiendo utilizarse empalmes por traslapo en la base de la columna, y deben rematarse anclando el refuerzo en la viga de amarre superior. Cuando una columna tenga dos niveles, se puede realizar un empalme por traslapo en cada nivel. Las columnas de confinamiento se deben vaciar con posterioridad al alzado de los muros estructurales y directamente contra ellos.

E.4.3.2 — **DIMENSIONES** — La sección transversal de las columnas de amarre debe tener un área no inferior a 20 000 mm² (200 cm^2), con espesor igual al del muro que confina.

E.4.3.3 — **UBICACIÓN** — Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales seleccionados, en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

E.4.3.4 - REFUERZO MÍNIMO - El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** — No debe ser menor de 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó 3 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm).
(b) ***Refuerzo transversal*** — Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 200 mm. Los primeros seis estribos se deben espaciar a 100 mm en las zonas adyacentes a los elementos horizontales de amarre.

E.4.4 — VIGAS DE CONFINAMIENTO

E.4.4.1 — En general, las vigas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90°. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan.

E.4.4.2 — **DIMENSIONES** — El ancho mínimo de las vigas de amarre debe ser igual al espesor del muro, con un área transversal mínima de 20 000 mm^2 (200 cm^2). En vigas que requieran encharparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea

inferior a 20 000 mm² (200 cm^2).

E.4.4.3 — **UBICACIÓN** — Deben disponerse vigas de amarre formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso en casas de dos niveles*** — Las vigas de amarre pueden ir embebidas en la losa de entrepiso. En caso de utilizarse una losa maciza de espesor superior o igual a 75 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma.
- Vigas horizontales a nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
- Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas. En este caso, se debe verificar, de acuerdo con E.3.5.1, la necesidad o no de amarre a nivel de dinteles.

E.4.4.4 — **REFUERZO MÍNIMO** — El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** — El refuerzo longitudinal de las vigas de amarre se debe disponer de manera simétrica respecto a los ejes de la sección, mínimo en dos filas. El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dispuestos en rectángulo para anchos de viga superior o igual a 110 mm. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) con límite de fluencia, f_y no inferior a 420 MPa.
(b) ***Refuerzo transversal*** — Considerando como luz el espacio comprendido entre columnas de amarre ubicadas en el eje de la viga, o entre muros estructurales transversales al eje de la viga, se deben utilizar estribos de barra N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm en los primeros 500 mm de cada extremo de la luz y espaciados a 200 mm en el resto de la luz.

E.4.4.4.1 — Cuando una viga de amarre cumpla funciones adicionales a las aquí indicadas, como servicio de dintel o de apoyo para losa, ésta debe diseñarse de acuerdo a los requisitos del Título C de este Reglamento, adicionando a la armadura requerida por las cargas la aquí exigida para la función de amarre.

E.4.5 — CINTAS DE AMARRE

E.4.5.1 — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.
(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente con mínimo dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 7.5 MPa.

E.4.5.2 — Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales.

CAPÍTULO E.5
LOSAS DE ENTREPISO, CUBIERTAS, MUROS DIVISORIOS Y PARAPETOS

E.5.1 — LOSAS DE ENTREPISO

E.5.1.1 — **GENERAL** — El entrepiso debe diseñarse para las cargas verticales establecidas en el Título B del presente Reglamento. Debe poseer suficiente rigidez en su propio plano para garantizar su trabajo como diafragma. Cuando el sistema de entrepiso utilizado no garantice el trabajo de diafragma, no se puede utilizar el presente Título para el diseño de la edificación.

E.5.1.2 — **REQUISITOS** — Los sistemas de entrepiso que trabajan como diafragma deben estar construidos monolíticamente. Se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Las losas de entrepiso en concreto reforzado deben cumplir lo dispuesto en el Título C de este Reglamento.
(b) Los esfuerzos de contacto por las cargas concentradas de dinteles, vigas o elementos de placa, no pueden exceder el 40 % de la resistencia bruta especificada para las unidades de mampostería.
(c) Cuando se utilicen placas prefabricadas el espesor real mínimo del muro debe ser de 120 mm y el apoyo de la placa no puede ser inferior a 20 mm. Para considerarla como diafragma se debe utilizar un recubrimiento con espesor mínimo 25 mm con resistencia a la compresión al menos de 7,5 MPa a los 28 días y reforzado al menos en la dirección transversal a la de carga. Los elementos de la losa deben apuntalarse provisionalmente hasta que se garantice el trabajo de conjunto de losa y de muro.

E.5.1.3 — ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS — El espesor mínimo de una losa depende del sistema de entrepiso utilizado y del tipo de apoyo o elementos de soporte de acuerdo con la tabla E.5.1-1

Tabla E.5.1-1
Espesor mínimo de losas

TIPO DE LOSA	CONDICIÓN DE APOYO		
	Simplemente apoyada	Un apoyo continuo	Continuo con voladizo
Maciza	L/20	L/24	L/10
Aligerada (Viguetas en una dirección)	L/16	L/18.5	L/8

E.5.1.3.1 — Si la losa se construye con elementos prefabricados, estos deben unirse entre ellos y deben conectarse a las vigas que rodean la vivienda

E.5.1.4 — **LOSAS MACIZAS** — Las losas macizas están conformadas por una sola sección de concreto, el cual se encuentra reforzado en ambas direcciones. La losa debe tener por lo menos dos muros de apoyo y estos siempre deben ser opuestos. Para losas apoyadas en sus cuatro lados la dirección principal será del sentido más corto.

E.5.1.4.1 — ***Refuerzo mínimo*** — El refuerzo mínimo de acero que debe colocarse en la losa maciza será el estipulado por la tabla E.5.1-2. El refuerzo indicado solo puede ser utilizado para condiciones de carga estructuras del grupo de uso I.

Tabla E.5.1-2
Refuerzo mínimo en losas macizas

Luz de Diseño (m)	Espesor Mínimo (mm)	Refuerzo Mínimo	
		Principal	Secundario
1.0 – 2.0	80	1 N° 4 cada 300 mm	1 N° 2 cada 200 mm
2.1 – 2.5	100	1 N° 4 cada 300 mm	1 N° 2 cada 150 mm
2.6 – 3.0	120	1 N° 4 cada 250 mm	1 N° 3 cada 250 mm
3.1 – 3.5	150	1 N° 4 cada 250 mm	1 N° 3 cada 200 mm
3.6 – 4.0	180	1 N° 4 cada 200 mm	1 N° 2 cada 150 mm, arriba y abajo

E.5.1.4.2 — Luces mayores a las indicadas en la tabla E.5.1-2 no son recomendables para losas macizas y su diseño se debe realizar con los procedimientos establecidos en el Título C del presente Reglamento.

E.5.1.5 — **LOSAS ALIGERADAS** — Las losas aligeradas son utilizadas para salvar luces más grandes que las losas macizas. Este sistema reemplaza parte de la sección de concreto por material aligerarte, el cual pude ser de cajones de madera, casetones de esterilla de guadua, ladrillos o bloques.

E.5.1.5.1 — **Componentes de una losa aligerada** — Generalmente una losa aligerada esta conformada por cuatro componentes principales. Una torta inferior de concreto, los elementos aligerantes, la placa superior y las viguetas en concreto reforzado.

E.5.1.5.1.1 — ***La torta inferior*** — La torta inferior se construye con un mortero de arena y cemento con una dosificación mínima de un aparte de cemento por tres de arena. Debe tener un espesor mínimo de 20 mm y máximo de 30 mm. Se debe reforzar con alambrón cada 300 mm en ambas direcciones o con malla de gallinero con ojo de 25 mm

E.5.1.5.1.2 — ***Los elementos aligerantes*** — Estos elementos se colocan de tal manera que formen las cavidades de las viguetas.

E.5.1.5.1.3 — ***La placa superior*** — Es un concreto fundido monolíticamente con el sistema de piso. El espesor de la placa debe ser de 50 mm. La placa se debe reforzar con varilla N° 2 cada 300 mm en ambas direcciones o con malla electro-soldada equivalente a la cuantía anterior.

E.5.1.5.1.4 — ***Las viguetas*** — Son los elementos que contienen el refuerzo principal de la losa. El ancho de las viguetas debe ser mínimo de 80 mm y su espaciamiento máximo entre ejes será de 600 mm.

E.5.1.5.2 — **Refuerzo mínimo** — El refuerzo mínimo de acero que debe colocarse en la losa aligerada será el estipulado por la tabla E.5.1-3. El refuerzo indicado solo puede ser utilizado para condiciones de carga para estructuras del grupo de uso I.

Tabla E.5.1-3
Refuerzo mínimo para viguetas de losas aligeradas

Luz (m)	Espesor total placa (mm)	Refuerzo inferior continuo	Refuerzo inferior complementario en el centro de la luz	Refuerzo superior continuo	Refuerzo superior complementario para vigas de varias luces en los apoyos internos	Estribos
1.0– 2.5	150	1 N° 4		1 N° 4		N° 2 cada 80 mm
2.6 – 3.5	200	1 N° 4		1 N° 4		N° 2 cada 80 mm
3.6 – 4.5	280	1 N° 4	1 N° 3	1 N° 4	1 N° 3	N° 2 cada 120 mm
4.6 – 5.5	350	1 N° 4	1 N° 3	1 N° 4	1 N° 3	N° 2 cada 150 mm

E.5.1.5.2.1 — Los refuerzos especificados en la tabla E.5.1-3, solo son aplicables para una carga muerta de muros y acabados de máximo 1 kN/m^2, y una carga viva de 1.8 kN/m^2. Para condiciones de cargas diferentes a las expresadas en este numeral, el diseño de la placa debe hacerse según lo estipulado en el Titulo C del presente Reglamento.

E.5.2 — CUBIERTAS

E.5.2.1 — **GENERAL** — Los elementos portantes de cubierta, de cualquier material, deben conformar un conjunto estable para cargas laterales. Por lo tanto, se deben disponer sistemas de anclaje en los apoyos y suficientes elementos de arriostramiento como tirantes, contravientos, riostras, etc. que garanticen la estabilidad del conjunto.

E.5.2.2 — **SOLERAS** — Las correas o los elementos que transmitan las cargas de cubierta a los muros estructurales de carga, deben diseñarse para que puedan transferir las cargas tanto verticales como horizontales y deben anclarse en la solera que sirve de amarre al muro confinado (viga o cinta de amarre).

E.5.2.3 — **CUBIERTAS EN CONCRETO** — Cuando la cubierta sea construida en concreto reforzado debe cumplir los requisitos de E.5.1. Deben tomarse precauciones para evitar que la exposición directa a la radiación solar produzca expansiones y contracciones que lesionen la integridad de los muros estructurales.

E.5.2.4 — **SECCIONES Y ESPACIAMIENTOS DE ELEMENTOS PORTANTES DE CUBIERTAS** — Pueden utilizarse los valores dados en las tablas E.9.2-1 y E.9.2-2, para construcción de cubiertas con correas de guadua y correas de madera, respectivamente.

E.5.3 — MUROS DIVISORIOS

E.5.3.1 — **GENERAL** — Los muros divisorios sólo cumplen la función de separar espacios dentro de la edificación y por lo tanto no se consideran estructurales. Deben ser capaces de resistir las fuerzas que el sismo les impone bajo su propio peso. Los muros divisorios de mampostería deben estar adheridos a la estructura general de la edificación mediante mortero de pega en los bordes de contacto con los diafragmas superior e inferior y con los muros estructurales adyacentes. Deben tomarse todas las precauciones para evitar que, ante la ocurrencia de un sismo, estos muros divisorios se vuelquen, especialmente cuando no son de altura total y no lleguen al diafragma estructural en su parte superior. Cuando el muro divisorio consista en un solo paño aislado, debe anclarse al diafragma superior por medio de refuerzos resistentes a tracción, que impidan su vuelco. Los elementos divisorios en materiales más flexibles (madera, canceles, cartón y yeso, plástico, etc.) se deben anclar a la estructura principal.

E.5.4 — PARAPETOS Y ANTEPECHOS

E.5.4.1 — **GENERAL** — Los parapetos actúan como elementos en voladizo sometidos a una fuerza horizontal perpendicular a su propio plano.

E.5.4.1.1 — ***Parapetos*** — Todo tipo de parapeto de altura igual o inferior a 1.5 m se debe anclar al diafragma inmediatamente inferior mediante una cinta de remate y columnas de amarre ubicadas a distancias no mayores de 3 m, teniendo siempre una columna de amarre en cada extremo. Los parapetos de alturas mayores a la indicada deben diseñarse siguiendo las prescripciones del Título D.

E.5.4.1.2 — ***Antepechos*** — Los antepechos de mampostería para balcones se deben anclar al diafragma inferior mediante una cinta de remate y columnas ubicadas en las esquinas, en los extremos y a distancias intermedias no mayores de 1.5 m.

■

Notas

CAPÍTULO E.6
RECOMENDACIONES ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN MAMPOSTERÍA CONFINADA

E.6.1 — GENERALIDADES

E.6.1.1 — Por ser de carácter muy general las disposiciones establecidas en los capítulos anteriores y por no requerir supervisión técnica especial para las construcciones aquí establecidas, las actividades de construcción deben ser especialmente cuidadosas con objeto de que el funcionamiento previsto de la obra en eventos sísmicos sea apropiado. El grado de generalización involucrado no exime de las verificaciones de calidad en los materiales utilizados, del cumplimiento de las tolerancias establecidas a lo largo de este reglamento, ni de los procedimientos de obra realizados al mejor nivel posible. A continuación se establecen, de manera simplificada y también general, los procedimientos de ejecución de la construcción.

E.6.2 — CIMENTACIONES

E.6.2.1 — **ADECUACIÓN DEL TERRENO** — En esta fase se deben retirar los materiales no apropiados para soporte de la edificación como son escombros, material vegetal, suelo suelto, etc. Igualmente se deben realizar los drenajes interiores y laterales necesarios y se deben determinar los niveles necesarios de tuberías y de la malla de cimentación. Si fuere necesario, se deben ejecutar las plataformas de suelo mejorado, compactado en capas no mayores de 150 mm ni menores de 100 mm.

E.6.2.2 — **ZANJAS** — Se deben realizar de manera simultánea las zanjas requeridas para las instalaciones y para la malla de cimentación. Del fondo de las zanjas para los elementos estructurales se debe retirar el material suelto y se debe colocar un mortero pobre de limpieza de unos 40 mm de espesor.

E.6.2.3 — **COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS** — Tanto los refuerzos longitudinales como los refuerzos transversales deben estar separados del suelo natural no menos de 50 mm en suelo seco, ni menos de 75 mm en suelo húmedo. Las tolerancias en recubrimientos y colocación de las armaduras con respecto a lo indicado en los planos debe ser de 10 mm. Una vez colocadas las armaduras de la cimentación, se deben fijar y anclar las armaduras de arranque de las columnas en los sitios indicados en los planos.

E.6.2.4 — **COLOCACIÓN DEL CONCRETO** — El concreto de la malla de cimentación se debe colocar empezando por los ejes de los muros de carga y siguiendo con los ejes transversales en barrido continuo. La suspensión provisional del vaciado del concreto se debe hacer mediante juntas verticales en los ejes de los muros de rigidez (transversales a los de carga). Durante la compactación del concreto colocado debe evitarse cualquier modificación en la posición de las armaduras de arranque de las columnas.

E.6.3 — MUROS ESTRUCTURALES Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

E.6.3.1 — En la ejecución de los muros se debe utilizar el siguiente procedimiento.

(a) ***Hiladas de sobrecimiento*** — Se debe picar, limpiar y humedecer la parte superior del concreto ciclópeo donde se coloca el mortero de pega de la primera hilada. Este mortero debe contener un impermeabilizante integral. La primera hilada de sobrecimiento, o hilada madrina, debe ir rematada con mortero que también contenga impermeabilizante integral.

(b) ***Ejecución del muro*** — La construcción del muro se debe ejecutar siguiendo el patrón de colocación de las unidades, teniendo la precaución de dejar los espacios requeridos para las columnas de confinamiento. Al momento de la ejecución del muro, se deben colocar los conectores flexibles establecidos para las intersecciones con muros no estructurales.

E.6.3.2 — **EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO** — Una vez se haya dispuesto el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal de las columnas, se deben colocar los testeros laterales que constituyen la formaleta de las columnas, permitiendo que el concreto fundido haga contacto con la superficie terminal del muro confinado, la cual debe estar libre de rebabas y de materiales que restrinjan la adherencia entre el concreto y la mampostería. El

refuerzo vertical de la columna debe sobresalir de la superficie de enrase la cantidad necesaria para realizar los empalmes por traslapo con la columna superior si la hubiese; el remate del refuerzo vertical debe anclarse, llevándolo hasta la parte superior de la viga de confinamiento, utilizando ganchos de 90°. La parte superior del gancho debe quedar a distancia no mayor de 50 mm de la cara superior de la viga ó cinta de remate.

E.6.3.3 — **EJECUCIÓN DEL CONTRAPISO** — Una vez vaciadas las columnas de confinamiento del primer piso se deben ejecutar los rellenos complementarios en recebo entre el suelo natural y la loseta de contrapiso. Sobre la superficie nivelada del recebo, se deben colocar las armaduras de la loseta, para proceder a vaciar el material de ésta, (concreto con agregado fino o mortero con arena gruesa), llevándola siempre hasta la cara de los muros estructurales y las columnas.

E.6.3.4 — **EJECUCIÓN DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES** — En los sitios indicados en los planos, se debe construir la primera hilada, con mortero colocado directamente sobre el contrapiso. Las conexiones requeridas para intersecciones se deben anclar en las correspondientes juntas de pega.

E.6.4 — LOSA DE ENTREPISO

E.6.4.1 — La colocación de los elementos prefabricados del entrepiso, si los hay, y de las formaletas, cimbras, testeros, etc. debe realizarse de acuerdo con los planos.

E.6.4.2 — Una vez se hayan colocado las armaduras de vigas, las conexiones mecánicas especiales, las armaduras de la losas, etc., se puede proceder al vaciado y compactación del concreto del entrepiso, sometiéndolo a un proceso de curado adecuado. Deben haber transcurrido por lo menos 24 horas entre el vaciado de las columnas de confinamiento y el vaciado de la losa de entrepiso.

E.6.4.3 — A partir de ejecución de la losa de entrepiso el proceso de ejecución del segundo nivel es idéntico al del primer nivel hasta la altura de dinteles.

E.6.5 — CULATAS, AMARRES Y CUBIERTAS

E.6.5.1 — En esta fase del proceso constructivo se deben ejecutar las vigas de amarre, las soleras, las culatas laterales (cuchillas) y los anclajes de cubierta. Las columnas se deben vaciar previamente hasta altura de dinteles dejando la longitud de refuerzo para empalmes ó con la longitud total del mismo hasta nivel de remate.

E.6.5.2 — Los remates de todo tipo de refuerzo longitudinal de columnas, vigas de amarre ó cintas, debe terminar en ganchos estándar a 90°, anclando cada refuerzo de un elemento, en el elemento que le sea transversal.

E.6.6 — COMPLEMENTOS

E.6.6.1 — Los aspectos de construcción aquí dispuestos, se pueden complementar con lo establecido en los capítulos D.4 y D.10 del presente Reglamento.

■

CAPÍTULO E.7
BAHAREQUE ENCEMENTADO

E.7.1 — INTRODUCCIÓN

E.7.1.1 — El presente capítulo contiene los requisitos mínimos necesarios para otorgar a las casas de bahareque encementado, con uno y dos pisos, un grado de sismo resistencia tal que minimice la posibilidad de que la construcción colapse durante eventos sísmicos fuertes de baja probabilidad de ocurrencia, que sufra daños estructurales mínimos durante eventos sísmicos moderados y que no sufra daños estructurales durante eventos sísmicos leves de alta probabilidad de ocurrencia.

E.7.1.2 — El presente documento no sustituye la intervención y la competencia profesional de los Ingenieros y Arquitectos, cuya responsabilidad y participación en el diseño y construcción de edificaciones se reglamenta en el Título VI de la Ley 400 de 1997.

E.7.2 — ALCANCE

E.7.2.1 — En este capítulo se dan los requisitos mínimos que se deben seguir en el diseño y construcción de viviendas de uno y dos pisos, realizadas en bahareque encementado, que pertenecen al grupo de uso I, tal como lo define A.2.5.1.4 y dentro de las limitaciones establecidas en A.1.3.11, es decir, construcciones de uno y dos pisos que formen parte de programas de máximo 15 viviendas y menos de 3000 m^2 de área construida.

E.7.2.2 — Para el diseño y construcción de programas de viviendas de uno y dos pisos con más de 15 unidades o más de 3000 m^2 de área construida, se requiere la realización de estudios completos de análisis y diseño estructural de acuerdo con el siguiente derrotero:

(a) Estudios geotécnicos de acuerdo con el Título H
(b) Cimentaciones en concreto de acuerdo con el Título C
(c) Sobre cimentaciones en concreto de acuerdo con el Título C.
(d) Sobre cimentaciones en mampostería de acuerdo con el Título D.
(e) Análisis estructural de acuerdo con las previsiones de diseño sismo resistente del Título A, los requerimientos para cálculo de cargas del Título B, y los requisitos de análisis del Apéndice E-A
(f) Diseño y construcción de entrepisos y cubiertas de madera, de acuerdo con los requisitos para diseño y construcción del Título G.
(g) Diseño y construcción de los componentes en bahareque en cementado, no reglamentados por lo anterior, se llevará a cabo con base en lo establecido en el presente capítulo.

E.7.3 — GENERALIDADES

E.7.3.1 — DEFINICIÓN — El bahareque encementado es un sistema estructural de muros que se basa en la fabricación de paredes construidas con un esqueleto de guadua, o guadua y madera, cubierto con un revoque de mortero de cemento aplicado sobre malla de alambre, clavada en esterilla de guadua que, a su vez, se clava sobre el esqueleto del muro.

E.7.3.2 — CONSTITUCIÓN — El bahareque encementado es un sistema constituido por dos partes principales: el entramado y el recubrimiento. Ambas partes se combinan para conformar un material compuesto.

E.7.3.2.1 — ***Entramado*** — El entramado está constituido por dos soleras o elementos horizontales, inferior y superior, y pie-derechos o elementos verticales, conectados entre sí con clavos o tornillos. El marco del entramado, es decir las soleras y el pie-derechos exteriores, pueden construirse con guadua o con madera aserrada. El resto del entramado se construye con guadua. Puede contener diagonales.

E.7.3.2.2 — ***Recubrimiento*** — El recubrimiento se fabrica con mortero de cemento aplicado sobre malla de alambre, tal como se especifica en E.7.4.5. La malla debe estar clavada sobre esterilla de guadua, o sobre un entablado. La esterilla debe ir anclada a los pié-derechos mediante clavos y alambre dulce trenzado entre los clavos.

E.7.4 — MATERIALES

E.7.4.1 — GUADUA

E.7.4.1.1 — El material predominante de este sistema constructivo es la guadua, cuya mejor calidad se consigue en plantas en estado maduro, es decir, mayores de 4 años. No puede utilizarse guadua con más del 20% de contenido de humedad ni por debajo del 10%. En todo caso, el contenido de humedad debe estar cercano a la humedad de equilibrio ambiental para madera, tal como se define en la Figura 2.3, del numeral "2.2.1. Influencia del secado sobre los Elementos de Madera", del Manual de diseño para maderas del Grupo Andino.

E.7.4.1.2 — La guadua debe inmunizarse para evitar el ataque de insectos xilófagos. El inmunizado no constituye protección contra otros efectos ambientales, de manera que la guadua no puede exponerse al sol ni al agua, en ninguna parte de la edificación, pues la acción de los rayos ultravioletas produce resecamiento, fisuración, decoloración y pérdida de brillo, y los cambios de humedad pueden causar pudrición.

E.7.4.2 — MADERA Y COMPLEMENTARIOS

E.7.4.2.1 — La calidad de la madera aserrada y de los elementos metálicos de unión deberá regirse por G.1.3 de este Reglamento.

E.7.4.2.2 — La clasificación mecánica de las maderas usadas en muros, entrepisos y cubiertas deberá corresponder, como mínimo, al grupo ES6, según G.1.3.5 del presente Reglamento.

E.7.4.3 — MORTERO

E.7.4.3.1 — La calidad del mortero de cemento para el revoque de muros y para el relleno de cañutos se regirá por D.3.4. La clasificación mínima requerida será la correspondiente al mortero tipo N, con una proporción en volumen de máximo 4 partes de arena por una parte de cementante.

E.7.4.3.2 — Las calidades del cemento y de la cal, en caso de agregarse ésta, son las indicadas en el aparte D.3.2 del Reglamento.

E.7.4.4 — CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

E.7.4.4.1 — Las calidades del concreto y de las armaduras para cimentaciones, de las vigas de amarre y de los elementos de confinamiento de mampostería, donde sean aplicables, se regirán por lo establecido en el capítulo C.3.

E.7.4.5 — MALLAS DE REFUERZO DEL REVOQUE

E.7.4.5.1 — Podrán usarse los siguientes tipos:

(a) Malla de alambre trenzado con diámetro máximo de 1,25 mm (BWG calibre 18), de abertura hexagonal no mayor a 25,4 mm.
(b) Malla de alambre electrosoldado con diámetro máximo de 1,25 mm (BWG calibre 18), de abertura cuadrada no mayor a 25,4 mm.
(c) Malla de revoque de lámina metálica expandida, sin vena estructural.
(d) Malla de revoque de lámina metálica expandida, con vena estructural.

E.7.4.5.2 — El uso de las mallas listadas en el numeral anterior no exime del uso de esterilla de guadua o entablado de madera, a menos que se demuestre, por medio de pruebas experimentales, que el comportamiento del material resultante es, cuando menos, equivalente al material con la esterilla o el entablado, al tenor de lo dispuesto en los artículos 13º y 14º de la Ley 400 de 1997.

E.7.5 — CLASIFICACIÓN DE MUROS

Los muros de una casa de uno o dos pisos de bahareque encementado, dentro del alcance del presente Capítulo, se clasifican en tres tipos.

E.7.5.1 — MUROS ESTRUCTURALES CON DIAGONALES — Son muros, o segmentos de muros, estructurales, compuestos por solera inferior, solera superior (o carrera), pie-derechos, elementos inclinados y recubrimiento con base en mortero de cemento, colocado sobre malla de alambre, clavada sobre esterilla de guadua o entablado de madera. Estos muros reciben cargas verticales y resisten fuerzas horizontales de sismo o viento. Los muros estructurales con diagonales deben colocarse en las esquinas de la construcción y en los extremos de cada conjunto de muros estructurales.

E.7.5.2 — MUROS ESTRUCTURALES SIN DIAGONALES — Son muros, o segmentos de muros, estructurales, compuestos por solera inferior, solera superior (o carrera), pie-derechos y recubrimiento con mortero de cemento, colocado sobre malla de alambre, clavada sobre esterilla de guadua y que carecen de elementos inclinados. Deben utilizarse únicamente para resistir cargas verticales. No deben constituirse en segmentos de los extremos de muros.

E.7.5.3 — Tanto los muros estructurales con diagonales como los que no tienen diagonales deben construirse apoyados sobre vigas de cimentación o en sobrecimientos, a su vez apoyados sobre vigas de cimentación. Los muros estructurales deben tener continuidad desde la cimentación hasta el diafragma superior con el cual están conectados.

E.7.5.4 — MUROS NO ESTRUCTURALES — Los muros que no soportan cargas diferentes a las de su propio peso se conocen con el nombre de muros no estructurales. Estos muros no tienen otra función que la de separar espacios dentro de la vivienda. Los muros no estructurales interiores deben conectarse con el diafragma superior por medio de una conexión que restrinja su volcamiento, pero que impida la transmisión de cortante o carga vertical entre la cubierta o el entrepiso y el muro no estructural. Los muros no estructurales no necesitan ser continuos y no requieren estar anclados al sistema de cimentación.

E.7.6 — COMPOSICIÓN DE MUROS

E.7.6.1 — Los muros de bahareque encementado deben componerse de un entramado de guaduas o de guaduas y madera, constituido por elementos horizontales llamados soleras (la solera superior también se llama carrera), elementos verticales llamados pie-derechos y recubrimiento de mortero de cemento. Las guaduas no deben tener un diámetro inferior a 80 mm. El espaciamiento horizontal entre pié-derechos no debe ser inferior a 300 mm ni superior a 600 mm, entre ejes.

E.7.6.2 — El recubrimiento de mortero debe aplicarse sobre una malla de alambre delgado (diámetro no superior a 1,25 mm), que a su vez se clava sobre esterilla de guadua, de acuerdo con lo especificado en E.7.4.5.

E.7.6.3 — La sección de las soleras tendrán un ancho mínimo igual al diámetro de las guaduas usadas como pie-derechos y una altura no menor de 100 mm. Es preferible construir las soleras, inferior y superior de cada muro en madera aserrada, ya que sus uniones permiten mayor rigidez y son menos susceptibles al aplastamiento que los elementos de guadua.

E.7.6.4 — Los muros de bahareque encementado podrán tener recubrimiento por ambos lados. Si no es posible, la longitud efectiva del muro con recubrimiento por un solo lado debe considerarse como la mitad de su longitud total real, para efectos de los requerimientos especificados en E.7.8.1 y E.7.8.2.

E.7.7 — DIAFRAGMAS

E.7.7.1 — Las soleras deben conformar conjuntamente con los entrepisos y la estructura de la cubierta un diafragma que traslade las cargas horizontales a los muros estructurales. Deben proveerse uniones o vínculos entre los muros y los diafragmas, como se indica en el numeral E.8.3 del presente Título.

E.7.7.2 — Deben colocarse tirantes y cuadrantes en el nivel de solera superior de cada piso, para garantizar el efecto de diafragma. Los cuadrantes bastan cuando los espacios rectangulares entre muros no superan relaciones de 1,5 sobre 1 entre lado mayor y lado menor. Para relaciones mayores, deben colocarse tirantes que dividan los espacios rectangulares en espacios con relaciones menores de 1,5 sobre 1.

E.7.7.3 — Los diafragmas deben existir en los niveles de cimentación, de entrepisos y de cubierta.

E.7.8 — LONGITUD DE MUROS EN CADA DIRECCIÓN

Para proveer un reparto uniforme de la responsabilidad para resistir las fuerzas sísmicas en el intervalo inelástico, los muros estructurales que se dispongan en cada una de las direcciones principales deben cumplir con las siguientes condiciones:

E.7.8.1 — LONGITUD MÍNIMA — La longitud de muros en cada dirección debe satisfacer la ecuación E.7.8-1

$$L_i \geq C_B A_p \qquad \text{(E.7.8-1)}$$

En donde:

L_i = longitud mínima total de muros continuos (en m), sin aberturas, en la dirección i

C_B = coeficiente (en m^{-1}), especificado en la tabla E.7.8-1, en función de la aceleración espectral A_a para el sitio donde se realice la construcción, de acuerdo con A.2.3.

A_p = área de la cubierta (en m^2), para viviendas de un piso, o para los muros del segundo piso en viviendas de dos pisos. (Puede sustituirse por $2/3\,A_p$ si se utilizan materiales livianos para la cubierta, tales como fibrocemento o láminas metálicas, sin base de mortero).

= área del entrepiso más área de la cubierta (en m^2), para los muros del primer piso en viviendas de dos pisos

Tabla E.7.8-1
Valores del coeficiente de densidad de muros de bahareque encementado, C_B

Amenaza Sísmica	A_a	C_B
Alta	0,40	0.32
	0.35	0,28
	0.30	0.24
	0.25	0.20
Intermedia	0.20	0.16
	0.15	0.16
Baja	0.10	0.16
	0.05	0.16

E.7.8.2 — DISTRIBUCIÓN SIMÉTRICA DE MUROS — Los muros deben estar distribuidos de manera aproximadamente simétrica. Por lo tanto, debe cumplirse con la ecuación E.7.8-2, tomada en su valor absoluto:

$$\left| \frac{\left[\frac{\sum (L_{mi}\, b)}{\sum L_{mi}} - \frac{B}{2}\right]}{B} \right| \leq 0.15 \qquad \text{(E.7.8-2)}$$

En donde:

L_{mi} = longitud de cada muro (en m) en la dirección i.

b = la distancia perpendicular (en m) desde cada muro en la dirección i, hasta un extremo del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso (Véase figura E.7.8 -1).

B = longitud del lado (en m), perpendicular a la dirección i, del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso.

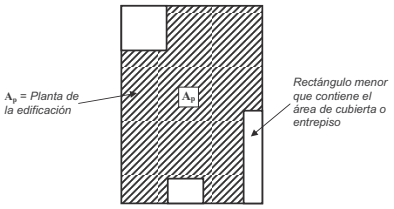


Figura E.7.8-1 — Descripción del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso

E.7.8.3 — VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS — En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.7.8.1, deberá aumentarse la longitud total de muros en cada dirección, en cada nivel, a menos que se demuestre, por medio de un procedimiento de análisis estructural, como el contenido en Apéndice E.A de este Capítulo, que una longitud de muros inferior a la especificada por la ecuación E.7.8-1, es suficiente para resistir las cargas horizontales calculadas.

E.7.8.4 — VERIFICACIÓN DE LA ASIMETRÍA DE MUROS EN PLANTA — En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.7.8.2, debe hacerse de nuevo la distribución de los muros en planta hasta lograr cumplir con la ecuación E.7.8-2. Si en este proceso se reduce la longitud total de muros en cualquier dirección y cualquiera de los niveles, debe verificarse de nuevo el cumplimiento con la ecuación E.7.8-1, de acuerdo con lo estipulado en E.7.8.3.

E.7.8.5 — ENCHAPES PARA MUROS — Deben evitarse los enchapes pesados en fachadas. En baños, debe enchaparse completamente la zona húmeda, para lo cual se recomienda colocar el enchape pegado con mortero impermeable. Todo enchape de fachada debe estar adecuadamente fijado para evitar que se desprenda durante los sismos.

E.7.9 — COLUMNAS DE GUADUA

Las columnas son elementos estructurales proporcionados para resistir cargas verticales, en forma aislada o en combinación con los muros estructurales. Las columnas no deben considerarse componentes del sistema de resistencia sísmica en viviendas en bahareque encementado.

E.7.10 — UBICACIÓN Y DISEÑO DE COLUMNAS

E.7.10.1 — Las columnas se localizarán en puntos de la edificación donde la magnitud o la posición de las cargas verticales transmitidas por cubiertas o entrepisos excedan la capacidad de los muros estructurales, o donde no se disponga de ellos, como es el caso de galerías abiertas, corredores y aleros.

E.7.10.2 — Si las columnas se construyen en guadua, debe evitarse la acción directa del sol y del agua. Necesariamente deben aislarse del piso por medio de un dado en concreto o en mampostería y una unión, como se indica en el numeral E.8.5.2 de este Título.

E.7.10.3 — El número de guaduas requeridas para cada columna se debe estimar con base en la tabla E.7.10-1.

Tabla E.7.10-1

Carga admisible en Columnas de guadua (kN)*

Altura (m)	Número de guaduas			
	1	2	3	4
1.0	43.1	86.2	129.3	172.4
1.5	38.6	77.2	115.8	154.4
2.0	28.7	57.4	86.1	114.8
2.5	18.4	36.8	55.2	73.6
3.0	12.8	25.6	38.3	51.1
3.5	9.4	18.8	28.2	37.6
4.0	7.2	14.4	21.6	28.

* Para guaduas de más de 100 mm de diámetro y 10 mm de espesor de pared

E.7.10.4 — Si se requiere más de una guadua para formar la columna éstas deben conectarse entre sí con zunchos con espaciamientos que no excedan un tercio de la altura de la columna.

E.7.10.5 — Si las columnas se construyen en madera, deben diseñarse de acuerdo con el Título G.

E.7.10.6 — Si las columnas se construyen en acero, deben diseñarse de acuerdo con el Título F.

E.7.10.7 — Si las columnas se construyen en concreto, deben diseñarse de acuerdo con el Título C.

E.7.10.8 — Si las columnas se construyen en mampostería, deben diseñarse de acuerdo con el Título D.

E.7.11 — AMARRES Y CONTINUIDAD DE COLUMNAS

E.7.11.1 — Las columnas deben conectarse entre sí y con los muros estructurales vecinos. Además, las columnas deben conectarse con el diafragma que soportan con una unión articulada, que no transmita tensiones de flexión.

CAPÍTULO E.8
ENTREPISOS Y UNIONES EN BAHAREQUE ENCEMENTADO

E.8.1 — ENTREPISOS

El entrepiso debe soportar las cargas verticales establecidas en el Título B. Debe poseer suficiente rigidez en su propio plano para garantizar su trabajo como diafragma y debe consistir en:

(a) Largueros, viguetas o alfardas que soporten el recubrimiento o piso.
(b) El recubrimiento debe resistir la fuerza cortante y puede hacerse de:
1. Esterilla de guadua, malla de refuerzo electrosoldado y mortero de cemento,
2. Malla expandida, malla de refuerzo electrosoldado y mortero de cemento, o
3. Tablas de madera clavadas a la estructura de soporte del entrepiso.
(c) Las soleras o carreras, que enmarcan el diafragma y forman parte del sistema de resistencia en su plano.

E.8.1.1 — Como se señala en E.7.7, los entrepisos deben formar un diafragma que trabaje como un conjunto. Para ello, los elementos del entrepiso deben estar debidamente vinculados. Sin embargo, no es necesario que el entrepiso funcione como un diafragma infinitamente rígido en su propio plano.

E.8.1.2 — No se permiten entrepisos en losa de concreto para viviendas en bahareque encementado construidas de acuerdo con el presente Capítulo.

E.8.2 — COMPOSICIÓN DE ENTREPISOS

E.8.2.1 - En la construcción con bahareque encementado, el entrepiso, las soleras y carreras, se construirán con madera estructural con una clasificación de, por lo menos, Grupo ES6, de acuerdo con G.1.3.5. Alternativamente, en el caso de construir la estructura de entrepiso en guadua, deben colocarse guaduas dobles, una encima de la otra, zunchadas entre sí, haciendo de largueros a las distancias indicadas en la tabla E.8.2-1. Debe colocarse, como friso de borde, una vigueta de madera de sección vertical equivalente a la altura de las dos guaduas que constituyen los largueros y entre cada larguero, compuesto por dos guaduas apiladas, un taco de madera, de tal manera que se reduzca el riesgo de aplastamiento de las guaduas. Los cañutos donde se apoyan las guaduas y los que entren en contacto con los muros deben llenarse con mortero de cemento. Se requieren arriostramientos transversales o atraques intermedios entre los largueros.

Tabla E.8.2-1
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de guadua*

	Espaciamiento S (m)			
Luz (m)	**0.25**	**0.5**	**0.75**	**1.00**
2,0	1 guadua	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V
2.5	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V
3.0	2 guaduas V	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V
3.5	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V
4.0	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	—
4.5	3 guaduas V	3 guaduas V	—	—

*Para una carga muerta de 1.1 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
* Guaduas de 110mm de diámetro y 10 mm de espesor de pared
V= guaduas dispuestas en arreglo vertical.

E.8.2.2 — Como recubrimiento del entrepiso puede usarse un mortero de cemento reforzado con malla electrosoldada

D50 o equivalente, es decir, que aporte alrededor de 0,5 cm^2 de área de acero, por metro lineal de malla. Sobre el mortero se deben colocar acabados livianos como colorantes integrados, pinturas o baldosas de vinilo. No debe utilizarse baldosas de cemento u otros pisos pesados y rígidos, a menos que se realicen análisis y diseño estructurales completos para toda la vivienda.

E.8.2.3 — Si el entrepiso se construye con madera aserrada, las secciones y espaciamientos serán los indicados en las tablas E.8.2-2a, E.8.2.2b, E.8.2.2c, E.8.2.2d y E.8.2.2e. El recubrimiento debe ser de listones o tablones de madera de 15 mm de espesor mínimo. Se requieren atraques intermedios para evitar el pandeo de los largueros.

Tabla E.8.2-2a
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES1 y ES2* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	**0.50**	**0.75**	**1.00**
2.0	50 X 100	60 X 120	75 X 150	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
3.0	75 X 150	50 X 200	50 X 200	100 X 200
3.5	75 X 150	100 X 200	100 X 200	60 X 250
4.0	50 X 200	100 X 200	60 X 250	120 X 250
4.5	100 X 200	60 X 250	120 X 250	120 X 250
5.0	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—

*Para una carga muerta de 1.6 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
*Para madera del grupo estructural ES1 y ES2

Tabla E.8.2-2b
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES3* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	**0.50**	**0.75**	**1.00**
2.0	60 X 120	75 X 150	75 X 150	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	50 X 200	100 X 200
3.0	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
3.5	50 X 200	100 X 200	60 X 250	120 X 250
4.0	100 X 200	60 X 250	120 X 250	120 X 250
4.5	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—
5.0	60 X 250	120 X 250	—	—

*Para una carga muerta de 1.6 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
*Para madera del grupo estructural ES3

Tabla E.8.2-2c
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES4* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	**0.50**	**0.75**	**1.00**
2.0	60 X 120	75 X 150	75 X 150	75 X 150
2.5	75 X 150	75 X 150	50 X 200	100 X 200
3.0	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
3.5	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
4.0	100 X 200	60 X 250	120 X 250	120 X 250
4.5	100 X 200	120 X 250	—	—
5.0	60 X 250	120 X 250	—	—

*Para una carga muerta de 1.6 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
*Para madera del grupo estructural ES4

Tabla E.8.2-2d
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES5* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	**0.50**	**0.75**	**1.00**
2.0	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
2.5	75 X 150	50 X 200	50 X 200	100 X 200
3.0	75 X 150	100 X 200	100 X 200	60 X 250
3.5	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
4.0	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—
4.5	100 X 200	120 X 250	—	—
5.0	120 X 250	—	—	—

*Para una carga muerta de 1.6 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
*Para madera del grupo estructural ES5

Tabla E.8.2-2e
Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES6* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	**0.50**	**0.75**	**1.00**
2.0	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
2.5	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
3.0	50 X 200	100 X 200	60 X 250	120 X 250
3.5	100 X 200	60 X 250	120 X 250	120 X 250
4.0	100 X 200	120 X 250	—	—
4.5	60 X 250	120 X 250	—	—
5.0	120 X 250	—	—	—

*Para una carga muerta de 1.6 kN/m^2 y una carga viva de 1.8 kN/m^2
*Para madera del grupo estructural ES6

E.8.2.4 — Los voladizos deben construirse con elementos continuos, de madera o guadua, unidos entre sí con un elemento de borde que garantice el trabajo en conjunto de los elementos del voladizo y una mejor distribución de la carga impuesta.

E.8.2.5 — Si se construye cielo raso debajo de la estructura de entrepiso, debe facilitarse una corriente de aire en los espacios interiores.

E.8.3 — UNIONES

E.8.3.1 — Todos los miembros y elementos estructurales deberán estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para resistir las cargas y transmitirlas con seguridad a la cimentación

E.8.3.2 — El presente capítulo enumera algunas uniones entre elementos constitutivos del sistema constructivo con muros de bahareque encementado. Estas uniones han sido experimentadas con clavos, pernos, varillas y pletinas. Otras diferentes pueden utilizarse, siempre y cuando se demuestre su idoneidad, por medios experimentales.

E.8.4 — TIPOS DE UNIONES DE ACUERDO CON EL MATERIAL DE CONEXIÓN

Según el material utilizado para la conexión entre guaduas o entre madera y guaduas, las uniones se clasifican en:

E.8.4.1 — UNIONES CLAVADAS — Se reservan para esfuerzos muy bajos entre elementos de madera aserrada y guadua, como por ejemplo de pie-derecho a solera en muro. No se aceptan para la unión de dos o más elementos rollizos de guadua, ya que la penetración y el impacto de los clavos producen fisuración de la guadua debido a la preponderancia de fibras longitudinales. Las uniones clavadas deben usarse solamente para ajuste temporal del sistema durante el armado y no deben tenerse en cuenta como conexiones resistentes entre elementos estructurales.

E.8.4.2 — UNIONES PERNADAS — Cuando sea necesario perforar la guadua para introducirle pernos, debe usarse taladro de alta velocidad y evitar impactos.

E.8.4.2.1 — Todos los cañutos a través de los cuales se atraviesen pernos o barras deben rellenarse con mortero de cemento.

E.8.4.2.2 — El mortero debe ser lo suficientemente fluido para penetrar completamente dentro del cañuto. El mortero de relleno debe proporcionarse con la mínima cantidad de agua necesaria para obtener una fluidez suficiente para inyectarse con muy poca presión, y sin exceder una relación 4 sobre 1, por volumen, entre el agregado fino y el cemento. Pueden usarse aditivos reductores de agua de mezclado, no corrosivos.

E.8.4.2.3 — Para vaciar el mortero debe perforarse la guadua mediante taladro de alta velocidad en puntos próximos a los tabiques de cada uno de los dos extremos del cañuto que va a rellenarse. A través de uno de los orificios se inyectará el mortero presionándolo a través de un embudo o con la ayuda de una bomba manual. El orificio en el extremo opuesto sirve para el escape del aire atrapado.

E.8.4.2.4 — Los pernos pueden fabricarse con barras de refuerzo roscadas en obra o con barras comerciales de rosca continua.

E.8.4.3 — UNIONES ZUNCHADAS — Las uniones zunchadas pueden utilizarse para fabricar conexiones articuladas. Para conexiones que deban resistir tracción, la pletina debe diseñarse para garantizar que no es el vínculo débil de la unión. La unión no debe trabajar, en total, con más de 10 kN de esfuerzo de tracción.

E.8.5 — TIPOS DE UNIONES DE ACUERDO CON LA FUNCIÓN

Las uniones entre los elementos de guadua y madera dentro de los muros de bahareque pueden ser del tipo uniones clavadas. Las uniones de muros de bahareque entre sí y de los componentes del bahareque con la cimentación y con la cubierta deben cumplir funciones estructurales, tanto de rigidez como de resistencia. Las uniones entre componentes, de acuerdo con su función, se clasifican en:

E.8.5.1 — UNIÓN CIMIENTO-MURO — Los muros deben estar conectados efectivamente con la cimentación, sea en contacto directo con las vigas de cimentación o atravesando los sobrecimientos.

E.8.5.1.1 — ***Unión con soleras de madera aserrada*** **—** Cuando se utilice madera aserrada para las soleras, la conexión con los cimientos se realizará con barras roscadas, anchadas a los mismos y de tal manera que atraviesen las soleras y se fijen a éstas, con tuercas y arandelas. La madera debe separarse del concreto o de la mampostería con papel impermeable u otra barrera similar.

E.8.5.1.2 — ***Unión con soleras de guadua*** **—** Para muros fabricados sólo con elementos de guadua, los muros deben conectarse a los cimientos fijando los pie-derechos necesarios, de acuerdo con E.7.8.3, a la cimentación, tal como se establece para columnas de guadua en E.7.26.2.

E.8.5.2 — UNIÓN COLUMNA-CIMIENTO — La guadua no debe estar en contacto directo con el suelo, la mampostería o el concreto. La guadua se apoyará sobre un separador de metal u otro material impermeable, como se muestra en el Apéndice E-B.

E.8.5.2.1 — Las fuerzas de compresión deben transmitirse a través del separador a la cimentación. Las fuerzas de tracción se deben transmitir a través de conexiones pernadas. Un perno debe atravesar el primero o el segundo cañuto de la guadua. El cañuto atravesado y cualquier cañuto por debajo de éste, deben rellenarse con mortero. El cañuto debe tener un nudo en su extremo inferior. El perno se debe anclar al cimiento a través de pletinas o barras con ojales, o barras dobladas, en cada uno de sus extremos. El perno y las barras de sujeción tendrán un diámetro mínimo de 9,5 mm, mientras que si se utilizan pletinas, éstas deben tener mínimo, 3,2 mm de espesor y 50 mm de anchura. Esta conexión debe resistir tracción y no es apropiada para resistir momento y se muestra en el Apéndice E-B.

E.8.5.2.2 — El separador debe actuar también como elemento resistente a corte, es decir, como tope para el movimiento horizontal entre el muro y el cimiento. Para ello, el separador debe abrazar el elemento de guadua. Debe existir una unión completa por lo menos cada 1,5 m, en los extremos de muros, en los bordes de aberturas para puertas y en el punto medio del muro si su longitud es mayor de 1,5 m y menor de 3 m. El

separador-retenedor puede ser *una* pletina de acero doblada en forma de U, o un tubo dentro del cual se empotra la guadua, tal como se ilustra en el Apéndice E-B.

E.8.5.2.3 — Cuando no se requiere que la conexión resista tracción, la guadua puede empotrarse en el concreto y separarse de éste mediante una membrana bituminosa, como brea o asfalto.

E.8.5.2.4 — Las conexiones con los cimientos descritas sirven también para anclar columnas formadas con más de una guadua.

E.8.5.3 — UNIÓN COLUMNA-CUBIERTA — La unión de las guaduas con la cubierta debe hacerse de forma similar a la descrita en el numeral E.8.5.5 para los pié-derechos de los muros. Las columnas constituidas por más de una guadua deben conectarse a la carrera superior del entrepiso o de la cubierta, por medio de un elemento en madera aserrada que garantice el contacto completo entre el elemento horizontal y la sección transversal de todas las guaduas que componen la columna.

E.8.5.4 — UNIÓN ENTRE MUROS

E.8.5.4.1 — *Muros en el mismo plano* — Los muros en el mismo plano se unen entre sí mediante pernos, tuercas y arandelas, como se ilustra en el Apéndice E-B. Debe haber por lo menos dos conexiones por unión, colocadas cada tercio de la altura del muro. El perno debe tener, por lo menos 9.5 mm de diámetro. Si los pié-derechos son de guadua los cañutos atravesados deben rellenarse con mortero.

E.8.5.4.2 — *Muros en planos perpendiculares* — Cuando los muros que deben unirse están en diferentes planos, perpendiculares entre sí, pueden unirse directamente con pernos, tuercas y arandelas en una sola dirección, o a través de un elemento adicional en la intersección de los muros, utilizando pernos, tuercas y arandelas, en ambas direcciones, tal como se ilustra en el Apéndice E-B. El espaciamiento vertical de las uniones es el mismo especificado en E.8.5.4.1.

E.8.5.5 — UNIÓN ENTRE MUROS Y CUBIERTA.

E.8.5.5.1 — La conexión de las correas con los muros debe hacerse con los pié-derechos. Esto se logra mediante un perno embebido dentro del último cañuto completo del extremo superior del pie-derecho, que atraviesa la solera y la correa. Tanto el cañuto completo, como cualquier segmento de cañuto por encima de él, deben rellenarse con mortero de cemento y confinarse con zuncho de manera que se evite la fisuración longitudinal de la guadua debido a las tensiones de cortante por carga horizontal. Si la solera y/o la correa es de guadua, deben rellenarse los cañutos atravesados con el perno de conexión.

E.8.5.5.2 — Cuando los muros se fabriquen mediante paneles debe ponerse un elemento continuo uniendo las carreras de los paneles. La conexión con la cubierta, realizada de manera similar a la descrita en el numeral E.8.5.5.1, mediante perno embebido en los pie-derechos del panel, atravesando tanto la carrera superior del panel, como el elemento continuo, sirve también como elemento de unión entre éstos.

E.8.5.5.3 — Las tejas deben amarrarse de las correas para formar un conjunto.

E.8.5.5.4 — Si se construye un porche anexo a los muros exteriores, con columnas de guadua, la cubierta debe dotarse de un alero con las dimensiones necesarias para que no se exponga la guadua directamente a la acción del sol y el agua.

E.8.5.5.5 — Para aleros con más de 500 mm deberá construirse un apoyo inclinado o pie de amigo, desde el extremo exterior del alero hasta las columnas de guadua que se quieren proteger, pero con una inclinación no menor de 60º con la horizontal. El extremo inferior del pie de amigo debe apoyarse en una guadua distinta a las que forman las columnas, pero que está zunchada a éstas y que comparte con ellas el dado de cimentación. Las columnas deben estar espaciadas con distancias no mayores de 3 m.

Notas

CAPÍTULO E.9
CUBIERTAS PARA CONSTRUCCIÓN EN BAHAREQUE ENCEMENTADO

E.9.1 — GENERAL

Los elementos portantes de la cubierta deben conformar un conjunto estable para cargas verticales y laterales, para lo cual tendrán los anclajes y arriostramientos requeridos según se indica en el numeral E.8.5.5 de este capítulo.

E.9.2 — COMPOSICIÓN DE CUBIERTA Y SUS CONEXIONES

E.9.2.1 — Las correas y demás elementos que transmitan las cargas de cubierta a los muros estructurales deben fijarse entre sí y conectarse con la carrera o solera superior que sirve de amarre de los muros estructurales, de acuerdo con los numerales E.8.3 a E.8.5.

E.9.2.2 — Las correas pueden construirse en madera aserrada o en guadua. Cuando las correas se construyen en guadua, los cañutos en contacto directo con el muro deben rellenarse con mortero de cemento. En la tabla E.9.2-1 se indican la composición y espaciamiento para correas en guadua.

Tabla E.9.2-1
Secciones requeridas para cubiertas con correas de guadua*

Luz (m)	Espaciamiento S (m)					
	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
2.0	1 guadua	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V
2.5	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	3 guaduas V
3.0	2 guaduas V	2 guaduas V	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V
3.5	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V
4.0	2 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	—	—
4.5	3 guaduas V	3 guaduas V	3 guaduas V	—	—	—

*Para una carga muerta de 1.25 kN/m^2 y una carga viva de0.5 kN/m^2
* Guaduas de 110mm de diámetro mínimo y 10 mm de espesor de pared mínimo
V= guaduas dispuestas en arreglo vertical

E.9.2.3 — Cuando las correas se construyen en madera aserrada, las secciones y espaciamientos serán las indicadas en las tablas E.9.2-2a. a E.9.2.2e

Tabla E.9.2-2a
Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES1 y ES2* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	0.50	0.75	1.00
2.0	50 X 100	50 X 100	60 X 120	60 X 120
2.5	50 X 100	60 X 120	75 X 150	75 X 150
3.0	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
3.5	75 X 150	75 X 150	50 X 200	100 X 200
4.0	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
4.5	75 X 150	100 X 200	100 X 200	60 X 250
5.0	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250

*Para una carga muerta de 1.2 kN/m^2 y una carga viva de 0.5 kN/m^2
*para madera de los grupos estructurales ES1 y ES2

Tabla E.9.2-2b
Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES3* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	0.50	0.75	1.00
2.0	50 X 100	60 X 120	60 X 120	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	75 X 150	75 X 150
3.0	60 X 120	75 X 150	50 X 200	50 X 200
3.5	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
4.0	75 X 150	100 X 200	100 X 200	60 X 250
4.5	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
5.0	100 X 200	60 X 250	120 X 250	120 X 250

*Para una carga muerta de 1.2 kN/m^2 y una carga viva de 0.5 kN/m^2
*para madera del grupo estructural ES3

Tabla E.9.2-2c
Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES4* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	0.50	0.75	1.00
2.0	50 X 100	60 X 120	60 X 120	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	75 X 150	75 X 150
3.0	75 X 150	75 X 150	50 X 200	100 X 200
3.5	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
4.0	75 X 150	100 X 200	100 X 200	120 X 250
4.5	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
5.0	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—

*Para una carga muerta de 1.2 kN/m^2 y una carga viva de 0.5 kN/m^2
*para madera del grupo estructural ES4

Tabla E.9.2-2d
Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES5* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	0.50	0.75	1.00
2.0	50 X 100	60 X 120	60 X 120	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
3.0	75 X 150	75 X 150	50 X 200	100 X 200
3.5	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
4.0	50 X 200	100 X 200	60 X 250	120 X 250
4.5	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
5.0	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—

*Para una carga muerta de 1.2 kN/m^2 y una carga viva de 0.5 kN/m^2
*para madera del grupo estructural ES5

Tabla E.9.2-2e
Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES6* (mm)

Luz (m)	Espaciamiento S (m)			
	0.25	0.50	0.75	1.00
2.0	50 X 100	60 X 120	75 X 150	75 X 150
2.5	60 X 120	75 X 150	75 X 150	50 X 200
3.0	75 X 150	50 X 200	100 X 200	100 X 200
3.5	75 X 150	100 X 200	100 X 200	60 X 250
4.0	50 X 200	100 X 200	120 X 250	120 X 250
4.5	100 X 200	120 X 250	120 X 250	—
5.0	100 X 200	120 X 250	—	—

*Para una carga muerta de 1.2 kN/m^2 y una carga viva de 0.5 kN/m^2
*para madera del grupo estructural ES6

E.9.3 — MATERIALES DE CUBIERTA

E.9.3.1 — Los materiales utilizados para el cierre de la cubierta deben garantizar una impermeabilidad suficiente para proteger de la humedad las guaduas y la madera de la estructura de soporte.

E.9.3.2 — Cuando se utilicen las cubiertas de teja de barro, debe evitarse su contacto directo con la guadua o madera, previniendo la transmisión de la humedad por efecto de la capilaridad.

E.9.3.3 — No se permite el uso de losas de concreto o de mortero como cubiertas de casa de uno y dos pisos en muros de bahareque encementado construidas de acuerdo con el presente Título.

E.9.4 — CIELO-RASO

E.9.4.1 — El cielo-raso se debe construir en materiales livianos, anclados a la estructura del entrepiso o de la cubierta y deben permitir la ventilación de los elementos estructurales y no estructurales

■

Notas

APÉNDICE E-A
VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS DE BAHAREQUE ENCEMENTADO

E-A.1 — ALCANCE

E-A.1.1 — Se establecen los requisitos mínimos de verificación de resistencia de los muros de viviendas de uno y dos pisos cuyo sistema estructural consiste en muros de bahareque encementado. La estructuración y demás requisitos de diseño y construcción deberán cumplir lo establecido en el capítulo E.7 del presente Título, salvo el requisito de cantidad de muros en cada dirección expresado en E.7.14.1, para el cual el presente procedimiento puede usarse en forma alternativa.

E-A.2 — MODELO MATEMÁTICO PARA REALIZAR EL ANÁLISIS

E-A.2.1 — Para el análisis estructural se utilizará el modelo de muros estructurales en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de entrepiso y de cubierta. En su defecto, puede utilizarse cualquier otro modelo alternativo compatible con el comportamiento de la construcción ante la solicitación analizada, siempre que se garantice por evidencia experimental o teórica la adecuada precisión de la respuesta obtenida con el modelo alternativo.

E-A.3 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

E-A.3.1 — La verificación de resistencia de los muros de bahareque encementado se basa en el método de esfuerzos de trabajo.

E-A.4 — SOLICITACIONES CONSIDERADAS

E-A.4.1 — **COMBINACIONES DE CARGAS** — El sistema de muros de bahareque encementado debe diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en B.2.3. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, empleando unos efectos reducidos de diseño $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo la fuerza sísmica $\mathbf{F_s}$, determinada de acuerdo con los requisitos del Título A, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$, $\mathbf{E = F_s / R}$.

E-A.4.2 — **COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, $\mathbf{R}$** — El coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, debe tomarse como 1,5 para muros de bahareque encementado.

E-A.4.3 — **DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS** — La determinación de fuerzas sísmicas se hará según lo establecido en el capítulo A.4, Método de la fuerza horizontal equivalente, a partir de la evaluación de la amenaza sísmica siguiendo lo prescrito en el capítulo A.2.

E-A.4.4 — **PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN** — Para efectos del cálculo de $\mathbf{S_a}$ mediante la ecuación A.2-1, podrá tomarse como período fundamental de la edificación el que resulte de la aplicación de la ecuación A.4-2, con un valor de $\mathbf{C_t = 0.25}$.

E-A.4.5 — **FUERZAS DE VIENTO** — Deben calcularse de acuerdo con el capítulo B.6 de este reglamento.

E-A.5 — DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

E-A.5.1 — **FUERZA LATERAL** — Las fuerzas laterales del sismo deben distribuirse, en cada dirección, en proporción a las longitudes de los muros estructurales paralelos a esa dirección.

E-A.5.2 — **FUERZA VERTICAL** — Las fuerzas verticales debidas a las cargas gravitatorias deben distribuirse en

proporción a las áreas aferentes de los muros estructurales, con respecto al área total del nivel considerado.

E-A.6 — RESISTENCIA DE MUROS DE BAHAREQUE ENCEMENTADO

E-A.6.1 — Los valores obtenidos de las solicitaciones sobre cada uno de los muros, por carga vertical y por carga horizontal, en la dirección bajo consideración, deberán ser inferiores a los valores admisibles de trabajo expresados en la tabla E.A-1, de acuerdo con las características de estructuración y materiales empleados en cada tipo de muro.

E-A.6.2 — Los valores expresados presuponen que los muros serán anclados a la cimentación, y entre sí, de acuerdo con lo establecido en los numerales E.7.24 a E.7.26 del presente capítulo. De no lograrse valores menores o iguales a los establecidos en la tabla E.A-1, deberá incrementarse la longitud de muros en la dirección bajo consideración, hasta obtener su cumplimiento.

Tabla E.A-1
Valores admisibles de trabajo en muros de bahareque encementado

	Cortante admisible, V (kN/m)	Tensión de compresión admisible, Fc (MPa)		Carga vertical máxima permisible (kN/m)	Fuerza admisible a tracción, T (kN)
SECCIÓN DE VERIFICACIÓN	Sección horizontal del borde inferior del muro	Sección neta del pié-derecho extremo del muro		Sección horizontal del borde inferior del muro	Anclaje del extremo del muro
COMPOSICIÓN DEL MURO					
Entramado de guadua y madera. Con dos diagonales, una en cada extremo del muro, inclinadas en direcciones opuestas. Mínimo 40% de parales en madera aserrada. Parales extremos en madera aserrada. Solera y carrera en madera aserrada. Recubrimiento con esterilla, malla y pañete por ambas caras.	15	Grupo ES1 y ES2*	15.0	39	15
		Grupo ES3*	13.0	37	
	12	Grupo ES4	10.0	35	
	10	Grupo ES5	8.0	33	
	7	Grupo ES6	5.0	31	
Entramado de guadua. Con dos diagonales, una en cada extremo del muro, inclinadas en direcciones opuestas. Solera y carrera en guadua. Recubrimiento con esterilla, malla y pañete por ambas caras	8	8		41	10

* Clasificación para madera aserrada, de acuerdo con el Título G de este reglamento.

■

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TITULO F — ESTRUCTURAS METÁLICAS

TITULO F
ESTRUCTURAS METÁLICAS

CAPITULO F.1
REQUISITOS GENERALES

F.1.0 — GENERALIDADES

F.1.0.1 — **ALCANCE** — Las normas contenidas en el Título F de este Reglamento son aplicables al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero o de aluminio, soldados, atornillados, o remachados.

F.1.0.2 — **ZONAS SÍSMICAS** — Los requisitos para estructuras metálicas que se dan en el presente Título de este Reglamento, deben aplicarse a cada una de las Zonas de Amenaza Sísmica que se definen en A.2.3 del Título A de este Reglamento.

F.1.1 — LIMITES DE APLICABILIDAD

F.1.1.1 — **ESTRUCTURAS DE ACERO** — El término acero estructural empleado en la presente norma se refiere a los elementos de acero estructural esenciales para resistir las cargas de diseño.

El diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados está cubierto por los Capítulos F.1 a F.3. Tales miembros se enumeran en forma general en 2.1 del "Código de Práctica Estándar para Estructuras Metálicas" del Instituto Americano para Construcción en Acero (AISC).

El diseño de estructuras metálicas con miembros formados en frío se trata en el Capítulo F.4.

F.1.1.2 — **ESTRUCTURAS DE ALUMINIO** — El término aluminio estructural empleado en la presente norma se refiere a los elementos de aluminio estructural esenciales para resistir las cargas de diseño.

El diseño de estructuras metálicas con elementos de aluminio estructural se hará conforme al Capítulo F.5.

Notas

CAPITULO F.2
ESTRUCTURAS DE ACERO CON PERFILES LAMINADOS, ARMADOS Y TUBULARES ESTRUCTURALES

F.2.1 — PROVISIONES GENERALES

Este numeral establece el alcance del Capítulo F.2, enumera los códigos, especificaciones y estándares usados como referencia y proporciona requisitos para los materiales y los documentos contractuales.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.1.1 — Alcance
F.2.1.2 — Definiciones
F.2.1.3 — Nomenclatura
F.2.1.4 — Especificaciones, Códigos y Estándares de Referencia
F.2.1.5 — Materiales
F.2.1.6 — Planos y Especificaciones del Diseño Estructural

F.2.1.1 — **ALCANCE** — El Capítulo F.2 es aplicable al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero estructural en cuya fabricación se utilicen perfiles laminados, perfiles armados o perfiles tubulares estructurales (PTE), incluyendo sistemas donde el acero y el concreto actúen como una sección compuesta.

Este Capítulo establece criterios para el diseño, la fabricación y el montaje de edificios y otras construcciones de acero estructural, donde la denominación "otras construcciones" comprende aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de forma semejante a los edificios y conformadas por similares elementos resistentes a cargas verticales y laterales.

Cuando se presenten condiciones que no estén cubiertas por este Capítulo, se permitirá que los diseños se basen en pruebas o análisis basados en criterios alternos, sujetos a la aprobación de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

Para el diseño de miembros estructurales formados en frío distintos de los perfiles tubulares estructurales (PTE), con elementos de espesor no mayor que 25.4 mm, se debe aplicar el Capítulo F.4 del presente Reglamento.

F.2.1.1.1 — ***Provisiones Sísmicas*** — Para el diseño de los sistemas de resistencia a cargas sísmicas de las estructuras cubiertas por el alcance de este Capítulo se deberán aplicar las provisiones del Capítulo F.3.

No se permite aplicar las provisiones del numeral F.2.15 "Diseño con Análisis Inelástico" al diseño sísmico de edificios y otras construcciones de acero.

F.2.1.2 — **DEFINICIONES**

Acción compuesta — Condición en la cual elementos y miembros de acero y de concreto atienden como una unidad la distribución de las fuerzas internas.

Acción del campo tensionado — Comportamiento de un panel solicitado por cortante, donde se desarrollan fuerzas diagonales de tensión en el alma y fuerzas de compresión en los rigidizadores transversales, de manera similar a las fuerzas en una armadura Pratt.

Acero estructural — Elementos de acero según se definen en la sección 2.1 del Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, Norma Técnica Colombiana ICONTEC

Acero resistente a la corrosión atmosférica — Acero de alta resistencia y baja aleación que, con las precauciones adecuadas, puede usarse en condiciones atmosféricas normales (no marinas) sin que se requiera aplicación de pintura de protección.

Adherencia directa — En una sección compuesta, mecanismo de transmisión de la carga entre el acero y el concreto por adherencia.

Agarre de un perno — Espesor de los materiales a través de los cuales pasa el perno.

Análisis elástico — Análisis estructural que se basa en la suposición de que la estructura recupera su geometría original una vez se remueven las cargas aplicadas.

Análisis de primer orden — Análisis estructural en el que las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura no deformada, esto es, se desprecian los efectos de segundo orden.

Análisis de segundo orden — Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura en su configuración deformada, de manera que se tienen en cuenta efectos de segundo orden.

Análisis elástico — Análisis estructural que se basa en la suposición de que la estructura recupera su geometría original una vez se remueven las cargas aplicadas.

Análisis estructural — Determinación de los efectos de las cargas sobre los miembros y las conexiones, con base en los principios de la mecánica estructural.

Análisis inelástico — Análisis estructural que tiene en cuenta el comportamiento inelástico del material, se incluye el análisis plástico.

Análisis plástico — Análisis estructural que se basa en la suposición de un comportamiento rígido-plástico, es decir, supone que sobre toda la estructura se satisface el equilibrio y el esfuerzo es igual o inferior al esfuerzo de fluencia.

Ancho efectivo — Ancho reducido de un elemento plano, sobre el cual se asume una distribución uniforme de esfuerzos tal que su efecto en el comportamiento del miembro estructural sea equivalente al que produce la distribución real, no uniforme, de esfuerzos en el elemento real.

Ancho plano — Para un perfil tubular estructural (PTE) rectangular, ancho nominal de una cara menos dos veces el radio exterior de la esquina. Cuando no se conoce este radio, puede tomarse como ancho plano el valor del ancho total menos tres veces el espesor de la pared.

Ancho promedio de la nervadura — Promedio entre los anchos máximo y mínimo de la nervadura de concreto en un sistema de tablero metálico.

Aplastamiento — En una conexión pernada, estado límite para la transmisión de carga por presión entre el vástago del perno y la cara de la perforación.

Aplastamiento (fluencia local por compresión) — Estado límite de fluencia local a compresión debida a la acción de un miembro que se apoya sobre la sección transversal o la superficie de otro miembro.

Aplastamiento de la pared lateral — Estado límite basado en la resistencia al aplastamiento de las caras laterales de un miembro principal en una conexión de PTE.

Aplastamiento del concreto — Estado límite de falla a compresión en el concreto cuando éste alcanza la deformación última.

Apoyo tipo balancín — Apoyo con una superficie curva sobre el cual puede balancearse el miembro soportado.

Apoyo tipo rodillo — Barra redonda de acero que al rodar permite el desplazamiento del miembro que se apoya sobre ella.

Apriete ajustado — En una junta pernada, apriete que se obtiene con unos pocos golpes de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un operario usando una llave común, de manera que las partes conectadas queden en contacto firme.

Área neta — Área bruta reducida para tener en cuenta el material removido.

Área neta efectiva — Área neta modificada por el efecto de rezago de cortante.

Arriostramiento contra la torsión — Arriostramiento que restringe la torsión de una viga o columna.

Arriostramiento lateral — Riostras diagonales, muros de cortante u otros sistemas equivalentes que proporcionan estabilidad lateral en su plano.

Arrugamiento de la pared lateral — Estado límite de arrugamiento de las caras laterales de un miembro principal en una conexión de PTE.

Arrugamiento del alma — Estado límite consistente en la falla local de la lámina del alma en la zona de aplicación de una carga o reacción concentrada.

Barra de ojo — Miembro a tensión de espesor uniforme, conectado con un pasador que atraviesa una cabeza forjada o cortada con llama y de ancho mayor que el del cuerpo del miembro. Sus dimensiones deben ser tales que la resistencia sea aproximadamente igual en el cuerpo y en la cabeza.

Barrera contra incendio — Elemento constructivo formado por materiales resistentes al fuego y ensayado de acuerdo con la norma ASTM E119 u otro ensayo de resistencia al fuego aprobado para demostrar su conformidad con este Reglamento.

Borde del filete — Para una soldadura de filete, línea donde se unen la cara del filete y el metal base. Para un perfil laminado, línea de tangencia de un filete.

Calificación de resistencia al fuego — Es el periodo de tiempo durante el cual un elemento, componente o sistema de la edificación mantiene su capacidad de contener un incendio o continúa cumpliendo con su función estructural, determinado por medio de ensayos o métodos basados en ensayos.

Calza — Lámina usada para rellenar espacios en las conexiones o apoyos.

Capacidad rotacional — Relación entre la máxima rotación inelástica alcanzada y la rotación elástica idealizada para la condición de iniciación de la fluencia.

Capitel de concreto — Sección de concreto sólido en un sistema compuesto de piso con tablero metálico, la cual se forma cuando este tablero se interrumpe a lado y lado de la viga.

Carga — Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción, de los ocupantes y sus pertenencias, o de efectos ambientales, movimientos diferenciales o cambios dimensionales restringidos.

Carga de diseño — Carga que se aplica sobre la estructura, obtenida con base en una combinación de cargas apropiada.

Carga de punzonamiento — En una conexión en PTE, componente de la fuerza de un miembro ramal en dirección perpendicular al miembro principal.

Carga ficticia — Bajo el Método de Análisis Directo, carga virtual que se aplica en el análisis estructural para tener en cuenta efectos desestabilizadores que no se están considerando de otra manera en el diseño.

Carga gravitacional — Carga que actúa en dirección de la gravedad, tal como las cargas vivas o las cargas muertas.

Carga lateral — Una carga, tal como la producida por un sismo o viento, que actúa en dirección lateral.

Carga mayorada — Producto de una carga nominal por el factor de carga correspondiente.

Cargas nominales — son las cargas especificadas en los numerales B.3 a B.6 de este Reglamento. Las cargas muertas, vivas y de viento que se dan en el Título B son cargas nominales, es decir, no han sido multiplicadas por los coeficientes de carga.

Cerramiento — Conjunto de elementos de recubrimiento exterior de una estructura.

Coeficiente amplificador — Valor que multiplica los resultados de un análisis de primer orden para tener en cuenta los efectos de segundo orden.

Coeficiente de carga — Coeficiente que refleja las desviaciones de las cargas reales con respecto a las cargas nominales, las imprecisiones en los análisis que se efectúan para obtener los efectos que ellas producen, y la probabilidad de que más de una carga ocurra con su máximo valor simultáneamente.

Coeficiente de reducción de resistencia — Coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia real con respecto a la resistencia nominal del elemento, así como el tipo de falla y sus consecuencias.

Columna — Miembro estructural cuya función primaria es la de resistir cargas axiales.

Columna compuesta tipo perfil relleno — Columna de construcción compuesta consistente en un perfil de sección tubular relleno de concreto estructural.

Columna compuesta tipo perfil revestido — Columna de construcción compuesta consistente en una sección de concreto estructural con uno o más perfiles de acero embebidos en ella.

Columna dependiente — Columna diseñada para soportar cargas gravitacionales únicamente, es decir, sus conexiones no están previstas para proveer resistencia a cargas laterales.

Compartimentación — Encierro de espacios en un edificio con elementos que tengan una resistencia al fuego específica.

Componente estructural — Miembro, conector, soldadura o elemento de conexión.

Concentración de esfuerzos — Condición de esfuerzos localizados, de magnitud considerablemente superior al promedio (aún en secciones transversales de espesor uniforme cargadas uniformemente), generada por cambios bruscos en la geometría o por cargas concentradas.

Conector — Denominación general para referirse a pernos, remaches y otros dispositivos de conexión.

Conector — En un miembro de construcción compuesta, es un espigo con cabeza, perno, canal, platina u otro perfil soldado al perfil de acero y embebido en el concreto, para transmitir fuerzas entre los dos materiales.

Conexión — Combinación de elementos de conexión, conectores y partes de los miembros conectados que intervienen en la transmisión de fuerzas entre dos o más miembros.

Conexión a momento — Conexión que transmite momentos flectores entre los miembros conectados.

Conexión a momento parcialmente restringida — Conexión que transfiere momento, sin que sea despreciable la rotación entre los elementos conectados.

Conexión a momento totalmente restringida — Conexión capaz de transferir momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados.

Conexión con separación — En armaduras en PTE, conexión donde los miembros ramales se conectan sobre la cara del miembro principal quedando una separación entre ellos.

Conexión de deslizamiento crítico — Conexión pernada que ha sido diseñada para evitar el desplazamiento relativo entre las partes conectadas, a través de la fricción que se genera en la superficie de contacto bajo la acción de la fuerza de apriete de los pernos.

Conexión en cruz — Para PTE, conexión en la cual las fuerzas de los miembros ramales u otros elementos conectados transversales al miembro principal están equilibradas básicamente por fuerzas en miembros ramales u otros elementos que se conectan sobre la cara opuesta del miembro principal.

Conexión en **K** — Para PTE, conexión en la cual las fuerzas de los miembros ramales o elementos conectados transversales al miembro principal están equilibradas básicamente por fuerzas en otros miembros ramales o elementos conectados sobre la misma cara del miembro principal.

Conexión en **T** — Para PTE, conexión en la cual el miembro ramal o elemento conectado es perpendicular al miembro principal y las fuerzas transversales al miembro principal se equilibran básicamente por fuerzas de cortante en este último.

Conexión en **Y** — Para PTE, conexión en la cual el miembro ramal o elemento conectado no es perpendicular al miembro principal y las fuerzas transversales al miembro principal se equilibran básicamente por fuerzas de cortante en este último.

Conexión simple — Conexión en la cual el momento que se transmite entre los miembros conectados es despreciable.

Conexión tipo aplastamiento — Conexión pernada en la cual las fuerzas de cortante se transmiten por aplastamiento del perno contra los elementos de conexión.

Conexión traslapada — Para armaduras en PTE, una conexión en la cual los miembros ramales se traslapan en su intersección.

Construcción restringida — Vigas individuales y sistemas de piso y techo de un edificio, para los cuales la estructura circundante o de soporte es capaz de resistir expansiones térmicas considerables en el rango de temperaturas elevadas esperadas.

Construcción no restringida — Vigas individuales y sistemas de piso y techo de un edificio que se pueden considerar sin restricción a la rotación y la expansión térmica en el rango de temperaturas elevadas esperadas.

Contraflecha — Curvatura que se introduce en una viga o armadura para compensar las deflexiones previstas por acción de las cargas.

Corte por fusión — Corte con gas, plasma o láser.

Cubreplaca — Platina que se suelda o conecta con pernos a la aleta de un miembro para aumentar el área de su sección transversal, su módulo de sección o su momento de inercia.

Curvatura simple — Característica de la silueta deformada de una viga que no presenta puntos de inflexión a lo largo de la luz.

DCCR (Diseño con coeficientes de carga y de resistencia) — Método por el cual los elementos estructurales se diseñan de manera que su resistencia de diseño sea igual o superior a la resistencia requerida obtenida bajo la acción de las combinaciones con cargas mayoradas.

Deriva — Deflexión lateral de una estructura.

Deslizamiento — En una conexión pernada, estado límite de desplazamiento relativo entre partes conectadas que ocurre antes de que se alcance la resistencia de diseño de la conexión.

Destijere — Corte ejecutado en un miembro estructural para remover una aleta y acomodarse a la forma de un miembro que lo intercepta.

Diafragma — Cubierta, entrepiso u otro tipo de membrana o sistema de arriostramiento que transfiere cargas aplicadas en su plano al sistema de resistencia para cargas laterales.

Dimensión nominal — Dimensión teórica, como las que aparecen en las tablas de propiedades de las secciones.

Diseño por desempeño — Enfoque de diseño estructural basado en una definición previa de los objetivos de desempeño, un análisis ingenieril y una evaluación cuantitativa de alternativas frente a dichos objetivos de diseño, utilizando herramientas de ingeniería, metodologías y criterios de desempeño aceptados.

Diseño prescriptivo — Método de diseño basado en la demostración del cumplimiento de los criterios generales establecidos por una norma.

Distribución no uniforme de la carga — Para una conexión en PTE, condición en la cual la carga no se distribuye a través de las secciones transversales de los elementos conectados de una manera que se pueda determinar directamente.

Doble curvatura — Condición de deformación de una viga con uno o más puntos de inflexión sobre la luz.

Efecto de las cargas — Fuerzas, esfuerzos y deformaciones que se producen en un componente estructural por efecto de la aplicación de las cargas.

Efecto de palanca — Amplificación de la fuerza de tensión en un perno causada por la acción de palanca entre el punto de aplicación de la carga, el perno y la reacción sobre el elemento conectado.

Efecto $P-\delta$ — Efecto de segundo orden que tiene en cuenta la acción de las cargas sobre la geometría deformada a lo largo de un miembro.

Efecto $P-\Delta$ — Efecto de segundo orden que tiene en cuenta la acción de las cargas sobre los nudos en su posición desplazada.

Efectos de longitud — Consideraciones asociadas a la reducción de la resistencia de un miembro como resultado de su longitud no soportada.

Efectos de segundo orden — Efectos que producen las cargas al actuar sobre la estructura en su configuración deformada, tales como los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

Eje geométrico — Eje paralelo a la aleta o al alma de un perfil.

Eje mayor — Eje centroidal asociado a la inercia máxima en una sección transversal.

Eje menor — Eje centroidal asociado a la inercia mínima en una sección transversal.

Elemento no atiesado — Elemento plano a compresión que, a lo largo de uno de sus bordes paralelos a la dirección del esfuerzo, carece de elementos fuera de su plano que actúen como atiesadores.

Elemento atiesado — Elemento plano a compresión que, a lo largo de sus dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo, cuenta con elementos fuera de su plano que actúan como atiesadores.

Empalme — Conexión entre dos elementos estructurales que se empatan en sus extremos para conformar un elemento de mayor longitud.

Empozamiento de agua — Acumulación de agua debida únicamente a la deflexión de la estructura de un techo plano.

Ensayos no destructivos — Procedimientos de inspección en los cuales no hay destrucción de material ni se afecta la integridad de ningún material o componente.

Escamas de laminación — Recubrimiento superficial de óxido que se forma en el acero por el proceso de laminado en caliente.

Esfuerzo — Fuerza por unidad de área, debida a fuerzas axiales, de momento, cortante o torsión.

Esfuerzo de diseño — Valor del esfuerzo asociado a la resistencia de diseño.

Esfuerzo de fluencia — Concepto aplicable tanto a materiales que tienen un punto de fluencia bien definido, como a aquéllos que no lo tienen; en este último caso corresponde al valor del esfuerzo para el cual se alcanza una desviación límite especificada con respecto al comportamiento proporcional entre esfuerzos y deformaciones.

Esfuerzo de fluencia mínimo especificado — Límite inferior especificado para el esfuerzo de fluencia de un material.

Espesor de diseño de la pared — Para PTE, espesor que se usa en el cálculo de las propiedades de la sección transversal.

Esquina entrante — En un destijere de viga o en un agujero de acceso para soldadura, corte en un punto de cambio abrupto de dirección, donde la superficie expuesta es cóncava.

Estado límite — Condición más allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de ser adecuada para cumplir su función (estado límite de servicio) o alcanza su capacidad última de carga (estado límite de resistencia).

Estado límite de resistencia — Condición límite que afecta la seguridad de la estructura al alcanzarse la capacidad última de carga.

Estado límite de servicio — Condición límite en la cual se afecta la capacidad de la estructura para mantener la funcionalidad, el aspecto, la facilidad para el mantenimiento, la durabilidad y la comodidad de sus ocupantes.

Excentricidad del nudo — Para una conexión en una armadura en PTE, distancia perpendicular del punto de intersección de las líneas de trabajo de los miembros ramales al eje centroidal del miembro principal.

Extremo no aporticado — Un extremo de un miembro cuya rotación no está restringida por rigidizadores o elementos de conexión.

Factor de longitud efectiva "K" — Relación entre la longitud efectiva de pandeo y la longitud no arriostrada de un miembro.

Falla por distorsión — Estado límite para una conexión de PTE en una armadura, caracterizado por que la sección transversal de un miembro principal en PTE rectangular adquiere una forma romboidal.

Fatiga — Estado límite de iniciación y avance de una grieta como resultado de la aplicación repetida de cargas vivas.

Flexión local — Estado límite consistente en la deformación apreciable de una aleta bajo la acción de una carga concentrada de tensión.

Fluencia — Estado límite de deformación inelástica que ocurre cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia del material.

Fluencia (momento de fluencia) — Condición de fluencia en la fibra extrema de la sección transversal de un miembro, que ocurre cuando el momento flector alcanza el valor del momento de fluencia.

Plastificación (momento plástico) — Condición de fluencia en todas las fibras de la sección transversal de un miembro, que ocurre cuando el momento flector alcanza el valor del momento plástico.

Fluencia a tensión — Fluencia que ocurre bajo la acción de esfuerzos de tensión.

Fluencia a torsión — Fluencia que ocurre por efecto de esfuerzos de torsión.

Fluencia local — Fluencia que ocurre en una zona localizada de un elemento.

Fluencia por cortante — Fluencia producida por esfuerzos de cortante.

Fluencia por cortante (punzonamiento) — En una conexión de PTE, estado límite basado en la resistencia a cortante fuera del plano de la pared del miembro principal sobre la cual se conectan los miembros ramales.

Flujo de calor — Energía radiante por unidad de área.

Fuerza concentrada simple — Fuerza de tensión o de compresión aplicada perpendicularmente a la aleta de un miembro.

Fuerzas concentradas dobles — Dos fuerzas de igual magnitud y sentido contrario que forman un par sobre el mismo lado de un miembro cargado.

Fuerza cortante horizontal — Fuerza que actúa entre las superficies del acero y del concreto en una viga compuesta.

Gramil — Distancia transversal a líneas de centros de perforaciones.

Ignición — Transición rápida a un estado que involucra a toda la superficie en un incendio de materiales combustibles en un recinto.

Incendio — Fuego destructivo que se manifiesta por algunas de las siguientes características: luz, llama, calor o humo.

Incendio de diseño — Conjunto de condiciones que definen el desarrollo de un incendio y la difusión de productos de combustión a través de un edificio o una parte de él.

Inestabilidad en el plano — Estado límite para una viga-columna que se flexiona alrededor de su eje mayor y cuenta con un sistema de arriostramiento lateral que restringe el pandeo lateral o lateral-torsional.

Junta — Zona en la cual se conectan dos o más extremos, superficies o bordes de elementos. Se caracteriza por el tipo de conector o soldadura usado y por el método de transferencia de la fuerza.

Junta pretensionada — Junta con pernos de alta resistencia que se aprietan hasta llegar a la pretensión mínima especificada.

Junta traslapada — Junta entre dos elementos de conexión que se traslapan.

Longitud no arriostrada — Distancia entre dos secciones sucesivas en las cuales se provee arriostramiento para un miembro, medida entre los centroides de los miembros de arriostramiento.

Mecanismo — Sistema estructural que incluye rótulas reales o plásticas en número y disposición tales que le permiten adoptar distintas formas articuladas bajo la consideración de miembros rígidos.

Metal de aporte — Metal que se adiciona al ejecutar una junta soldada.

Metal de la soldadura — Zona de una soldadura que se fundió completamente en el proceso de su ejecución; contiene componentes del metal de aporte y del metal base.

Método de análisis directo — Método de diseño para estabilidad que tiene en cuenta los efectos de los esfuerzos residuales y de la desviación inicial de la verticalidad en un pórtico, mediante la reducción de la rigidez y la aplicación de cargas ficticias en un análisis de segundo orden.

Método de compatibilidad de deformaciones — En una sección compuesta, método para determinar los esfuerzos considerando para cada material su respectiva relación esfuerzo-deformación y su localización con respecto al eje neutro de la sección transversal.

Método del giro de la tuerca — Procedimiento de instalación de pernos de alta resistencia, en el cual la carga de pretensión especificada se obtiene aplicando, a partir de la condición de apriete ajustado, un giro de una magnitud determinada a la parte del conector que se rota.

Método plástico de distribución de esfuerzos — Para miembros de sección compuesta, método por el cual los esfuerzos se determinan suponiendo un comportamiento completamente plástico del perfil de acero y el concreto en la sección transversal.

Miembro estructural de acero formado en frío — Perfil fabricado por doblado en prensa o por formado en un tren de rodillos, a partir de tiras de lámina cortadas de rollos o planchas. En ambos casos el proceso de doblez se ejecuta a temperatura ambiente, esto es, sin aplicación de calor.

Miembro principal — Para conexiones en PTE, es una columna, una cuerda de una armadura, u otro elemento en PTE, al cual se conectan miembros ramales u otros elementos.

Miembro ramal — Para conexiones en PTE, miembro que se conecta a un miembro principal.

Miembros o perfiles armados — Miembros o perfiles fabricados a partir de elementos estructurales de acero que se conectan con pernos o se sueldan entre sí.

Módulo de sección efectivo — Módulo de sección reducido para tener en cuenta el pandeo de elementos esbeltos a compresión.

Momento de fluencia — Para un miembro solicitado por flexión, el valor del momento para el cual se alcanza el esfuerzo de fluencia en la fibra extrema

Momento plástico — Momento resistente que teóricamente se desarrolla en una sección transversal con todas sus fibras en fluencia.

Muro de cortante — Muro que, en su propio plano, provee al sistema estructural estabilidad y resistencia a cargas laterales.

Pandeo — Estado límite de cambio súbito en la geometría de una estructura, o de alguno de sus componentes, bajo una condición de carga crítica.

Pandeo del alma — Estado límite de inestabilidad lateral del alma.

Pandeo del alma por compresión — Estado límite de pandeo del alma fuera del plano bajo esfuerzos de compresión debidos a una carga de compresión concentrada.

Pandeo fuera del plano — Estado límite de una viga columna flexionada alrededor de su eje mayor y sujeta a pandeo lateral o pandeo lateral torsional en un tramo sin arriostramiento lateral.

Pandeo lateral del alma — Para vigas con cargas concentradas, estado límite de pandeo lateral de la aleta a tensión opuesta al punto de aplicación de una carga de compresión concentrada.

Pandeo lateral-torsional — Modo de pandeo de un miembro solicitado por flexión en el cual ocurren simultáneamente un desplazamiento normal al plano de flexión y una torsión alrededor del centro de cortante de la sección transversal.

Pandeo local — Estado límite consistente en el pandeo de un elemento de una sección transversal cuando es solicitado por compresión.

Pandeo por cortante — Modo de pandeo por el cual un elemento en lámina, tal como el alma de una viga, se deforma bajo cortante puro aplicado en el plano de la lámina.

Pandeo por flexión — Modo de pandeo por el cual un miembro a compresión se deflecta lateralmente sin que haya torsión ni cambio en la forma de la sección transversal.

Pandeo por flexo-torsión — Modo de pandeo por el cual un miembro a compresión se flexiona y torsiona simultáneamente sin que haya cambio en la forma de la sección transversal.

Pandeo torsional — Modo de pandeo en el cual un miembro a compresión se torsiona alrededor de un eje que pasa por su centro de cortante.

Panel extremo — Panel del alma que solamente a uno de sus lados tiene un panel adyacente.

Paso — Espaciamiento longitudinal centro a centro de dos perforaciones consecutivas. Espaciamiento centro a centro entre filetes de rosca a lo largo de un perno.

Peralte nominal de la nervadura — Dimensión del tablero metálico tomada a exteriores de sus elementos superior e inferior

Perfil tubular estructural (PTE) — Sección hueca de acero estructural, de forma cuadrada, rectangular o circular, producida de conformidad con una especificación para productos tubulares.

Placa de enchape — Placa de refuerzo adosada al alma de una viga o columna para aumentar su resistencia a cargas concentradas.

Plastificación — en una conexión en PTE, estado límite asociado a un mecanismo de flexión fuera del plano que ocurre sobre la cara del miembro principal a la cual se conecta un miembro ramal.

Platina de diafragma — Platina con rigidez y resistencia a cortante en su plano, que se usa para transferir fuerzas a los elementos de soporte.

Platina de relleno — Platina que se usa como suplemento del espesor de un elemento.

Porcentaje de alargamiento — Medida de la ductilidad, determinado como la relación entre el alargamiento máximo y la longitud original en un ensayo a tensión.

Pórtico arriostrado — Armadura vertical que proporciona estabilidad y resistencia frente a cargas laterales al sistema estructural del cual forma parte.

Pórtico para cargas gravitacionales — Porción de la estructura que no forma parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

Pórtico resistente a momento — Sistema de pórtico que provee estabilidad y resistencia a cargas laterales básicamente a través de fuerzas internas de cortante y de flexión en los miembros y conexiones.

Presilla — Platina que se conecta rígidamente a dos componentes paralelos de una columna o viga ensamblada y está diseñada para transmitir cortante entre tales componentes.

Protección activa — Materiales y sistemas de construcción que se activan con el fuego para mitigar los efectos adversos o dar aviso a las personas de manera que tomen alguna acción que mitigue dichos efectos.

Protección pasiva — Materiales y sistemas de construcción que tienen la propiedad de resistir los efectos del fuego sin requerir mecanismos externos de activación.

Prueba de impacto de Charpy con ranura en V — Ensayo dinámico normalizado para medir la tenacidad de ranura de una probeta.

Punto de fluencia — Para un material, valor del esfuerzo a partir del cual la deformación continúa aumentando sin que se incremente el valor del esfuerzo.

Raíz de la junta soldada — Zona de una junta donde los elementos a soldar están más próximos uno al otro.

Rango de esfuerzos — Diferencia entre los esfuerzos máximo y mínimo producidos por la repetida aplicación y remoción de cargas vivas de servicio. Donde se presente inversión de esfuerzos, se toma como la suma numérica de los esfuerzos máximos de tensión y compresión.

Rango de esfuerzos de diseño — Máximo valor permisible del rango de esfuerzos para efectos de diseño por fatiga.

Refuerzo con soldadura de filete — Soldadura de filete que se usa para reforzar una soldadura acanalada.

Refuerzo desarrollado adecuadamente — Barras de refuerzo detalladas para que fluyan de manera dúctil antes de que ocurra el aplastamiento del concreto. Las barras que cumplan con las disposiciones del Título C de este Reglamento en lo referente a longitudes de desarrollo, separación y recubrimientos se considerarán desarrolladas adecuadamente.

Refuerzo transversal — En una sección compuesta, refuerzo de acero en forma de estribos cerrados o malla cuya función es confinar al concreto que rodea al perfil de acero revestido.

Remate en esquina — Prolongación de una soldadura de filete dando vuelta a una esquina en el mismo plano.

Resistencia a la rotura — En una conexión, resistencia limitada por rotura a tensión o a cortante.

Resistencia a tensión de un miembro — Fuerza máxima de tensión que un miembro es capaz de resistir.

Resistencia a tensión del material — Máximo esfuerzo de tensión que el material es capaz de resistir.

Resistencia a tensión mínima especificada — Límite inferior especificado para la resistencia a tensión de un material.

Resistencia al fuego — Propiedad de los sistemas que les permite prevenir o retardar el paso excesivo de calor, gases calientes o llamas bajo condiciones de uso y seguir cumpliendo la función requerida.

Resistencia al pandeo — Resistencia nominal para los estados límites de pandeo o inestabilidad.

Resistencia de diseño — Resultado de multiplicar la resistencia nominal, $\mathbf{R_n}$, por el coeficiente de reducción de resistencia ϕ correspondiente.

Resistencia de un conector — Estado límite en el cual un conector alcanza su resistencia, gobernada por el aplastamiento del conector contra el concreto de la losa o por la resistencia a tensión del material del conector.

Resistencia nominal — Resistencia de una estructura o componente para atender los efectos de las cargas, calculada de acuerdo con este Capítulo, antes de multiplicar por el coeficiente de reducción de resistencia.

Resistencia postpandeo — Carga o fuerza que puede ser resistida por un elemento, miembro o estructura después de ocurrido el pandeo inicial.

Resistencia requerida — Fuerzas y esfuerzos que actúan sobre un componente estructural, obtenidas de un análisis estructural para las combinaciones de cargas aplicables.

Resistencia requerida al fuego — Medida del lapso durante el cual un material o sistema continúa mostrando resistencia contra el fuego.

Rigidez — Resistencia de un miembro o estructura a ser deformado, medida por la relación entre la fuerza (o momento) aplicada y el correspondiente desplazamiento (o rotación).

Rigidez a la distorsión del alma — Rigidez del alma para flexión fuera de su plano.

Rigidizador de apoyo ajustado — Rigidizador que coincide con un apoyo o carga concentrada y se ajusta estrechamente contra una o ambas aletas de la viga de manera que la carga se transmite por aplastamiento.

Rigidizador diagonal — Rigidizador del alma en la zona de panel de la columna, orientado diagonalmente con respecto a las aletas, sobre uno o ambos lados del alma.

Rigidizador transversal — Rigidizador del alma, conectado a ella y orientado perpendicularmente a las aletas.

Rigidizador — Elemento estructural, usualmente un ángulo o una platina, que se incorpora a un miembro para distribuir carga, transferir cortante o prevenir pandeo.

Riostra diagonal — En un pórtico arriostrado, miembro estructural inclinado que está solicitado básicamente por carga axial.

Riostra nodal — Riostra que impide el desplazamiento lateral o el giro sin depender de otros elementos de arriostramiento a puntos adyacentes. (Ver riostra relativa)

Riostra relativa — Riostra que controla el desplazamiento relativo entre dos puntos adyacentes de arriostramiento a lo largo de una viga o columna, o el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos de un pórtico (ver riostra nodal).

Rótula plástica — Zona en fluencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico, de manera que, para cargas adicionales, se considera que tal sección actúa como una rótula.

Rotura a tensión — Estado límite de rotura debida a esfuerzos de tensión.

Rotura por cortante — Estado límite de rotura debida a esfuerzos de cortante.

Rotura por desgarramiento en bloque — En una conexión, estado límite que involucra rotura por tensión a lo largo de una(s) línea(s) de esfuerzos y fluencia o rotura por cortante a lo largo de otra(s) línea(s) de esfuerzos.

Rotura por tensión y cortante — Para un perno, el estado límite de rotura debida a la acción simultánea de fuerzas de tensión y de cortante.

Sección compacta — Sección que es capaz de desarrollar totalmente una distribución plástica de esfuerzos y posee una capacidad rotacional aproximadamente igual a 3.0 antes de que ocurra el pandeo local.

Sección con elementos esbeltos — Sección transversal que incluye elementos en lámina de esbeltez suficientemente grande para que ocurra pandeo local en el rango elástico.

Sección no compacta — Sección cuyos elementos a compresión pueden alcanzar el esfuerzo de fluencia antes de que ocurra un pandeo local, sin que alcance a desarrollar una capacidad rotacional de 3.0.

Sistema combinado — Estructura que comprende dos o más sistemas diferentes de resistencia a cargas laterales.

Sistema de arriostramiento vertical — Sistema de muros de cortante, pórticos arriostrados, o ambos, que se extiende sobre uno a varios pisos de un edificio.

Sistema estructural — Ensamble de componentes portantes conectados entre sí de manera que actúan de manera interdependiente.

Sistema resistente a cargas laterales — Sistema estructural diseñado para resistir las cargas laterales y proporcionar estabilidad a la estructura como un todo.

Socavación — Surco o cavidad relativamente suave en la superficie de una soldadura, originado en una deformación plástica o en la remoción de material.

Soldadura acanalada — Soldadura aplicada en un surco generado entre los elementos conectados. Véase AWS D1.1.

Soldadura acanalada de penetración completa — Soldadura acanalada en la cual el metal de la soldadura se extiende a través de todo el espesor de la junta, excepto bajo las consideraciones especiales permitidas en conexiones de PTE.

Soldadura acanalada de penetración parcial — Soldadura acanalada en la cual la penetración es intencionalmente menor que el espesor total del elemento conectado.

Soldadura acanalada en media V convexa — Soldadura en un surco formado por la superficie curva de un miembro y una superficie plana a la cual se conecta.

Soldadura acanalada en V convexa — Soldadura en un surco formado entre las superficies curvas de dos miembros.

Soldadura de filete — Soldadura de sección generalmente triangular que une dos superficies que se interceptan o traslapan.

Soldadura de ranura — Soldadura que conecta dos elementos que se traslapan depositando el metal de aporte en un agujero alargado o ranura efectuado en uno de ellos.

Soldadura de tapón — Soldadura que conecta dos elementos que se traslapan depositando el metal de aporte en una perforación circular efectuada en uno de ellos.

Superficie cepillada — Superficie que ha sido maquinada para obtener una superficie plana y lisa.

Superficie de contacto — Superficie de contacto de los elementos de conexión que transmiten una fuerza cortante.

Tablero metálico — En construcción compuesta, lámina formada en frío con un perfil adecuado para funcionar como formaleta permanente del concreto.

Temperaturas elevadas — Condiciones de calentamiento que experimentan la estructura o los elementos de una edificación como resultado de un incendio, las cuales son mayores que las condiciones ambientales normales.

Tenacidad de ranura del material — Capacidad del material para absorber energía a una temperatura determinada, obtenida con la prueba de impacto de Charpy con ranura en V.

Transferencia de calor por convección — Transferencia de energía térmica desde un punto de mayor temperatura a un punto de menor temperatura a través del movimiento de un medio.

Velocidad de transferencia de calor — Velocidad a la que se genera energía térmica en un material en combustión.

Viga — Elemento estructural solicitado básicamente por momentos flectores.

Viga-columna — Elemento estructural solicitado simultáneamente por fuerzas axiales y momentos flectores.

Zona de panel — Región del alma delimitada por las extensiones de las aletas de la viga y de la columna en una conexión viga a columna.

F.2.1.3 – NOMENCLATURA

A_{BM}	=	área de la sección transversal del metal base, mm²
A_b	=	para ángulos dobles distanciados con conectores soldados, área del conector, mm²
A_b	=	área nominal, antes de roscar, de un perno o parte roscada mm²
A_{bl}	=	área de la sección transversal del ramal que traslapa en una conexión traslapada, mm²
A_{bj}	=	área de la sección transversal del ramal traslapado, mm²
A_c	=	área del concreto, mm²
A_c	=	para una losa de concreto, el área de la sección de comprendida dentro del ancho efectivo, mm²
A_e	=	área neta efectiva, mm²
A_e	=	sumatoria de las áreas efectivas de los elementos de la sección transversal, calculadas con base en los anchos efectivos reducidos, b_e, mm²
A_{fc}	=	área de la aleta a compresión, mm²
A_{fg}	=	área bruta de la aleta a tensión, mm²
A_{fn}	=	área neta de la aleta a tensión, mm²
A_{ft}	=	área de la aleta a tensión, mm²
A_g	=	área bruta del miembro, mm²
A_g	=	área bruta de una sección compuesta, mm²
A_{gv}	=	área bruta sometida a cortante, mm²
A_i	=	para ángulos dobles distanciados con conectores soldados, área de un ángulo, mm²
A_n	=	área neta de un miembro, mm²
A_n	=	área de los elementos conectados directamente
A_{nt}	=	área neta sometida a tensión, mm²
A_{nv}	=	área neta sometida a cortante, mm²
A_{pb}	=	área de apoyo en proyección, mm²
A_s	=	área de la sección transversal de un perfil de acero, mm²
A_{sc}	=	área de la sección transversal de un conector de acero tipo espigo con cabeza, mm²
A_{cp}	=	área de la sección transversal de un conector de acero tipo perno, mm²
A_{sf}	=	área de cortante para la trayectoria de la falla, mm²
A_{sr}	=	área de las barras de refuerzo continuo, mm²
A_{sr}	=	área del acero de refuerzo longitudinal desarrollado adecuadamente dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, mm²
A_t	=	área neta a tensión, mm²
A_w	=	área del alma, producto del peralte de una sección por el espesor del alma, dt_w, mm²
A_{we}	=	área efectiva de una soldadura, mm²
A_{wei}	=	área efectiva en el plano de la garganta para el elemento "i" de una soldadura, mm²
A_1	=	área de concreto sobre la cual se aplica una carga, mm²

A_1 = área de acero que se apoya concéntricamente sobre una base de concreto, mm²
A_2 = área máxima de una zona de la superficie de apoyo geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, mm²
B = ancho total de un miembro en PTE rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión, mm
B = ancho total de una sección rectangular, medido en la cara sobre la que se transfiere la carga, mm
B_b = ancho total de un ramal en PTE rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, mm
B_{bi} = ancho total del ramal que traslapa, mm
B_{bj} = ancho total del ramal traslapado, mm
B_p = ancho de una platina, medido a 90° del plano de la conexión, mm
B_1, B_2 = coeficientes usados para determinar M_u, con base en los resultados de un análisis de primer orden, cuando se tiene una combinación de flexión y fuerza axial. B_1 tiene en cuenta los efectos $P-\delta$ y B_2 tiene en cuenta los efectos $P-\Delta$.
C = constante torsional de un PTE
C_b = factor de modificación para pandeo lateral-torsional, aplicable cuando no es uniforme el diagrama de momentos sobre el segmento de viga comprendido entre dos puntos arriostrados
C_d = coeficiente que relaciona la rigidez de un arriostramiento relativo con la curvatura de la viga
C_f = constante de la tabla F.2.17.1, para la categoría de esfuerzos en consideración
C_m = coeficiente asociado a una condición sin traslación lateral del pórtico
C_p = para análisis de empozamiento, coeficiente de flexibilidad para miembros principales en una cubierta plana
C_r = constante para pandeo lateral del alma
C_s = coeficiente de flexibilidad de empozamiento para miembros principales en una cubierta plana
C_v = coeficiente de cortante en el alma
C_w = constante de alabeo, mm^6
C_1 = coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión
C_3 = coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil relleno a compresión
D = carga muerta nominal
D = diámetro exterior de un PTE circular, mm
D_b = diámetro exterior de un ramal en PTE circular, mm
D_u = para conexiones de deslizamiento crítico, un factor que refleja la relación entre el valor promedio de la tensión en los pernos instalados y la pretensión mínima especificada para ellos
E = módulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa
E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$, MPa
$E_{c(T)}$ = módulo de elasticidad del concreto a temperaturas elevadas, MPa
E_s = módulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa
$E_{(T)}$ = módulo de elasticidad del acero a temperaturas elevadas, MPa
EI_{eff} = rigidez efectiva de una sección compuesta, N·mm^2
F_{ca} = resistencia de diseño a esfuerzos axiales en el punto en consideración, MPa
F_{cbw}, F_{cbz} = resistencia de diseño a esfuerzos de flexión en el punto en consideración, MPa
F_{cr} = esfuerzo crítico, MPa
F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo lateral torsional para la sección, determinado analíticamente, MPa
F_{cry} = esfuerzo crítico de pandeo por flexión alrededor del eje "y", MPa
F_{crz} = esfuerzo crítico para pandeo por torsión, MPa
F_{EXX} = resistencia de clasificación del metal de aporte, MPa
F_e = esfuerzo de pandeo elástico, MPa
$F_{e(T)}$ = esfuerzo de pandeo elástico a temperaturas elevadas, MPa

F_{ex} = esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor del eje mayor, MPa
F_{ey} = esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor del eje de simetría, MPa
F_{ey} = esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor del eje menor, MPa
F_{ez} = esfuerzo de pandeo elástico por torsión, MPa.F.2.5.4
F_{in} = resistencia nominal de adherencia por unidad de área, 0.40 MPa
F_L = valor del esfuerzo de flexión en la aleta a compresión que se usa para determinar la resistencia nominal para los estados límites de pandeo local de la aleta y pandeo lateral torsional, MPa
F_n = resistencia nominal por unidad de área, MPa
F_n = resistencia nominal a tensión por unidad de área, F_{nt}, o a cortante por unidad de área, F_{nv}, dada en la tabla F.2.10.3-2, MPa
F_{nBM} = resistencia nominal del metal base por unidad de área, MPa
F_{nt} = resistencia nominal a tensión por unidad de área, de la tabla F.2.10.3-2, MPa
F'_{nt} = resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, MPa
F_{nv} = resistencia nominal a cortante por unidad de área, de la tabla F.2.10.3-2, MPa
F_{nw} = resistencia nominal del metal de la soldadura por unidad de área, MPa
F_{nw} = resistencia nominal del metal de la soldadura por unidad de área, sin incremento por efectos de direccionalidad, MPa
F_{nwi} = resistencia nominal por unidad de área en el i-ésimo elemento de la soldadura, MPa
F_{nwix} = componente "x" de la resistencia nominal F_{nwi}, MPa
F_{nwiy} = componente "y" de la resistencia nominal F_{nwi}, MPa
$F_{p(T)}$ = límite de proporcionalidad a temperaturas elevadas, MPa
F_{SR} = rango de esfuerzos de diseño, MPa
F_{TH} = umbral del rango de esfuerzos, rango máximo de esfuerzos para el cual se admite una vida útil indefinida. Véase la tabla F.2.16.1, MPa
F_u = resistencia a tensión mínima especificada, MPa
$F_{u(T)}$ = resistencia a tensión mínima especificada del acero a temperaturas elevadas, MPa
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa. En el Capítulo F.2, "esfuerzo de fluencia" denota bien sea el punto de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia) o la resistencia mínima de fluencia especificada (para los aceros que no tienen un punto de fluencia)
F_{yb} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del ramal en PTE, MPa.
F_{ybi} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del ramal que traslapa, MPa
F_{ybj} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del ramal traslapado, MPa
F_{yf} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la aleta, MPa
F_{yp} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la platina, MPa
F_{ysr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para las barras de refuerzo, MPa
F_{yst} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del rigidizador, MPa
$F_{y(T)}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero a temperaturas elevadas, MPa
F_{yw} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el alma, MPa
G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa
G = para efectos de estudio del empozamiento únicamente, carga nominal debida al agua de lluvia o granizo, sin incluir la contribución del empozamiento mismo, MPa
G = carga nominal de granizo
H = cortante de piso, en dirección de la traslación considerada, que resulta de las cargas laterales usadas para calcular ΔH, N
H = peralte de un miembro en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
H_b = peralte de un ramal en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
H_{bi} = peralte del ramal que traslapa, mm

I = momento de inercia alrededor del eje de flexión, mm^4
I_b = para ángulos dobles distanciados con conectores soldados, momento de inercia del conector asociado a la flexión en el plano de los dos ángulos conectados, mm^4
I_c = momento de inercia de la sección de concreto tomado sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
I_d = momento de inercia (por metro) del tablero metálico que se apoya sobre los miembros secundarios, mm^4
I_p = momento de inercia de los miembros principales, mm^4
I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, mm^4
I_s = momento de inercia del perfil de acero con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
I_{st} = momento de inercia de los rigidizadores transversales, calculado sobre un eje por el centro del alma para rigidizadores en pares, o sobre un eje por la línea de contacto con el alma para rigidizadores sencillos, mm^4
I_{st1} = mínimo momento de inercia requerido de los rigidizadores transversales para desarrollar la resistencia del alma al pandeo por cortante de acuerdo con el numeral F.2.7.2.2, mm^4
I_{st2} = mínimo momento de inercia requerido de los rigidizadores transversales para desarrollar la resistencia del alma al pandeo por cortante más la resistencia por acción del campo tensionado, $V_r = V_{c2}$, mm^4
I_x, I_y = momentos de inercia alrededor de los ejes principales, mm^4
I_y = momento de inercia para flexión por fuera del plano, mm^4
I_{yc} = momento de inercia de la aleta a compresión alrededor del eje "y", mm^4
I_z = momento de inercia para el eje principal menor, mm^4
J = constante torsional, mm^4
K = factor de longitud efectiva
K_x = factor de longitud efectiva para pandeo flexional alrededor del eje "x"
K_y = factor de longitud efectiva para pandeo flexional alrededor del eje "y"
K_z = factor de longitud efectiva para pandeo por torsión
K_1 = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado suponiendo que no existe traslación lateral; debe tomarse como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede usar un menor valor
L = factor de piso, mm
L = longitud de un miembro, mm
L = carga viva nominal
L = longitud no arriostrada de un miembro en el plano en que se considera el pandeo, mm
L = longitud de un vano, mm
L = longitud de un miembro medida entre los puntos de trabajo sobre el eje del miembro principal de la armadura, mm
L_b = longitud no arriostrada, comprendida entre dos puntos que están arriostrados ya sea contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión o contra la torsión de la sección transversal, mm
L_b = para ángulos dobles distanciados con conectores soldados, longitud del conector medida entre los centroides de los ángulos, mm
L_b = mayor distancia sin arriostramiento lateral para cualquiera de las aletas en el punto de aplicación de la carga, mm
L_f = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, mm
L_m = máxima longitud sin arriostramiento lateral para la cual se puede considerar la redistribución de momentos en vigas de acuerdo con el numeral F.2.2.3.7
L_p = máxima longitud sin arriostramiento lateral para cual se puede alcanzar el estado límite de plastificación (momento plástico) bajo la condición de momento uniforme, mm
L_p = longitud de los miembros principales, m

L_{pd} = máxima longitud no arriostrada lateralmente para cual se puede realizar un análisis plástico, mm
L_r = máxima longitud sin arriostramiento lateral para la cual se alcanza el estado límite de pandeo lateral torsional en el rango inelástico, mm
L_s = longitud de los miembros secundarios, m
L_v = distancia entre los puntos de fuerza cortante máxima y cortante cero, mm
M_A = valor absoluto del momento a un cuarto de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N·mm
M_B = valor absoluto del momento en el punto medio del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N·mm
M_C = valor absoluto del momento a los tres cuartos de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N·mm
M_{cx}, M_{cy} = resistencia de diseño a flexión calculada de acuerdo con el numeral F.2.6, N·mm
M_{cx} = resistencia de diseño a flexión sobre el eje mayor para el estado límite de pandeo lateral torsional, determinada de acuerdo con el numeral F.2.6 usando $C_b = 1.0$, N·mm
M_{cx} = resistencia de diseño a flexión sobre el eje mayor para el estado límite de rotura de la aleta a tensión, N·mm
M_e = momento de pandeo lateral-torsional elástico, N·mm
M_{lt} = momento asociado con el desplazamiento lateral del pórtico solamente, obtenido de un análisis de primer orden, N·mm
M_{max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento comprendido entre puntos arriostrados, N·mm
M_{mid} = momento en el punto medio de la longitud no arriostrada, N·mm
M_n = resistencia nominal a flexión, N·mm
M_{nt} = momento obtenido de un análisis de primer orden suponiendo que no ocurre traslación lateral del pórtico, N·mm
M_p = momento plástico, N·mm
M_p = momento correspondiente a una distribución plástica de esfuerzos sobre la sección transversal compuesta, N·mm
M_r = resistencia requerida a flexión, N·mm
M_r = resistencia requerida a flexión por un análisis de segundo orden, N·mm
M_{rb} = restricción a momento que el arriostramiento debe ser capaz de proporcionar, N·mm
M_{r-ip} = resistencia requerida a flexión en el plano para un ramal en PTS, N·mm
M_{r-op} = resistencia requerida a flexión fuera del plano para un ramal en PTS, N·mm
M_{rx} = resistencia requerida a flexión en una sección que contiene perforaciones; positivo cuando la aleta en consideración está a tensión, negativo cuando está a compresión, N·mm
M_u = resistencia requerida a flexión, N·mm
M_y = momento correspondiente a la fluencia de la fibra extrema, sin considerar los esfuerzos residuales, para cada eje de flexión, N·mm
M_{yc} = momento correspondiente a la fluencia de la fibra extrema a compresión, N·mm
M_{yt} = momento correspondiente a la fluencia de la fibra extrema a tensión, N·mm
M'_1 = momento efectivo en el extremo de la longitud no soportada opuesto a M_2, N·mm
M_1 = momento extremo de menor magnitud sobre la longitud no arriostrada en el plano de flexión bajo consideración, N·mm
M_2 = momento extremo de mayor magnitud sobre la longitud no arriostrada en el plano de flexión bajo consideración, N·mm
N_i = carga lateral adicional, N
N_i = carga lateral ficticia aplicada en el nivel i, N
O_v = relación de traslapo en una conexión
P_e = carga crítica de pandeo elástico calculada de acuerdo con el numeral F.2.3 o el numeral F.2.21, N

P_{ev} = carga crítica de pandeo elástico para pandeo alrededor del eje débil, N
P_{el} = carga crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de flexión, N
P_{lt} = fuerza axial obtenida de un análisis de primer orden, asociada al desplazamiento lateral del pórtico únicamente, N
P_{mf} = para un piso, carga vertical total en las columnas que forman parte de los pórticos resistentes a momento en la dirección de traslación que se considera, N
P_n = resistencia nominal a fuerza axial, N
P_n = resistencia nominal a compresión, N
P_{nt} = fuerza axial obtenida de un análisis de primer orden, restringiendo los desplazamientos laterales, N
P_p = resistencia nominal para cargas apoyadas directamente sobre el concreto, N
P_r = carga externa aplicada que se requiere transferir entre el acero y el concreto en un miembro de sección compuesta, N
P_{rb} = resistencia requerida del arriostramiento, N
P_{ro} = para construcción con PTE, resistencia requerida a carga axial para un miembro principal en una conexión, del lado de la conexión donde se presenta el menor esfuerzo de compresión, N
P_u = resistencia requerida a carga axial en el miembro principal para construcción con PTE, N
P_u = resistencia requerida a compresión, N
P_y = resistencia de un miembro a la fluencia bajo carga axial, N
Q = factor total de reducción para una sección que tiene elementos esbeltos solicitados por compresión
Q_a = factor de reducción para una sección, asociado a elementos atiesados esbeltos
Q_{ct} = resistencia de diseño a tensión, N
Q_{cv} = resistencia de diseño a cortante, N
Q_f = parámetro de interacción de esfuerzos en un miembro principal en PTS
Q_n = resistencia nominal de un conector tipo espigo con cabeza o tipo canal, N
Q_{nt} = resistencia nominal a tensión de un conector tipo espigo con cabeza, N
Q_{nv} = resistencia nominal a cortante de un conector tipo espigo con cabeza, N
Q_{rt} = resistencia requerida a tensión, N
Q_{rv} = resistencia requerida a cortante, N
Q_s = factor de reducción para una sección, asociado a elementos no atiesados esbeltos
R = coeficiente de modificación de la respuesta sísmica
R = radio de la superficie en una junta, mm
R_{FIL} = factor de reducción para juntas donde se use únicamente un par de soldaduras transversales de filete
R_g = coeficiente que tiene en cuenta el efecto de grupo para conectores
R_M = coeficiente que tiene en cuenta la influencia de los efectos $P-\Delta$ sobre los efectos $P-\delta$
R_m = parámetro de monosimetría de la sección transversal
R_n = resistencia nominal, especificada en los numerales F.2.2 a F.2.11
R_n = resistencia nominal para el estado límite de deslizamiento, N
R_{nw1} = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, determinada de acuerdo con la tabla F.2.10.2-5, N
R_{nwt} = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, determinada de acuerdo con la tabla F.2.10.2-5 sin aplicar la alternativa del numeral F.2.10.2.4(a), N
R_{ax} = componente horizontal de la resistencia nominal de un grupo de soldaduras, N
R_{ay} = componente vertical de la resistencia nominal de un grupo de soldaduras, N
R_p = factor que tiene en cuenta el efecto de la posición para un conector
R_{pc} = factor de plastificación del alma
R_{pg} = factor de reducción de la resistencia a flexión
R_{PJP} = factor de reducción para soldaduras acanaladas de penetración parcial, reforzadas o no reforzadas, transversales a la dirección del esfuerzo

R_{pt} = factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia de la aleta a tensión
R_u = resistencia requerida
S = módulo de sección elástico, mm^3
S = espaciamiento de los miembros secundarios, m
S_c = módulo de sección elástico para el borde en compresión, relativo al eje de flexión, mm^3
S_e = módulo de sección efectivo para el eje mayor, mm^3
S_{ip} = módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano, mm^3
S_{min} = menor módulo de sección elástico relativo al eje de flexión, mm^3
S_{op} = módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano, mm^3
S_{xt} = módulo de sección elástico referido a la aleta a tensión, mm^3
S_{xc} = módulo de sección elástico referido a la aleta a compresión, mm^3
S_x = módulo de sección elástico alrededor del eje x, mm^3
S_y = módulo de sección elástico alrededor del eje y. Para una canal, el módulo de sección mínimo, mm^3
T = fuerzas y deformaciones nominales debidas al incendio de diseño
T_b = tensión mínima del perno dada en las tablas F.2.10.3-1 y F.2.10.3-1M, kN
T_n = resistencia nominal a torsión, N·mm
T_r = resistencia requerida a torsión, N·mm
T_u = fuerza de tensión debida a combinaciones de cargas mayoradas, kN
U = factor de reducción por rezago de cortante
U = relación de utilización
U_{bs} = coeficiente de reducción usado en el cálculo de la resistencia a la rotura por desgarramiento en bloque
U_p = índice de esfuerzo por empozamiento para miembros principales
U_s = índice de esfuerzo por empozamiento para miembros secundarios
V_c = resistencia de diseño a cortante, N
V_{c1} = la menor entre las resistencias de diseño a cortante en los paneles del alma adyacentes, con V_n definido en el numeral F.2.7.2.1, N
V_{c2} = la menor entre las resistencias de diseño a cortante en los paneles del alma adyacentes, con V_n definido en el numeral F.2.7.3.2, N
V_n = resistencia nominal a cortante, N
V_r = la mayor entre las resistencias requeridas a cortante en los paneles adyacentes, N
V_r = resistencia requerida a cortante, N
V_r' = fuerza cortante que deben transferir los conectores, N
Y_i = carga gravitacional aplicada al nivel i en la combinación de carga correspondiente, N
Z = módulo de sección plástico sobre el eje de flexión, mm^3
Z_b = módulo de sección plástico del ramal en PTS respecto al eje de flexión, mm3
Z_x = módulo de sección plástico alrededor del eje x, mm^3
Z_y = módulo de sección plástico alrededor del eje y, mm^3
a = distancia libre entre rigidizadores transversales, mm
a = distancia entre conectores en un miembro ensamblado, mm
a = distancia más corta entre el borde del agujero del pasador y el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm
a = la mitad de la longitud de la cara de la raíz no soldada, medida en dirección del espesor de la platina a tensión, mm.
a_w = relación entre el doble del área de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor y el área de los componentes de la aleta a compresión
a' = longitud de soldadura a lo largo de ambos bordes del extremo de la cubreplaca a la viga, mm
b = ancho de la aleta a compresión, mm

b = para aletas de secciones en I, la mitad del ancho total de la aleta, b_f; para aletas de canales, el ancho nominal total de la aleta, mm
b = ancho total de la mayor aleta de un ángulo, mm
b = ancho de un elemento atiesado o no atiesado a compresión, mm
b = ancho de la aleta que resiste la fuerza cortante, mm
b_{cf} = ancho de la aleta de una columna, mm
b_c = ancho efectivo reducido para un elemento, mm
b_e = para miembros a tensión conectados con pasadores, la distancia efectiva al borde para calcular la resistencia a rotura, mm
b_{ext} = ancho efectivo de la cara del ramal en PTS que se suelda directamente al miembro principal, mm
b_{cov} = ancho efectivo de la cara del ramal en PTS que traslapa soldada al ramal traslapado, mm
b_f = ancho de la aleta, mm
b_{fc} = ancho de la aleta a compresión, mm
b_{ft} = ancho de la aleta a tensión, mm
b_l = longitud de la aleta mayor de un perfil angular, mm
b_s = longitud de la aleta menor de un perfil angular, mm
b_s = ancho de un rigidizador, para rigidizadores colocados a un lado del alma solamente, mm
d = diámetro nominal de un perno, mm
d = peralte de una sección, mm
d = peralte nominal de una sección en T, mm
d = peralte de una barra rectangular, mm
d = ancho de un pasador, mm
d_b = peralte de una viga, mm
d_b = diámetro nominal de un perno en la parte sin rosca, mm
d_c = peralte de una columna, mm
e = excentricidad en una conexión de una armadura, positiva alejándose de los ramales, mm
e_{mid-ht} = distancia entre el borde del vástago de un conector tipo espigo con cabeza y el alma del tablero metálico, tomada a la mitad de la profundidad de la nervadura y en dirección de la fuerza ejercida por el conector (es decir, en dirección al momento máximo para una viga simplemente apoyada), mm
f_c' = resistencia a compresión mínima especificada para el concreto, MPa
f_o = esfuerzo producido por la combinación de carga $D+G$ (carga muerta nominal + carga nominal por lluvia o granizo, sin incluir el efecto del empozamiento), MPa
f_{ra} = resistencia requerida a esfuerzos axiales en el punto en consideración, MPa
f_{rbw}, f_{rbz} = resistencia requerida a esfuerzos de flexión en un punto específico de la sección transversal, MPa
f_{rm}' = resistencia a compresión para el concreto a temperaturas elevadas, MPa
f_v = resistencia requerida a cortante por unidad de área, MPa
g = espaciamiento transversal centro a centro entre las líneas de gramil, mm
g = separación entre ramales, medida sobre la cara del miembro principal en una conexión en K con separación, sin tener en cuenta las soldaduras, mm
h = ancho de un elemento a compresión, mm
h = factor de un elemento a cortante, mm
h_c = para perfiles laminados, dos veces la distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta la cara interior de la aleta a compresión menos el filete o radio de la esquina; para perfiles armados, dos veces la distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta la línea más próxima de conectores o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usan soldaduras, mm
h_o = distancia entre centroides de aletas, mm
h_p = dos veces la distancia desde el eje neutro plástico hasta la línea más próxima de conectores en la aleta a compresión o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura, mm
h_r = factor nominal de la nervadura, mm
k = distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie del filete sobre el alma, mm
k_c = coeficiente para elementos no atiesados esbeltos, mm

k_{sc} = coeficiente para tensión y cortante combinados en una conexión de deslizamiento crítico
k_v = coeficiente de pandeo del alma a cortante
l = longitud de la conexión en dirección de la carga, mm
l_b = longitud de apoyo, mm
l_c = longitud de un conector en canal, mm
l_e = longitud efectiva total de soldaduras acanaladas y de filete a PTE rectangulares, para efectos de cálculo de la resistencia de la soldadura, mm
l_w = longitud del traslapo entre dos ramales, proyectados hasta la cara de conexión sobre el miembro principal, medida sobre esta cara, mm
l_p = longitud proyectada del ramal que traslapa sobre la cuerda, mm
n = para ángulos dobles distanciados con conectores soldados, factor de forma para deformaciones por cortante
n = número de puntos con arriostramiento nodal dentro de la luz
n_b = número de pernos que soportan la tensión aplicada
n_s = número de planos sobre los cuales se debe vencer la fricción para que se produzca el deslizamiento en la conexión
n_{SR} = número de ciclos de carga durante la vida útil
p = paso, mm por rosca
p_i = relación entre la deformación del elemento i y su deformación bajo el esfuerzo máximo
r = radio de giro asociado al modo de pandeo considerado, mm
r_{cr} = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con la mínima relación Δ_n/r_i, mm
r_i = radio mínimo de giro de un componente individual de un miembro ensamblado, mm
r_i = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el i-ésimo elemento de soldadura, mm
$\bar{r}_o$ = radio polar de giro alrededor del centro de cortante, mm
r_t = radio de giro efectivo para pandeo lateral, calculado como el radio de giro alrededor del eje "y" de los componentes de la aleta a compresión por flexión más un tercio de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor, mm
r_{ts} = radio efectivo de giro usado en el cálculo de L_r para el estado límite de pandeo lateral-torsional bajo flexión sobre el eje mayor, en perfiles en I de sección compacta y simetría doble y en perfiles en canal de sección compacta
r_x = radio de giro alrededor del eje "x"
r_x = radio de giro alrededor del eje geométrico paralelo a la aleta conectada, mm
r_y = radio de giro alrededor del eje "y", mm
r_z = radio de giro para el eje principal menor de un perfil angular, mm
s = espaciamiento longitudinal centro a centro (paso) de dos perforaciones consecutivas, mm
t = espesor de un elemento, mm
t = espesor de pared, mm
t = espesor de la aleta de un perfil angular, mm
t = ancho de la barra rectangular (paralelo al eje de flexión), mm
t = espesor del material conectado, mm
t = espesor de la platina, mm
t = espesor de diseño de la pared para perfiles tubulares estructurales (PTE), igual a 0.93 veces el espesor nominal para tubería fabricada por el proceso de soldadura por resistencia eléctrica, e igual al espesor nominal cuando se usa el proceso de arco sumergido, mm
t = espesor total de las platinas de relleno, mm
t_b = espesor de diseño de la pared de un ramal en PTE, mm
t_{bi} = espesor del ramal que traslapa, mm
t_{bj} = espesor del ramal traslapado, mm
t_{cf} = espesor de la aleta de una columna, mm
t_f = espesor de la aleta, mm

t_f = para el estado límite de flexión local en la aleta, espesor de la aleta cargada, mm
t_f = espesor de la aleta de un conector en canal, mm
t_{fc} = espesor de la aleta a compresión, mm
t_p = espesor de una platina, mm
t_p = espesor de una platina a tensión, mm
t_{st} = espesor de un rigidizador del alma, mm
t_w = espesor del alma, mm
t_w = mínima garganta efectiva de la soldadura alrededor de un ramal o platina, mm
t_w = espesor del alma de un conector en canal, mm
w = ancho de una cubreplaca, mm
w = tamaño de un filete, mm
w = subíndice relativo a flexión alrededor del eje principal mayor
w = ancho de una platina, mm
w = tamaño de un filete de refuerzo o de contorno, en dirección del espesor de una platina a tensión, mm
w_c = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \le w_c \le 2500)$ kg/m^3
w_r = ancho promedio del capitel o nervadura de concreto, mm
x = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor
x_i = componente "x" de r_i, mm
x_o, y_o = coordenadas del centro de cortante medidas desde el centroide, mm
$\bar{x}$ = excentricidad de la conexión, mm
y = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor
y_i = componente "y" de r_i, mm
z = subíndice relativo a flexión alrededor del eje principal menor
α = relación de separación para miembros ensamblados a compresión $h/2r_{ib}$
β = factor de reducción para soldaduras longitudinales de filete
β = relación de anchos; relación del diámetro del ramal al diámetro del miembro principal para PTE circulares; relación del ancho total del ramal al ancho total del miembro principal para PTE rectangulares
β_T = rigidez total del arriostramiento, N·mm/radian
β_{br} = rigidez requerida del arriostramiento, N/mm
β_{eff} = relación de anchos efectiva; la suma de los perímetros de los dos ramales en una conexión en K dividida entre ocho veces el ancho del miembro principal
β_{eop} = parámetro de punzonamiento exterior efectivo
β_{sec} = rigidez a la distorsión del alma, incluyendo el efecto de los rigidizadores transversales, N·mm/radián
β_{Tb} = rigidez torsional requerida de un arriostramiento nodal, N·mm/radián
β_w = propiedad de la sección para perfiles angulares de aletas desiguales, positivo cuando la aleta a compresión es la aleta corta y negativo cuando la aleta a compresión es la aleta larga
Δ = deriva de piso de primer orden debida a las cargas de diseño, mm
Δ_H = deriva de piso debida a las cargas laterales, obtenida de un análisis de primer orden, mm
Δ_i = deformación de los elementos de soldadura a niveles intermedios de esfuerzos, linealmente proporcional a la deformación crítica con base en la distancia desde el centro instantáneo de rotación, r_i, mm
Δ_{mi} = deformación de un elemento de soldadura para el esfuerzo máximo, mm
Δ_{ui} = deformación de un elemento de soldadura para el esfuerzo último (rotura), que ocurre generalmente en el elemento más distante del centro instantáneo de rotación, mm
γ = relación de esbeltez de la pared del miembro principal; relación entre la mitad del diámetro y el espesor de la pared para un PTE circular; relación entre la mitad del ancho y el espesor de la pared para un PTE rectangular
ζ = relación de separación; relación de la separación entre los ramales de la conexión en K al ancho del miembro principal = g/B para un PTE rectangular

η = parámetro de longitud de carga, aplicable sólo a PTE rectangulares; igual a la relación entre la longitud de contacto del ramal con el miembro principal, en el plano de la conexión, y el ancho del miembro principal
λ = parámetro de esbeltez
λ_p = parámetro de esbeltez límite para un elemento compacto
λ_{pd} = parámetro de esbeltez límite para diseño plástico
κ_{pf} = parámetro de esbeltez límite para una aleta compacta
λ_{pw} = parámetro de esbeltez límite para un alma compacta
λ_r = parámetro de esbeltez límite para un elemento no compacto
λ_{rf} = parámetro de esbeltez límite para una aleta no compacta
λ_{rw} = parámetro de esbeltez límite para un alma no compacta
μ = coeficiente promedio de fricción para superficies Clase A o B, según sea aplicable, o el obtenido por ensayos
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia según los numerales F.2.2 a F.2.11
ϕ_B = coeficiente de reducción de resistencia para apoyo sobre concreto
ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión
ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia para compresión
ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia para columnas de sección compuesta cargadas axialmente
ϕ_s = coeficiente de reducción de resistencia para conectores tipo espigo con cabeza solicitados por tensión
ϕ_{sf} = coeficiente de reducción de resistencia para cortante sobre la trayectoria de falla
ϕ_T = coeficiente de reducción de resistencia para torsión
ϕ_t = coeficiente de reducción de resistencia para tensión
ϕ_v = coeficiente de reducción de resistencia para cortante
ϕ_v = coeficiente de reducción de resistencia para conectores tipo espigo con cabeza solicitados por cortante
ρ_{ur} = cuantía mínima para el refuerzo longitudinal
ρ_{st} = el mayor valor entre F_{yw}/F_{yst} y 1.0
θ = ángulo de aplicación de la carga, medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados
θ = ángulo agudo entre el ramal y el miembro principal, grados
θ_i = ángulo de aplicación de la carga, medido desde el eje longitudinal del i-ésimo elemento de la soldadura, grados
τ_b = parámetro de reducción de la rigidez a flexión usando el método de análisis directo

F.2.1.4 — ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTANDARES DE REFERENCIA — En este Capítulo se hace referencia a las siguientes especificaciones, códigos y estándares, en adición a los restantes capítulos de este Reglamento:

Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC)

- Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, Norma Técnica Colombiana ICONTEC

ASTM Internacional (ASTM)

- A6/A6M-09 Especificación estándar de requisitos generales para barras planas, planchas, perfiles y tablestacas laminados de acero estructural.
- A36/A36M-08 Especificación estándar para acero estructural al carbono.
- A53/A53M-07 Especificación estándar para tubos de acero, en negro y galvanizados por inmersión en caliente, soldados o sin costura.
- A193/A193M-08b Especificación estándar para aceros aleados y aceros inoxidables para pernos con condiciones de servicio a temperaturas elevadas o altas presiones y otras aplicaciones especiales.
- A194/A194M-09 Especificación estándar para tuercas en aceros al carbono y aleados, a usarse con pernos sometidos a altas presiones o temperaturas elevadas de servicio, o ambas.

- A216/A216M-08 Especificación estándar para fundiciones de acero al carbono, aptas para soldadura de fusión, para servicio a temperaturas elevadas.
- A242/A242M-04(2009) Especificación estándar para acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
- A283/A283M-03(2007) Especificación estándar para planchas de acero al carbono de baja e intermedia resistencia a tensión.
- A307-07b Especificación estándar para pernos y espigos de acero al carbono, con resistencia a tensión de 60000 psi.
- A325-09 Especificación estándar para pernos estructurales de acero, con tratamiento térmico, con resistencia mínima a tensión de 120/105 ksi.
- A325M-09 Especificación estándar para pernos estructurales de acero, con tratamiento térmico, con resistencia mínima a tensión de 830 MPa (versión métrica).
- A354-07a Especificación estándar para pernos, espigos y otros conectores con rosca externa en acero aleado templado y revenido.
- A370-09 Métodos estándar de ensayo y definiciones para ensayos mecánicos de productos en acero.
- A449-07b Especificación estándar para tornillos de cabeza hexagonal, pernos y espigos en acero, tratados térmicamente, con resistencia mínima a tensión de 120/105/90 ksi, para aplicaciones generales.
- A490-08b Especificación estándar para pernos estructurales de aceros aleados tratado térmicamente, con resistencia mínima a tensión de 150 ksi.
- A490M-08 Especificación estándar para pernos de acero de alta resistencia, clases 10.9 y 10.9.3, para conexiones de acero estructural (versión métrica).
- A500/A500M-07 Especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbono, en secciones circulares y poligonales, formados en frío y soldados o sin costura.
- A501-07 Especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbono, formados en caliente y soldados o sin costura.
- A502-03 Especificación estándar para remaches de acero estructural.
- A514/A514M-05 Especificación estándar para planchas de acero aleado, templado y revenido, de alta resistencia a la fluencia, apto para soldar.
- A529/A529M-05 Especificación estándar para acero al carbono-manganeso de alta resistencia de calidad estructural.
- A563-07a Especificación estándar para tuercas en acero al carbono y acero aleado.
- A563M-07 Especificación estándar para tuercas en acero al carbono y acero aleado (versión métrica).
- A568/A568M-09 Especificación estándar de requisitos generales para lámina de acero al carbono y de acero de alta resistencia y baja aleación, laminado en caliente y laminado en frío.
- A572/A572M-07 Especificación estándar para acero estructural de alta resistencia y baja aleación al colombio-vanadio.
- A588/A588M-05 Especificación estándar para acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mínima a la fluencia hasta de 50 ksi [345 MPa], resistente a la corrosión atmosférica.
- A606/A606M-09 Especificación estándar para láminas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminados en caliente y laminados en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
- A618/A618M-04 Especificación estándar para tubería estructural de alta resistencia y baja aleación, formada en caliente, soldada o sin costura.
- A668/A668M-04 Especificación estándar para piezas forjadas de acero al carbono y acero aleado, para aplicaciones industriales en general.
- A673/A673M-04 Especificación estándar para procedimientos de muestreo para ensayos de impacto en acero estructural.
- A709/A709M-09 Especificación estándar para acero estructural para puentes.
- A751-08 Métodos estándar de ensayo, prácticas y terminología para análisis químico de productos de acero.
- A847/A847M-05 Especificación estándar pera tubería estructural de alta resistencia y baja aleación formada en frío, soldada o sin costura, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
- A852/A852M-03(2007) Especificación estándar para planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con resistencia mínima a la fluencia de 70 ksi [485 MPa], en espesores hasta 4 pulgadas [100mm].
- A913/A913M-07 Especificación estándar para perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, fabricados por procesos de templado y auto revenido (QST).
- A992/A992M-06a Especificación estándar perfiles estructurales de acero.
- A1011/A1011M-09a Especificación estándar para acero en láminas y flejes, laminado en caliente, al carbono, de calidad estructural, de alta resistencia y baja aleación, y de alta resistencia y baja aleación con maleabilidad mejorada, y de resistencia ultra-alta.
- A1043/A1043M-05 Especificación estándar para acero estructural con baja relación de esfuerzo de fluencia a resistencia a la rotura para uso en edificios.

- E29-08 Práctica estándar para el uso de cifras significativas en datos de ensayos para determinar la conformidad con especificaciones.
- E119-08a Métodos estándar de ensayo para pruebas de incendio para construcciones y materiales de edificios.
- E165-02 Métodos estándar de ensayo para inspección por tintas penetrantesE709-08 Guía estándar para inspección por partículas magnéticas.
- F436-09 Especificación estándar para arandelas de acero endurecidas.
- F436M-09 Especificación estándar para arandelas de acero endurecidas (versión métrica).
- F606-07 Métodos estándar de ensayo para determinar las propiedades mecánicas de conectores con rosca externa o interna, arandelas, indicadores directos de tensión y remaches.
- F606M-07 Métodos estándar de ensayo para determinar las propiedades mecánicas de conectores con rosca externa o interna, arandelas, indicadores directos de tensión y remaches (versión métrica).
- F844-07a Especificación estándar para arandelas planas de acero, no endurecidas, para uso general.
- F959-09 Especificación estándar para indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con pernos estructurales.
- F959M-07 Especificación estándar para indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con pernos estructurales (versión métrica).
- F1554-07a Especificación estándar para pernos de anclaje de acero con resistencia a la fluencia de 36, 55 y 105 ksi.

La especificación ASTM F1554 es la más comúnmente referenciada para pernos de anclaje. Se deben especificar el grado y la soldabilidad.

- F1852-04 Especificación estándar para sistemas perno/tuerca/arandela con mecanismo de control de tensión, de acero tratado térmicamente con resistencia mínima a tensión de 120/105 ksi
- F2280-08 Especificación estándar para sistemas perno/tuerca/arandela con mecanismo de control de tensión, de acero tratado térmicamente con resistencia mínima a tensión de 150 ksi

Sociedad Americana De Soldadura (AWS)

- AWS A5.1/A5.1M–2004 Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con electrodo revestido.
- AWS A5.5/A5.5M-2004 Especificación para electrodos de acero de baja aleación para soldadura de arco con electrodo revestido.
- AWS A5.17/A5.17M-1997(R2007) Especificación para electrodos de acero al carbono y fundentes para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.18/A5.18M-2005 Especificación para electrodos y metales de aporte de acero al carbono para soldadura de arco protegida por gas.
- AWS A5.20/A5.20M-2005 Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con fundente en el núcleo.
- AWS A5.23/A5.23M-2007 Especificación para electrodos de acero de baja aleación y fundentes para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.25/A5.25M-1997(R2009) Especificación para electrodos de acero al carbono, electrodos de acero de baja aleación y fundentes para soldadura tipo electroescoria.
- AWS A5.26/A5.26M-1997(R2009) Especificación para electrodos de acero al carbono y de acero de baja aleación para soldadura de arco protegida por gas.
- AWS A5.28/A5.28M_2005 Especificación para electrodos y metales de aporte de acero de baja aleación para soldadura de arco protegida por gas.
- AWS A5.29/A5.29M-2005 Especificación para electrodos de acero de baja aleación para soldadura de arco con fundente en el núcleo.
- AWS A5.32/A5.32M-1997(R2007) Especificación para gases de protección para soldadura
- AWS B5.1-2003 (errata 2007) Especificación para la calificación de inspectores de soldadura.
- AWS D1.1/D1.1M-2008 Código de Soldadura Estructural en Acero (con errata 2009).
- AWS D1.3-2008 Código de Soldadura Estructural – Lámina de Acero

Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC)

- Especificación para Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 ó A490, 2009.

F.2.1.5 — MATERIALES

F.2.1.5.1 — ***Acero Estructural*** — Los informes certificados expedidos por la acería, o los reportes de ensayos realizados por el fabricante o por un laboratorio reconocido, constituirán evidencia suficiente de conformidad del material con una de las especificaciones enumeradas en el numeral F.2.1.5.1.1. Para perfiles, planchas y barras planas estructurales laminados en caliente, tales ensayos se realizarán de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM A6; para láminas tales ensayos se realizarán de acuerdo con ASTM A568/A568M; para tuberías las pruebas se deben realizar de acuerdo con los requisitos de los estándares ASTM enumerados arriba que sean aplicables a estos productos.

F.2.1.5.1.1 — ***Designaciones ASTM*** — Los aceros estructurales que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones ASTM son aptos para ser usados bajo este Capítulo:

(a) Perfiles estructurales laminados en caliente
ASTM A36/A36M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM A709/A709M
ASTM A913/A913M
ASTM A992/A992M
ASTM A1043/1043M

(b) Tubería estructural
ASTM A500
ASTM A501
ASTM A618/A618M
ASTM A847/A847M

(c) Tubería circular
ASTM A53/A53M, Gr. B

(d) Planchas
ASTM A36/A36M
ASTM A242/A242M
ASTM A283/A283M
ASTM A514/A514M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM A709/A709M
ASTM A852/A852M
ASTM A1011/A1011M
ASTM A1043/A1043M

(e) Barras planas
ASTM A36/A36M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A709/A709M

(f) Láminas
ASTM A606/A606M
ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS y HSLAS-F

F.2.1.5.1.2 — ***Acero sin identificar*** — En la fabricación de miembros o detalles cuya falla no comprometa la resistencia de la estructura, ya sea a nivel local o global, puede usarse acero sin identificar, siempre y cuando no presente defectos inaceptables. Este uso estará sujeto a aprobación por el interventor.

F.2.1.5.1.3 — ***Perfiles laminados pesados*** — Los perfiles ASTM A6/A6M laminados en caliente, con aletas de espesor superior a 51 mm, se consideran perfiles laminados pesados. Cuando se usen perfiles de este tipo como miembros sujetos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión (debidos a

tensión o flexión), y se empalmen o conecten con soldaduras acanaladas de penetración completa donde la fusión abarca todo el espesor de de las aletas, o de las aletas y el alma, tales perfiles se deben especificar como sigue. Los documentos contractuales exigirán que tales perfiles sean suministrados con un reporte de resultados de la prueba de impacto de conformidad con la norma ASTM A6/A6M, requisito suplementario S30, *"Prueba de Impacto de Charpy con ranura en V (CVN) para Perfiles Estructurales – Localización Alterna del Núcleo"*. La prueba de impacto deberá satisfacer un valor promedio mínimo de 27 N·m (27 J) de energía absorbida a una temperatura como máximo de +21°C.

Los anteriores requisitos no se aplican si los empalmes y las conexiones son pernadas. Cuando un perfil laminado pesado se suelda a la superficie de otro perfil usando soldaduras acanaladas, el requerimiento anterior se aplica únicamente al perfil que tiene metal de la soldadura fundido a través de su sección transversal.

En los numerales F.2.10.1.5, F.2.10.1.6, F.2.10.2.6 y F.2.13.2.2 se presentan requisitos adicionales para juntas en perfiles laminados pesados.

F.2.1.5.1.4 — ***Perfiles armados pesados*** — Los perfiles armados a partir de planchas de espesor superior a 51 mm se consideran perfiles armados pesados. Cuando se usen perfiles de este tipo como miembros sujetos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión (debidos a tensión o flexión), y se empalmen o conecten con soldaduras acanaladas de penetración completa donde la fusión abarca todo el espesor de de las aletas, o de las aletas y el alma, tales perfiles se deben especificar como sigue. Los documentos contractuales exigirán que el acero sea suministrado con un reporte de los resultados de la prueba de impacto realizada según la norma ASTM A6/A6M, Requisito suplementario S5, *"Prueba de Impacto de Charpy con ranura en V"*. La prueba de impacto deberá realizarse de acuerdo con la norma ASTM A673/A673M, Frecuencia P, y deberá satisfacer un valor promedio mínimo de 27 N·m (27 J) de energía absorbida a una temperatura como máximo de +21°C.

Cuando un perfil armado pesado se suelda a la superficie de otro perfil usando soldaduras acanaladas, el requerimiento anterior se aplica únicamente al perfil que tiene metal de la soldadura fundido a través de su sección transversal.

En los numerales F.2.10.1.5, F.2.10.1.6, F.2.10.2.6 y F.2.13.2.2 se presentan requisitos adicionales para juntas en miembros armados pesados.

F.2.1.5.2 — ***Fundición y piezas forjadas de acero*** — El acero fundido deberá cumplir la especificación ASTM A216/A216 M, Gr. WCB, con el requerimiento suplementario S11. Las piezas forjadas deberán ajustarse a la especificación ASTM A668/A668 M. Los reportes de ensayos generados de acuerdo con las especificaciones citadas constituirán suficiente evidencia de conformidad con tales estándares

F.2.1.5.3 — ***Pernos, Arandelas y Tuercas*** — Bajo este Capítulo se aprueba el uso de pernos, arandelas y tuercas que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones:

(a) Pernos
ASTM A307
ASTM A325
ASTM A325M
ASTM A354
ASTM A449
ASTM A490
ASTM A490M
ASTM F1852
ASTM F2280

(b) Tuercas
ASTM A194/A194M
ASTM A563
ASTM A563M

(c) Arandelas
ASTM F436

ASTM F436M
ASTM F844

(d) Indicadores Directos de Tensión tipo Arandela Compresible
ASTM F959
ASTM F959M

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

F.2.1.5.4 — ***Pernos de anclaje y barras roscadas*** — Bajo este Capítulo se aprueba el uso pernos de anclaje y varillas roscadas que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones:

ASTM A36/A36M
ASTM A193/A193M
ASTM A354
ASTM A449
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM F1554

El material ASTM A449 es aceptable para pernos de anclaje y barras roscadas de alta resistencia en cualquier diámetro.

Las roscas de los pernos de anclaje y las barras roscadas deben cumplir con las especificaciones ASME B.18.2.6 "Series Estándar Unificadas" y tendrán tolerancias Clase 2A.

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

F.2.1.5.5 — ***Metal de aporte y fundente para soldadura*** — El metal de aporte y el fundente deberán cumplir alguna de las siguientes especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS):

AWS A5.1/A5.1M
AWS A5.5/A5.5M
AWS A5.17/A5.17M
AWS A5.18/A5.18M
AWS A5.20/A5.20M
AWS A5.23/AWS A5.23M
AWS A5.25/AWS A5.25M
AWS A5.26/AWS A5.26M
AWS A5.28/A5.28M
AWS A5.29/A5.29M
AWS A5.32/A5.32M

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares. Se escogerán metales de aporte y fundentes que sean adecuados para la aplicación prevista.

F.2.1.5.6 — **Conectores tipo espigo** — Los conectores tipo espigo con cabeza deberán cumplir los requisitos del Código de Soldadura Estructural en Acero, AWS D1.1/D1.1M.

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares de la norma AWS D1.1.

F.2.1.6 — **PLANOS Y ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL** — Los planos y especificaciones de diseño deben ajustarse a los requisitos del *Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC, excepto por las desviaciones señaladas expresamente en dichos planos y especificaciones de diseño.

Las siguientes son algunas de las especificaciones que el Capítulo F.2, a través de sus provisiones, exige incluir en los planos:

- *Numeral F.2.1.5.1.3 Requisitos para tenacidad de la prueba CVN, con localización alterna del núcleo.*
- *Numeral F.2.1.5.1.4 Requisitos para tenacidad de la prueba CVN*

- *Numeral F.2.10.3.1 Localización de las conexiones que requieren pernos pretensionados*

F.2.2 — REQUISITOS DE DISEÑO

Este numeral contiene requisitos generales para el análisis y diseño de estructuras de acero, aplicables a todos los numerales del Capítulo F.2.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.2.1 — Provisiones Generales
F.2.2.2 — Cargas y Combinaciones de Carga
F.2.2.3 — Bases para el Diseño
F.2.2.4 — Propiedades de los miembros
F.2.2.5 — Fabricación, Montaje y Control de Calidad
F.2.2.6 — Evaluación de Estructuras Existentes

F.2.2.1 — **PROVISIONES GENERALES** — El diseño de los miembros y las conexiones debe ser consistente con el comportamiento esperado del sistema estructural y con las suposiciones formuladas en el análisis estructural.

F.2.2.2 — **CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA** — Las cargas y combinaciones de carga serán las aplicables al Diseño para Estados Límites de Resistencia según el Título B del presente Reglamento.

F.2.2.3 — **BASES PARA EL DISEÑO**

F.2.2.3.1 — ***Resistencia requerida*** — La resistencia requerida de cada uno de los miembros y conexiones estructurales se determinará con base en el análisis estructural para las combinaciones de carga apropiadas según el numeral F.2.2.2.

Se permite diseñar con base en un análisis elástico, inelástico o plástico. Las provisiones para análisis inelástico y análisis plástico se establecen en el numeral F.2.15, Diseño con Análisis Inelástico.

F.2.2.3.2 — ***Estados límites*** — El diseño se basará en el principio de que ningún estado límite de resistencia o de servicio será excedido cuando la estructura sea sometida a cada una de las combinaciones de carga aplicables.

F.2.2.3.3 — ***Diseño para Estados Límites de Resistencia*** — Se considera que el diseño satisface los requisitos de este Capítulo cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual que la resistencia requerida calculada de acuerdo con el numeral F.2.2.3.1. Esta condición se traduce en la ecuación F.2.2.3-1:

$$R_u \leq \phi R_n \qquad \text{(F.2.2.3-1)}$$

donde:
R_u = resistencia requerida
R_n = resistencia nominal, según los numerales F.2.2 a F.2.11
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia según los numerales F.2.2 a F.2.11
ϕR_n = resistencia de diseño

F.2.2.3.4 — ***Diseño para estabilidad*** — Las condiciones de estabilidad de la estructura y sus elementos se determinarán de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.3.

F.2.2.3.5 — ***Diseño de conexiones*** — Los elementos de conexión deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de los numerales F.2.10 y F.2.11. Las fuerzas y deformaciones usadas en el diseño deben ser consistentes con el funcionamiento esperado de la conexión y con las suposiciones formuladas en el análisis estructural. Se admiten deformaciones autolimitadas en las conexiones. En sus puntos de apoyo, las vigas y armaduras deberán estar restringidas contra la rotación alrededor de su eje longitudinal, excepto cuando mediante análisis se puede demostrar que dicha restricción no es necesaria.

F.2.2.3.5.1 — ***Conexiones simples*** — Una conexión se considera simple cuando el momento que se transmite a través de ella es despreciable. En el análisis de la estructura puede suponerse que las conexiones simples permiten la rotación relativa sin restricción entre los elementos conectados. Una conexión simple deberá tener suficiente capacidad de rotación para permitir el giro requerido según el análisis estructural.

F.2.2.3.5.2 — ***Conexiones a Momento*** — Se permiten dos tipos de conexiones a momento, **TR** y **PR**, definidos a continuación:

F.2.2.3.5.2.1 — ***Conexiones a Momento Totalmente Restringidas*** **(TR)** — Una conexión a momento Totalmente Restringida **(TR)** es aquella que transfiere momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura, esta conexión se puede idealizar considerando que la rotación relativa es nula. Una conexión **TR** deberá tener resistencia y rigidez suficientes para mantener el ángulo entre los miembros conectados cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

F.2.2.3.5.2.2 — ***Conexiones a momento parcialmente restringidas*** **(PR)** — Las conexiones a momento Parcialmente Restringidas **(PR)** transfieren momento, sin que se pueda despreciar la rotación entre los elementos conectados. Al analizar la estructura se deben introducir las características de la respuesta fuerza-deformación de este tipo de conexiones. Las características de esta respuesta deben estar documentadas en la literatura técnica o establecerse de forma analítica o experimental. Los elementos que componen una conexión PR deben tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

F.2.2.3.6 — ***Redistribución de momentos en vigas*** — Las vigas y viguetas conformadas por secciones compactas como se definen en la sección F.2.2.4.1 y que satisfacen los requisitos de longitud no arriostrada de la sección F.2.6.13.5, pueden ser diseñadas para el 90% de los momentos negativos que las cargas gravitacionales producen en los apoyos, calculados mediante un análisis elástico que satisfaga los requisitos del numeral F.2.3, siembre y cuando el momento positivo máximo se incremente en un valor igual al 10% del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se permite para momentos en miembros con un F_y superior a 450 MPa, para miembros híbridos, para momentos producidos por cargas en voladizos, para diseños donde se utilicen conexiones a momento parcialmente restringidas, ni para un diseño basado en análisis inelástico de acuerdo con el numeral F.2.15.

La resistencia requerida a carga axial en viga-columnas no debe exceder a $0.15\phi_c F_y A_g$,

donde:

A_g = área bruta del miembro, mm²

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa

ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90

F.2.2.3.7 — ***Diafragmas y colectores*** — Los diafragmas y colectores se diseñarán para las fuerzas que resultan de la aplicación de las cargas prescritas en el numeral F.2.2.2. El diseño de ajustará a las provisiones de los numerales F.2.3 a F.2.10 según sea aplicable.

F.2.2.3.8 — ***Diseño para Condiciones de Servicio*** — Tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus miembros y conexiones deberán ser verificados para las condiciones de servicio. Los requisitos de desempeño para condiciones de servicio se estipulan en el numeral F.2.12.

F.2.2.3.9 — ***Diseño para empozamiento de agua*** — El sistema de cubierta se verificará a través del análisis estructural para asegurar que su resistencia y estabilidad sean adecuadas bajo condiciones de empozamiento, a menos que la superficie de la cubierta tenga una pendiente del 2% o mayor hacia los puntos de drenaje libre, o que se proporcione un sistema de drenaje adecuado para impedir la acumulación del agua.

En el numeral F.2.16, Empozamiento, se presentan métodos de verificación del empozamiento.

F.2.2.3.10 — ***Diseño por Fatiga*** — La fatiga deberá ser considerada de acuerdo con el numeral F.2.17, Diseño por Fatiga, en los miembros y conexiones sujetos a cargas repetidas. En edificios convencionales no se requiere considerar la fatiga por efectos sísmicos o por efectos de cargas de viento, ni sobre el sistema de resistencia a carga laterales ni sobre los componentes del cerramiento.

F.2.2.3.11 — ***Diseño para Condiciones de Incendio*** — En el numeral F.2.18, Diseño para Condiciones de Incendio, se presentan dos métodos de diseño para esta eventualidad: Métodos Analíticos y Ensayos de Calificación.

F.2.2.3.12 — ***Diseño para efectos de la corrosión*** — Donde la corrosión pueda afectar la resistencia o las condiciones de servicio de una estructura, los componentes estructurales deberán ser diseñados para tolerar dicha corrosión o deberán ser protegidos contra ella.

F.2.2.3.13 — ***Anclajes a concreto*** — El anclaje entre elementos de acero y concreto en acción compuesta deberá ser diseñado de acuerdo con el numeral F.2.9. El diseño de bases de columnas y pernos de anclaje se hará de conformidad con el numeral F.2.10.

F.2.2.4 — PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

F.2.2.4.1 — ***Clasificación de las secciones para pandeo local*** — Las secciones solicitadas a compresión se clasifican como secciones sin elementos esbeltos o con elementos esbeltos. Una sección se clasifica como sección sin elementos esbeltos si la relación ancho a espesor no excede el límite λ_r de la tabla F.2.2.4-1a en ninguno de sus elementos. Si este límite se excede en alguno de los elementos de la sección, ésta se clasifica como sección con elementos esbeltos.

Las secciones solicitadas a flexión se clasifican como secciones compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección se clasifica como compacta si sus aletas se conectan continuamente al alma o las almas y la relación ancho a espesor no excede el límite λ_p de la tabla F.2.2.4-1b en ninguno de sus elementos a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite λ_p de la tabla F.2.2.4-1b en alguno de los elementos a compresión, sin que se exceda el límite λ_r de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección se clasifica como sección no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento a compresión excede el límite λ_r de la tabla F.2.2.4-1b, se clasifica como una sección con elementos esbeltos.

F.2.2.4.1.1 — ***Elementos no atiesados*** — Para elementos no atiesados, o sea aquellos con un borde libre a lo largo de uno de sus bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se toma como sigue:

- **(a)** Para aletas de perfiles en **I** y en **T**, el ancho **b** es igual a la mitad del ancho total de la aleta, b_f
- **(b)** Para aletas de ángulos y aletas de canales y zetas, el ancho **b** es igual a la dimensión nominal total.
- **(c)** Para platinas, el ancho **b** es la distancia desde el borde libre hasta la primera hilera de pernos o línea de soldadura
- **(d)** Para el alma de una **T**, **d** se toma como el peralte nominal de la sección

F.2.2.4.1.2 — ***Elementos Atiesados*** — Para elementos atiesados, o sea aquellos con soporte a lo largo de ambos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se toma como sigue:

- **(a)** Para almas de perfiles laminados y perfiles formados, **h** es la distancia libre entre aletas menos el filete o radio de la esquina en cada aleta; h_c es dos veces la distancia entre el centroide de la sección y la cara interna de la aleta a compresión menos el filete o radio de la esquina.
- **(b)** Para almas de perfiles armados, **h** es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre las aletas cuando se usa soldadura, y h_c es dos veces la distancia desde el centroide de la sección hasta la línea más próxima de conectores en la aleta a compresión o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura; h_p es dos veces la distancia desde el eje neutro plástico hasta la línea más

próxima de conectores en la aleta a compresión o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura.

- **(c)** Para cubreplacas o platinas de diafragma en perfiles armados, el ancho **b** es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o entre líneas de soldadura.
- **(d)** Para las aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección rectangular, el ancho **b** es la distancia libre entre las almas menos el radio interior de la esquina a cada lado. Para las almas de los mismos perfiles, **h** es la distancia libre entre las aletas menos el radio de la esquina a cada lado. Si no se conoce el radio de la esquina, **b** y **h** deben tomarse como la dimensión externa correspondiente menos tres veces el espesor. El espesor, **t**, se toma como el espesor de diseño de la pared, según se indica en el numeral F.2.2.4.2.
- **(e)** Para cubreplacas perforadas, **b** es la distancia transversal entre las líneas más cercana de conectores, y el área neta de la cubreplaca se toma sobre la perforación de mayor ancho.

Para aletas de perfiles laminados con pendiente en su cara interior, se toma como espesor el valor nominal en el punto medio entre el borde libre y la cara correspondiente del alma.

Tabla F.2.2.4-1a
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos de Miembros a Compresión Axial
(para aplicar en el numeral F.2.5)

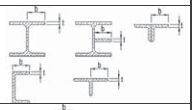
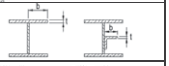
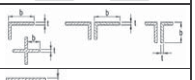
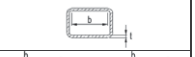
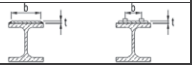
	Caso	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Elementos No Atiesados	1	Aletas de perfiles laminados en **I**, platinas salientes en perfiles laminados en **I**, aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo, aletas de canales y aletas de secciones en **T**	b/t	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	2	Aletas de perfiles armados en **I**, y platinas o aletas de ángulos salientes en perfiles armados en **I**	b/t	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	
	3	Aletas de ángulos sencillos, aletas de ángulos dobles con separadores, y otros elementos no atiesados no incluidos en los casos 1, 2 y 4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	4	Almas de secciones en **T**	d/t	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
	5	Almas de perfiles en **I** de simetría doble y almas de canales	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	6	Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	7	Cubreplacas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de conectores o soldaduras.	b/t	$1.40\sqrt{E/F_y}$	

Tabla F.2.2.4-1a (continuación)
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos de Miembros a Compresión Axial
(para aplicar en el numeral F.2.5)

	Caso	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Elementos Atiesad	8	Todos los demás elementos atiesados	b/t	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	9	Perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular	D/t	$0.11E/F_y$	

Tabla F.2.2.4-1b
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos a Compresión en Miembros a Flexión
(para aplicar en los numerales F.2.6 y F.2.15)

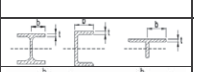
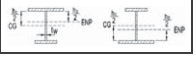
	Caso	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor λ_p (compacto/no compacto)	Valores límite de la relación ancho/espesor λ_r (no compacto/Esbelto)	Ejemplos
Elementos No Atiesados	10	Aletas de perfiles laminados en **I**, canales y secciones en **T**	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	11	Aletas de perfiles armados en **I**, de simetría doble o simple	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_L}$ (a) (b)	
	12	Aletas de ángulos sencillos	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	
	13	Aletas de todo tipo de perfiles en **I** y canales en flexión sobre su eje menor	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
Elementos Atiesados	14	Almas de secciones en **T**	d/t	$0.84\sqrt{E/F_y}$	$1.03\sqrt{E/F_y}$	
	15	Almas de perfiles en **I** de simetría doble y canales	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	16	Almas de perfiles en **I** de simetría simple[23]	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Tabla F.2.2.4-1b (continuación)
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos a Compresión en Miembros a Flexión
(para aplicar en los numerales F.2.6 y F.2.15)

	Caso	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor		Ejemplos
Elementos Atiesados	17	Aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	18	Cubreplacas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	19	Almas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular	b/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	20	Perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular	D/t	$0.07\,E/F_y$	$0.31\,E/F_y$	

Para las tablas **F.2.2.4.1a** y **F.2.2.4.1b**:

(a) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76 (véanse los casos 2 y 4)

(b) $F_L = 0.7F_y$ para flexión sobre el eje de menor inercia, flexión sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma esbelta, y flexión sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma compacta o no compacta con $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$;

$F_L = F_y\left(S_{xt}/S_{xc}\right) \geq 0.5F_y$ para flexión sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma compacta o no compacta con $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ (véase el caso 11)

(c) M_y : momento de fluencia determinado con el módulo elástico mínimo de la sección (N-mm)

M_p : momento plástico de la sección (N-mm)

E : módulo de elasticidad del acero (MPa)

F_y : resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa)

F.2.2.4.2 — ***Espesor de Diseño de la Pared para Perfiles Tubulares Estructurales (PTE)*** — En los cálculos que involucren el espesor de la pared de un PTE, debe usarse un espesor de diseño, t, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por resistencia eléctrica (ERW), e igual al espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por arco sumergido (SAW).

En la producción de los tubos ASTM A500 y ASTM A53 Grado B se utiliza el proceso ERW. Los tubos calidad ASTM A53 Grado B pueden diseñarse usando las provisiones de este Capítulo para PTE circulares. El proceso de soldadura SAW se aplica en la producción de tubos con secciones transversales de dimensiones mayores que las permitidas por la norma ASTM A500.

F.2.2.4.3 — ***Determinación del área bruta y el área neta***

F.2.2.4.3.1 — ***Área bruta*** — El área bruta, A_g, de un miembro es el área total de la sección transversal.

F.2.2.4.3.2 — ***Área neta*** — El área neta, A_n, de un miembro es la suma de los productos del espesor por el ancho neto de cada uno de los elementos que componen su sección transversal, calculado teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Al calcular el área neta de los elementos solicitados por tensión y por cortante, el ancho de una perforación debe tomarse 1.6 mm más grande que la dimensión nominal de la perforación.

Para una cadena de perforaciones que se extienda sobre una línea en diagonal o en zigzag a través de un elemento, el ancho neto del elemento se obtendrá deduciendo del ancho total la suma de los diámetros o de las dimensiones de las ranuras (véase el numeral F.2.10.3.2) de todas las perforaciones en la cadena y sumando, por cada cambio de gramil en la cadena, la cantidad $s^2/4g$.

donde:
s = espaciamiento longitudinal centro a centro (paso) de dos perforaciones consecutivas, mm
g = espaciamiento transversal centro a centro entre las líneas de gramil, mm

Para perfiles angulares, la separación entre las líneas de gramil adyacentes sobre una y otra aleta se tomará igual a la suma de los gramiles a lado y lado de la arista menos el espesor del perfil.

Para un perfil tubular estructural (PTE) ranurado, soldado a una platina de conexión, el área neta, A_n, es igual al área bruta menos el producto del espesor del perfil por el ancho total de material removido para formar la ranura.

Al calcular el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no se considerará ningún aporte del metal de la soldadura al área neta.

Para miembros sin perforaciones, el área neta, A_n, se toma igual al área bruta, A_g.

Para platinas de empalme con perforaciones, el valor de A_n está limitado a un máximo de $0.85A_g$ según el numeral F.2.10.4.1(b).

F.2.2.5 — **FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD** — Los planos de taller, la fabricación, la pintura en planta y el montaje deben cumplir los requisitos estipulados en el numeral F.2.13, Fabricación y Montaje. El control de calidad y el aseguramiento de la calidad deben ajustarse a lo estipulado en el numeral F.2.14, Control de Calidad y Aseguramiento de la Calidad.

F.2.2.6 — **EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES** — Los requisitos para la evaluación de estructuras existentes se presentan en el numeral F.2.19, Evaluación de Estructuras Existentes.

F.2.3 — DISEÑO POR ESTABILIDAD

Este numeral presenta los requisitos para el diseño de estructuras por estabilidad. El enfoque que aquí se presenta es el del método de análisis directo; en el numeral F.2.21 se presentan métodos alternativos

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.3.1 — Requisitos Generales para el Diseño por Estabilidad
F.2.3.2 — Cálculo de la Resistencia Requerida
F.2.3.3 — Cálculo de la Resistencia Disponible

F.2.3.1 — REQUISITOS PARA EL DISEÑO POR ESTABILIDAD

Se debe asegurar la estabilidad para la estructura como un todo y para cada uno de sus elementos. El análisis deberá considerar los efectos que sobre la estabilidad de la estructura y sus elementos tiene cada uno de los siguientes factores: (1) las deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros, y cualesquier otras deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura; (2) los efectos de segundo orden (incluyendo los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$); (3) las imperfecciones geométricas; (4) la reducción de la rigidez de los miembros por efectos de

comportamiento inelástico; y (5) las incertidumbres en la rigidez y la resistencia. Todos los efectos dependientes de las cargas deberán ser calculados para las combinaciones de cargas mayoradas.

Se permite cualquier método racional de diseño por estabilidad que considere todos los factores enumerados arriba; incluyendo los métodos que se describen en los numerales F.2.3.1.1 y F.2.3.1.2.

Para estructuras diseñadas con base en un análisis inelástico, se deben satisfacer las provisiones del numeral F.2.15.

F.2.3.1.1 — ***Método de Análisis Directo*** — El método de diseño por análisis directo, que consiste en el cálculo de las resistencias requeridas de acuerdo con el numeral F.2.3.2 y el cálculo de las resistencias de diseño de acuerdo con el numeral F.2.3.3, se considera válido para todo tipo de estructuras.

F.2.3.1.2 — ***Métodos Alternos*** — El método de la longitud efectiva y el método de análisis de primer orden, que se presentan en el numeral F.2.21, son válidos como métodos alternos en lugar del método de análisis directo para estructuras que satisfagan las limitaciones que en dicho numeral se establecen.

F.2.3.2 — **CALCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS** — Para el método de diseño por análisis directo, las resistencias requeridas de los componentes de la estructura se determinarán a partir de un análisis realizado de acuerdo con el numeral F.2.3.2.1. Este análisis deberá incluir la consideración de imperfecciones iniciales de acuerdo con el numeral F.2.3.2.2 y ajustes de la rigidez de acuerdo con el numeral F.2.3.2.3.

F.2.3.2.1 — ***Requisitos Generales del Análisis*** — El análisis de la estructura deberá ajustarse a los siguientes requerimientos:

(1) El análisis tendrá en cuenta deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros, y cualesquier otras deformaciones en los componentes y conexiones que puedan contribuir a los desplazamientos de la estructura. El análisis incorporará las reducciones aplicables en todas las rigideces que se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura, según se especifica en el numeral F.2.3.2.3.

(2) Se ejecutará un análisis de segundo orden que considere tanto los efectos $P-\Delta$ como los efectos $P-\delta$, excepto que se permite despreciar los efectos $P-\delta$ en la respuesta de la estructura cuando se satisfacen las siguientes condiciones: (a) La estructura soporta las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales; (b) la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral F.2.2.3) es menor o igual que 1.7 para todos los pisos; y (c) no más de un tercio del total de las cargas de gravedad sobre la estructura está soportado por columnas que forman parte de pórticos resistentes a momento en la dirección de desplazamiento en consideración. Es necesario considerar en todos los casos los efectos $P-\delta$ para la evaluación de los miembros individuales bajo solicitaciones de compresión y flexión.

Se permite un análisis de segundo orden con efectos $P-\Delta$ únicamente (o sea despreciando los efectos $P-\delta$ en la respuesta de la estructura) bajo las condiciones enumeradas. El requerimiento de considerar los efectos $P-\delta$ al evaluar los miembros individuales puede ser satisfecho mediante la aplicación del factor B_1 definido en el numeral F.2.22.

Se permite el uso del método aproximado de análisis de segundo orden que se presenta en el numeral F.2.22 como método alterno en lugar de un análisis riguroso de segundo orden.

(3) El análisis considerará todas las cargas de gravedad y otras cargas aplicadas que tengan influencia en la estabilidad de la estructura.

Es importante incluir en el análisis todas las cargas de gravedad, incluyendo las cargas que actúan sobre columnas dependientes y sobre otros elementos que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

(4) El análisis de segundo orden se ejecutará para las combinaciones de cargas mayoradas.

F.2.3.2.2 — ***Consideración de las Imperfecciones Iniciales*** — El efecto de las imperfecciones iniciales en la estructura se tendrá en cuenta ya sea introduciendo directamente dichas imperfecciones en el modelo para el análisis según se especifica en el numeral F.2.3.2.2.1 o aplicando cargas ficticias según se especifica en la sección F.2.3.2.2.2.

Las imperfecciones que se consideran en este numeral son aquellas relativas a los puntos de intersección de miembros. En estructuras de edificios típicas, la imperfección más importante de este tipo es el desplome de las columnas. En este numeral no se trata la desviación de la rectitud inicial de los miembros individuales; ella se tiene en cuenta en las provisiones de diseño para miembros a compresión del numeral F.2.5 y no necesita ser considerada explícitamente en el análisis siempre y cuando esté dentro de los límites definidos en el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC).

F.2.3.2.2.1 — ***Modelado Directo de las Imperfecciones*** — En todos los casos, es permisible incorporar el efecto de las imperfecciones iniciales a través de la inclusión directa de dichas imperfecciones en el análisis. La estructura se analizará con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones nominales. La magnitud de los desplazamientos iniciales será la máxima considerada en el diseño; el patrón de los desplazamientos iniciales será tal que produzca el máximo efecto desestabilizador.

Al modelar las imperfecciones se deben considerar desplazamientos iniciales que correspondan a una silueta deformada similar a la producida por las cargas aplicadas y a las siluetas asociadas a los modos de pandeo previstos. La magnitud de dichos desplazamientos iniciales se debe basar en las tolerancias de construcción, según se especifica en el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC), o en las magnitudes reales de las imperfecciones cuando sean conocidas.

En el análisis de estructuras que soportan las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales, donde la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral F.2.3.2.3) es igual o menor que 1.7 para todos los pisos, se permite incluir las imperfecciones iniciales únicamente en el análisis de las combinaciones que incluyen exclusivamente cargas de gravedad y no incluirlas en el análisis de las combinaciones que incluyen cargas laterales aplicadas.

F.2.3.2.2.2 — ***Uso de Cargas Ficticias para Representar las Imperfecciones*** — Para estructuras que soportan las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales, se permite usar cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones iniciales, de acuerdo con los requisitos de esta sección. Las cargas ficticias se aplicarán a un modelo basado en la geometría nominal de la estructura.

El concepto de carga ficticia es aplicable a todo tipo de estructuras, pero los requisitos específicos de los numerales F.2.3.2.2.2(1) a F.2.3.2.2.2(4) son aplicables únicamente a estructuras de las características particulares descritas arriba.

(1) Las cargas ficticias se aplicarán como cargas laterales en todos los niveles, en adición a otras cargas laterales cuando las haya. Estas cargas se aplicarán en todas las condiciones de carga, excepto como se indica en el punto (4) abajo. La magnitud de la carga ficticia será:

$$N_i = 0.002Y_i \qquad \text{(F.2.3.2-1)}$$

donde:
N_i = carga lateral ficticia aplicada en el nivel i, N
Y_i = carga gravitacional aplicada en el nivel i para el caso de carga en consideración, N

Las cargas ficticias pueden generar cortantes ficticios adicionales en la base de la estructura, usualmente de magnitud pequeña. Los valores correctos de las reacciones horizontales en las fundaciones pueden obtenerse aplicando en la base de la estructura una fuerza horizontal adicional, de igual magnitud y sentido contrario a la suma de todas las cargas ficticias aplicadas, y distribuida entre los elementos que resisten las cargas

verticales en proporción a las cargas de gravedad soportadas por dichos elementos. Las cargas ficticias pueden igualmente generar efectos de volcamiento adicionales, que en este caso no son ficticios.

(2) En cualquier nivel, la carga virtual, N_i, se distribuirá de la misma manera que las cargas de gravedad en dicho nivel. Las cargas ficticias se aplicarán en la dirección en que produzcan el máximo efecto desestabilizador.

Para la mayoría de las estructuras de edificios, el requisito relativo a la dirección de aplicación de las cargas ficticias se puede satisfacer como sigue:

- *para las combinaciones de cargas que no incluyan cargas laterales, considerar dos direcciones ortogonales alternativas, y para cada una de estas direcciones considerar la acción de las cargas ficticias en uno y otro sentido, tomando simultáneamente la misma dirección y sentido en todos los niveles;*
- *para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, aplicar todas las cargas ficticias en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en la combinación respectiva.*

(3) El coeficiente usado en la expresión de la carga virtual, fórmula F.2.3.2-1, igual a 0.002, se basa en la suposición de que existe un desplome inicial de 1/500 en cada nivel. Cuando de manera justificada se pueda suponer un desplome más pequeño, el coeficiente de carga ficticia se puede ajustar proporcionalmente.

El valor de 1/500 corresponde al máximo desplome de una columna permitido por el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, ICONTEC. En algunos casos pueden controlar otras tolerancias especificadas, como las relativas a la posición de las columnas en planta, y pueden requerirse tolerancias más estrechas en la verticalidad de las columnas.

(4) En estructuras donde la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral F.2.2.3) es igual o menor que 1.7 para todos los pisos, se permite aplicar las cargas ficticias, N_i, para las combinaciones de cargas gravitacionales únicamente, y no aplicarlas en combinación con otras cargas laterales.

F.2.3.2.3 — ***Reducción de la Rigidez*** — En el análisis de la estructura para obtener las resistencias requeridas de los componentes se usarán rigideces reducidas, como sigue:

(1) Se aplicará un factor de 0,8 a los valores de todos los parámetros de rigidez que se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura. Es aceptable extender la aplicación de este factor de reducción a todos los parámetros de rigidez de la estructura.

El aplicar la reducción de la rigidez a unos miembros y no aplicarla a otros puede, en algunos casos, resultar en una distorsión artificial de la estructura bajo carga y llevar a una redistribución no deseada de las fuerzas. Esto puede evitarse mediante la aplicación de la reducción a todos los miembros, incluyendo aquéllos que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.

(2) Un factor adicional, τ_b, se aplicará a la rigidez flexional de todos los miembros cuyas rigideces flexionales se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura.

(a) Cuando $P_u/P_y \le 0.5$

$$\tau_b = 1.0 \qquad \text{(F.2.3.2-2a)}$$

(b) Cuando $P_u/P_y > 0.5$

$$\tau_b = 4\left[P_u/P_y\left(1 - P_u/P_y\right)\right] \qquad \text{(F.2.3.2-2b)}$$

donde:

F_{cr} = resistencia requerida a compresión axial, N

$P_y = AF_y$, resistencia a la fluencia del miembro, N

Tomadas conjuntamente, las condiciones (1) y (2) requieren usar en el análisis $0.8\tau_b$ veces la rigidez flexional elástica nominal, y 0.8 veces las otras rigideces elásticas nominales, para los miembros estructurales de acero.

(3) En estructuras en las cuales sea aplicable el numeral F.2.3.2.2.2, en lugar de usar $\tau_b < 1.0$ donde se tenga $P_u/P_y > 0.5$, se permite usar $\tau_b = 1.0$ para todos los miembros, siempre y cuando se aplique en todos los niveles una carga ficticia igual a $0.001Y_i$, con Y_i como se define en el numeral F.2.3.2.2.2(1), y con la dirección especificada en la sección F.2.3.2.2.2(2), en todas las combinaciones de cargas. Estas cargas ficticias se aplicarán en adición a aquéllas usadas para tener en cuenta las imperfecciones iniciales y no estarán sujetas a lo estipulado en el numeral F.2.3.2.2.2(4).

(4) Donde se considere que algunos componentes en materiales distintos de acero estructural contribuyen a la estabilidad de la estructura y las respectivas secciones de este Reglamento requieran una mayor reducción en la rigidez para dichos materiales, deberán aplicarse tales reducciones de rigidez a esos componentes.

F.2.3.2 — **CALCULO DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO** — Para el método de diseño por análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calcularán de acuerdo con las provisiones de los numerales F.2.4, F.2.5, F.2.6, F.2.7, F.2.8, F.2.9, F.2.10 y F.2.11, según sean aplicables, sin otras consideraciones por estabilidad global de la estructura, El factor de longitud efectiva, K, se tomará igual a 1.0 para todos los miembros, excepto cuando a través de un análisis racional se pueda justificar un valor menor.

Cuando se tienen elementos diseñados para funcionar como riostras que determinan la longitud no arriostrada de vigas y columnas, el sistema de arriostramiento que ellos conforman debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el desplazamiento del miembro en los puntos de arriostramiento.

Los métodos para satisfacer los requerimientos del arriostramiento se presentan en el numeral F.2.20, Arriostramiento para Vigas y Columnas. Los requisitos del numeral F.2.20 no son aplicables a elementos de arriostramiento que se incluyen en el análisis global de la estructura como parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

F.2.4 — DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN

Este numeral se aplica a miembros solicitados por tensión axial causada por fuerzas estáticas que actúan a lo largo del eje centroidal.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.4.1 — Límites de Esbeltez
F.2.4.2 — Resistencia de diseño a tensión
F.2.4.3 — Área Neta Efectiva
F.2.4.4 — Miembros Armados
F.2.4.5 — Miembros Conectados con Pasadores
F.2.4.6 — Barras de Ojo

Para casos no incluidos en este numeral, se aplican los siguientes numerales:

- F.2.2.3.10 Miembros solicitados por cargas de fatiga
- F.2.8 Miembros solicitados por tensión axial y flexión combinadas.
- F.2.10.3 Barras roscadas
- F.2.10.4.1 Elementos de conexión solicitados por tensión
- F.2.10.4.3 Resistencia al desgarramiento en bloque en conexiones de extremo de miembros solicitados por tensión

F.2.4.1 — **LÍMITES DE ESBELTEZ** — No se establece un límite máximo para la relación de esbeltez de miembros a tensión.

Para miembros cuyo diseño se basa en solicitaciones a tensión, la relación de esbeltez preferiblemente no debe exceder de 300. Esta recomendación no se aplica a varillas o pendolones a tensión.

F.2.4.2 — **RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN** — La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión, $\phi_t P_n$, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta.

(a) Para fluencia por tensión sobre el área bruta:

$$P_n = F_y A_g \qquad \text{(F.2.4.2-1)}$$
$$\phi_t = 0.90$$

(b) Para rotura por tensión sobre el área neta:

$$P_n = F_u A_e \qquad \text{(F.2.4.2-2)}$$
$$\phi_t = 0.75$$

donde:

A_e = área neta efectiva, mm^2

A_g = área bruta del miembro, mm^2

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado, MPa

F_u = resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero usado, MPa

Para miembros sin perforaciones conectados completamente por soldaduras, el área neta efectiva para la fórmula F.2.4.2-2 se tomará según el numeral F.2.4.3. Al aplicar la misma fórmula para miembros que incluyen perforaciones y se conectan en sus extremos mediante soldaduras, y en conexiones con soldaduras de tapón o de ranura, se tomará el área neta efectiva a través de las perforaciones.

F.2.4.3 — **AREA NETA EFECTIVA**

El área bruta, A_g, y el área neta, A_n, de un miembro a tensión se determinarán según se especifica en el numeral F.2.2.4.3.

El área neta efectiva de un miembro a tensión se calcula como sigue:

$$A_e = A_n U \qquad \text{(F.2.4.3-1)}$$

donde el factor de reducción por rezago de cortante, U, se calcula como se muestra en la tabla F.2.4.3-1.

Para secciones abiertas tales como W, M, S, C, HP, WT, ST o similares y ángulos sencillos o dobles, no se requiere tomar un valor de U, el factor por rezago de cortante, menor que la relación entre el área bruta de los elementos conectados y el área bruta de la sección. Esta provisión no se aplica a secciones cerradas, tales como perfiles tubulares estructurales (PTE) ni a platinas.

Para platinas de empalme con perforaciones, el valor de A_n está limitado a un máximo de $0.85A_g$ según el numeral F.2.10.4.1(b).

Tabla F.2.4.3-1
Factores por Rezago de Cortante para Conexiones en Miembros a Tensión

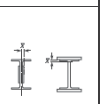
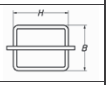
Caso	Descripción del elemento		Factor por rezago de cortante U	Ejemplos
1	Todos los miembros a tensión donde la carga se transmita directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras (excepto para los casos 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	
2	Todos los miembros a tensión, excepto platinas y PTE, donde la carga de tensión se transmita a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras longitudinales, o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales (para perfiles W, M, S, HP y perfiles laminados similares se puede aplicar alternativamente el caso 7. Para ángulos se puede aplicar el caso 8).		$U = 1 - \bar{x}/\ell$	
3	Todos los miembros a tensión donde la fuerza se transmita mediante soldaduras transversales únicamente a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal		$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos conectados directamente	
4	Platinas donde la fuerza de tensión se transmita mediante soldaduras longitudinales únicamente.		$\ell \ge w$ $U = 1.0$ $2w > \ell \ge 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > \ell \ge w$ $U = 0.75$	
5	PTE circulares con platina de conexión única y concéntrica		$\ell \ge 1.3D$ $U = 1.0$ $D \le \ell < 1.3D$ $U = 1 - \bar{x}/\ell$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	PTE rectangulares	con platina de conexión única y concéntrica	$\ell \ge H$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$ $U = 1 - \bar{x}/\ell$	
		con dos platinas de conexión laterales	$\ell \ge H$ $U = 1 - \bar{x}/\ell$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S, HP o perfiles laminados similares, y perfiles T derivados de ellos (se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor)	conexión por las aletas, con 3 ó más pernos por línea en dirección de la carga	$b_f \ge 2/3d$ $U = 0.90$ $b_f < 2/3d$ $U = 0.85$	
		conexión por el alma, con 4 o más pernos por línea en dirección de la carga	$U = 0.70$	

Tabla F.2.4.3-1(continuación)
Factores por Rezago de Cortante para Conexiones en Miembros a Tensión

Caso	Descripción del elemento		Factor por rezago de cortante U	Ejemplos
8	Ángulos simples (se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor)	Con 4 ó más pernos por línea en dirección de la carga	$U = 0.80$	
		Con 3 pernos por línea en dirección de la carga (para menos de 3 pernos por línea en dirección de la carga usar el caso 2)	$U = 0.60$	

l = longitud de la conexión, mm
w = ancho de la platina, mm
$\bar{x}$ = excentricidad de la conexión, mm
B = ancho total de un miembro en PTE rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión, mm
H = peralte de un miembro en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm

F.2.4.4 — MIEMBROS ARMADOS — Cuando se usan una platina y un perfil, o dos platinas, en contacto continuo, el espaciamiento longitudinal de los conectores entre los dos elementos debe cumplir con las limitaciones dadas en el numeral F.2.10.3.5.

Se pueden utilizar tanto cubreplacas perforadas como presillas sin diagonales en las caras abiertas de miembros armados solicitados por tensión. Las presillas deben tener una longitud no inferior a 2/3 de la distancia entre las líneas de soldaduras o de pernos que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de dichas presillas no será inferior a 1/50 de la distancia entre dichas líneas. El espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes o pernos en las presillas no debe exceder de 150 mm

Preferiblemente, el espaciamiento longitudinal de los conectores debe ser tal que la relación de esbeltez de cualquier componente entre uno y otro conector no sea superior a 300.

F.2.4.5 — MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

F.2.4.5.1 — ***Resistencia a tensión*** — La resistencia de diseño a tensión, $\phi_t P_n$, para los miembros conectados con pasadores, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de rotura por tensión, rotura por cortante, aplastamiento y fluencia.

(a) Para rotura por tensión sobre el área neta efectiva:

$$P_n = 2tb_e F_u \qquad \text{(F.2.4.5-1)}$$
$$\phi_t = 0.75$$

(b) Para rotura por cortante sobre el área efectiva:

$$P_n = 0.60 F_u A_{sf} \qquad \text{(F.2.4.5-2)}$$
$$\phi_{sf} = 0.75$$

donde:

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$, área sobre la trayectoria de la falla a cortante, mm^2
a = distancia más corta entre el borde del agujero del pasador y el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm
$b_e = 2t + 16$, mm, pero no mayor que la distancia real entre el borde del agujero y el borde de la pieza, medida en dirección normal a la fuerza aplicada
d = diámetro del pasador, mm
t = espesor de la platina, mm

(c) Para aplastamiento sobre el área proyectada del pasador, véase el numeral F.2.10.7

(d) Para fluencia sobre la sección total, véase el numeral F.2.4.2(a).

F.2.4.5.2 — ***Requisitos dimensionales*** — El agujero del pasador debe localizarse, sobre la dirección normal a la fuerza aplicada, en posición equidistante entre los bordes del miembro. Cuando se espere que el pasador permita el movimiento relativo entre las partes conectadas baja la acción de la carga total, el diámetro de la perforación no debe exceder en más de 1 mm al diámetro del pasador.

La platina debe tener, a la altura del agujero del pasador, un ancho no menor que $2b_e + d$ y debe extenderse más allá del extremo de contacto del agujero, en dirección paralela al eje del miembro, en una longitud "**a**" no menor que $1.33b_e$.

Las esquinas más allá del agujero del pasador pueden cortarse a 45º con respecto al eje del miembro, siempre que el área neta mas allá de la perforación del pasador, sobre un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida mas allá de la perforación del pasador en dirección paralela al eje del miembro.

F.2.4.6 — BARRAS DE OJO

F.2.4.6.1 — ***Resistencia a tensión*** — La resistencia de diseño a tensión para barras de ojo se debe determinar de acuerdo con el numeral F.2.4.2, tomando A_g como el área de la sección transversal del cuerpo de la barra.

Para efectos de cálculo, el ancho del cuerpo de la barra de ojo no se tomará mayor que ocho veces su espesor.

F.2.4.6.2 — ***Requisitos dimensionales*** — Las barras de ojo deben ser de espesor uniforme, sin refuerzo en los huecos de pasador, y tener cabeza circular de periferia concéntrica con el agujero del pasador.

El radio de la transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra de ojo no debe ser menor que el diámetro de la cabeza

El diámetro del pasador no debe ser menor que 7/8 del ancho del cuerpo de la barra de ojo, y el diámetro del agujero del pasador no debe exceder en más de 1 mm al diámetro del pasador.

Para aceros con F_y superior a 485 MPa, el diámetro del agujero no debe exceder de cinco veces el espesor de la platina y el ancho del cuerpo de la barra de ojo se debe reducir proporcionalmente

Se permite un espesor de menos de 13 mm sólo si se proporcionan tuercas externas que permitan apretar las platinas del pasador y las platinas de relleno de manera que queden en contacto firme. El ancho entre el borde del agujero y el borde de la platina, medido perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada, debe ser mayor que 2/3 del ancho del cuerpo de la barra de ojo, pero para efectos de cálculo se tomará como máximo los ¾ de dicho ancho del cuerpo de la barra de ojo.

F.2.5 — DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

Este numeral se aplica a miembros solicitados por compresión axial a través del eje centroidal.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.5.1 — Provisiones Generales
F.2.5.2 — Longitud Efectiva
F.2.5.3 — Pandeo por Flexión de Miembros sin Elementos Esbeltos
F.2.5.4 — Pandeo por Torsión y Pandeo por Flexo-Torsión de Miembros sin Elementos Esbeltos
F.2.5.5 — Miembros en Ángulo Sencillo a Compresión
F.2.5.6 — Miembros Armados
F.2.5.7 — Miembros con Elementos Esbeltos

Para casos no incluidos en este numeral, se aplican los siguientes numerales:

- *F.2.8.1 a F.2.8.3: Miembros solicitados por compresión axial y flexión combinadas.*
- *F.2.8.4: Miembros solicitados por compresión axial y torsión.*
- *F.2.10.4.4: Resistencia de diseño a compresión de elementos de conexión*
- *F.2.9.2: Miembros de sección compuesta cargados axialmente*

F.2.5.1 — PROVISIONES GENERALES — La resistencia de diseño a compresión se tomará igual a $\phi_c P_n$, donde:

$\phi_c = 0.90$

y

P_n, la resistencia nominal a compresión, será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión

La tabla F.2.5.1-1 que se presenta a continuación sirve como guía para identificar los numerales aplicables a distintos tipos de secciones:

Tabla F.2.5.1-1
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión

Sección Transversal	Sin Elementos Esbeltos		Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados límites	Numeral Aplicable	Estados límites
	F.2.5.3 F.2.5.4	PF PT	F.2.5.7	PL PF PT
	F.2.5.3 F.2.5.4	PF PFT	F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.3	PF	F.2.5.7	PL PF
	F.2.5.3	PF	F.2.5.7	PL PF
	F.2.5.3 F.2.5.4	PF PFT	F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.6 F.2.5.3 F.2.5.4	PF PFT	F.2.5.6 F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.5		F.2.5.5	

Tabla F.2.5.1-1 (continuación)
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión

Sección Transversal	Sin Elementos Esbeltos		Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados límites	Numeral Aplicable	Estados límites
	F.2.5.3	PF	N.A.	N.A.
Formas no simétricas distintas de ángulos sencillos	F.2.5.4	PFT	F.2.5.7	PL PFT

Nomenclatura:
PF = Pandeo por Flexión
PT = Pandeo por Torsión
PFT = Pandeo por Flexo-Torsión
PL = Pandeo local

F.2.5.2 — LONGITUD EFECTIVA — El factor de longitud efectiva, K, para el cálculo de la esbeltez de la columna, KL/r, se determinará con base en el numeral F.2.3, o en el numeral F.2.21, con:

L = longitud no arriostrada del miembro en el plano en que se considera el pandeo, mm
r = radio de giro asociado al modo de pandeo considerado, mm

Preferiblemente, la relación de esbeltez, KL/r, para miembros diseñados por compresión no debe exceder de 200.

F.2.5.3 — PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS — Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

Cuando la longitud no arriostrada contra la torsión es mayor que la longitud no arriostrada contra la flexión, el numeral F.2.5.4 puede controlar el diseño de columnas de aletas anchas y otras secciones similares.

La resistencia nominal a compresión, P_n, para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(F.2.5.3-1)}$$

donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr}, se calcula como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\left(F_e \ge 0.44F_y\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right]F_y \qquad \text{(F.2.5.3-2)}$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\left(F_e < 0.44F_y\right)$

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad \text{(F.2.5.3-3)}$$

donde:
F_e = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado según la fórmula F.2.5.3-4, el numeral F.2.21.2.3(b), o mediante un análisis de pandeo elástico, según sea aplicable, MPa.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \qquad \text{(F.2.5.3-4)}$$

Las dos fórmulas para el cálculo de los límites de aplicabilidad de los casos F.2.5.3(a) y F.2.5.3(b), una basada en KL/r y la otra basada en F_e, producen el mismo resultado.

F.2.5.4 — PANDEO POR TORSIÓN Y PANDEO POR FLEXO-TORSIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS — Este numeral se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas, sin elementos esbeltos según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. En el caso de ángulos sencillos, deberán aplicarse estos requisitos cuando $b/t > 20$.

La resistencia nominal a compresión, P_n, para los estados límites de pandeo por flexo-torsión y pandeo por torsión, se determinará como sigue:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(F.2.5.4-1)}$$

con el esfuerzo crítico, F_{cr}, calculado como sigue:

(a) Para miembros a compresión en ángulos dobles dispuestos en T con una separación tal que la constante de alabeo C_w es despreciable, y secciones en T:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \qquad \text{(F.2.5.4-2)}$$

donde F_{cry} se toma como el F_{cr} de la fórmula F.2.5.3-2 ó la F.2.5.3-3, para pandeo por flexión alrededor de eje de simetría "y", con $KL/r = KL/r_y$ para secciones en T, y con $KL/r = (KL/r)_m$ según el numeral F.2.5.6 para ángulos dobles dispuestos en T, y

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \qquad \text{(F.2.5.4-3)}$$

(b) Para todos los demás casos, F_{cr} se determinará según la fórmula F.2.5.3-2 ó la F.2.5.3-3, usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión o por flexo-torsión, F_e, calculado como sigue:

(i) para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(F.2.5.4-4)}$$

(ii) Para miembros de simetría simple donde "y" es el eje de simetría, incluidos ángulos dobles distanciados de manera que la constante de alabeo C_w no es despreciable:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad \text{(F.2.5.4-5)}$$

(iii) Para miembros no simétricos, F_e, es la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \qquad \text{(F.2.5.4-6)}$$

donde:

A_g = area bruta del miembro, mm^2
C_w = constante de alabeo, mm^6

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_x^2} \qquad \text{(F.2.5.4-7)}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_y^2} \qquad \text{(F.2.5.4-8)}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(KL)_z^2} + GJ\right)\frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \qquad \text{(F.2.5.4-9)}$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \qquad \text{(F.2.5.4-10)}$$

I_x, I_y = momentos de inercia alrededor de los ejes principales, mm^4
J = constante torsional, mm^4
K_x = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre el eje x
K_y = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre el eje y
K_z = factor de longitud efectiva para pandeo por torsión
x_o, y_o = coordenadas del centro de cortante medidas desde el centroide, mm
$\bar{r}_o$ = radio polar de giro alrededor del centro de corte, mm

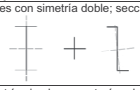
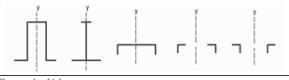
$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \qquad \text{(F.2.5.4-11)}$$

r_x = rdio de giro alrededor del eje "x", mm
r_y = radio de giro alrededor del eje "y", mm

Para secciones en I con simetría doble, C_w puede tomarse como $I_y h_o^2/4$, donde h_o es la distancia entre los centroides de las aletas.

La tabla F.2.5.4-1 se suministra como guía para la aplicación de las fórmulas F.2.5.4-2 a F.2.5.4-6.

Tabla F.2.5.4-1
Selección de las fórmulas aplicables para Pandeo por Torsión y Pandeo por Flexo-Torsión

Tipo de Sección Transversal	Caso de sección F.2.5.4	Fórmula a aplicar
Ángulos dobles dispuestos en T con C_w despreciable y secciones en T	(a)	F.2.5.4-2 y F.2.5.4-3
Todas las secciones con simetría doble; secciones en Z 	(b)(i)	F.2.5.4-4
Secciones de simetría simple, excepto ángulos dobles dispuestos en T con C_w despreciable y secciones en T 	(b)(ii)	F.2.5.4-5
Perfiles asimétricos	(b)(iii)	F.2.5.4-6

F.2.5.5 — MIEMBROS EN ÁNGULO SENCILLO A COMPRESIÓN — La resistencia nominal a compresión, P_n, de miembros en perfil angular sencillo cargados axialmente se determinará de acuerdo con el numeral F.2.5.3 o el numeral F.2.5.7, según corresponda. Para perfiles angulares sencillos con $b/t > 20$ se debe aplicar además el numeral F.2.5.4.

Se pueden despreciar los efectos de la excentricidad de la carga en un perfil angular, y evaluarlos como miembros cargados axialmente, dadas las siguientes condiciones:

(1) las fuerzas de compresión se aplican a través de la misma aleta en ambos extremos del miembro;
(2) los miembros se conectan por soldaduras o como mínimo por dos pernos en cada extremo; y
(3) no se aplican cargas transversales intermedias.

y usando una relación de esbeltez efectiva, Kl/r, calculada como se describe en los literales (a) y (b) a continuación:

(i) Para ángulos de aletas iguales, o ángulos de aletas desiguales conectados por su aleta mayor, que se utilicen como miembros individuales o como miembros del diagonalado de una armadura plana en la cual los miembros adyacentes del diagonalado se conecten por la misma cara de la platina de conexión o del miembro principal:

Cuando $\frac{L}{r_x} \le 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x} \qquad \text{(F.2.5.5-1)}$$

Cuando $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x} \qquad \text{(F.2.5.5-2)}$$

La fórmula F.2.5.5-2 es válida para KL/r menor o igual que 200.

Para ángulos de aletas desiguales con una relación de anchos de aletas inferior a 1,7 que se conecten por la aleta menor, el valor KL/r de las fórmulas F.2.5.5-1 y F.2.5.5-2 debe ser incrementado sumándole $4\left[(b_1/b_s)^2 - 1\right]$, sin que en ningún caso KL/r del miembro se tome menor que $0.95L/r_z$.

(ii) Para ángulos de aletas iguales, o ángulos de aletas desiguales conectados por su aleta mayor, que se utilicen como miembros del diagonalado de armaduras en cajón o armaduras espaciales en las cuales los miembros adyacentes del diagonalado se conecten por la misma cara de la platina de conexión o del miembro principal:

Cuando $\frac{L}{r_x} \le 75$

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8\frac{L}{r_x} \qquad \text{(F.2.5.5-3)}$$

Cuando $\frac{L}{r_x} > 75$

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \qquad \text{(F.2.5.5-4)}$$

La fórmula F.2.5.5-4 es válida para KL/r menor o igual que 200.

Para ángulos de aletas desiguales con una relación de anchos de aletas inferior a 1,7 y conectados por la aleta menor, el valor KL/r de las fórmulas F.2.5.5-3 y F.2.5.5-4 debe ser incrementado sumándole $6\left[(b_1/b_s)^2 - 1\right]$, sin que en ningún caso KL/r del miembro se tome menor que $0.82L/r_z$,

donde:

L = longitud del miembro medida entre los puntos de trabajo sobre el eje del miembro principal de la armadura, mm
b_1 = aleta mayor del perfil angular, mm
b_s = aleta menor del perfil angular, mm
r_x = radio de giro alrededor del eje geométrico paralelo a la aleta conectada, mm
r_z = radio de giro para el eje principal menor, mm

Los miembros en perfil angular sencillo con condiciones en los extremos distintas de las descritas en los numerales F.2.5.5(a) y F.2.5.5(b), con una relación de anchos de aletas superior a 1,7, o con aplicación de cargas transversales, deben ser evaluados para la combinación de carga axial y flexión de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.8.

F.2.5.6 — MIEMBROS ARMADOS

F.2.5.6.1 — ***Resistencia de diseño a compresión*** — Esta sección se aplica a miembros ensamblados compuestos por dos o más perfiles que pueden (a) estar conectados entre sí con pernos o soldaduras, o (b) conformar una sección con por lo menos un lado abierto, sobre el cual los perfiles se interconectan por cubreplacas perforadas o por diagonalado y presillas, Las conexiones de extremo deberán ser soldadas o conectadas por medio de pernos pretensionados con superficies de contacto Clase A o Clase B.

En los extremos de un miembro ensamblado a compresión es aceptable usar conexiones pernadas, con los pernos diseñados a aplastamiento para la carga total a compresión; sin embargo, los pernos deben ser pretensionados aun cuando las condiciones de servicio no requieran una conexión de deslizamiento crítico.

La resistencia nominal a compresión de miembros armados compuestos por dos o más perfiles conectados entre sí mediante pernos o soldaduras, se calculará de acuerdo con los numerales F.2.5.3, F.2.5.4 o F.2.5.7, aplicando la siguiente modificación. Si el modo de pandeo genera en los perfiles individuales deformaciones que producen fuerzas cortantes en los elementos que los conectan, KL/r se reemplazará por $(KL/r)_m$ determinada como sigue, cuando no se efectúe un análisis más exacto:

(a) Para conectores intermedios con pernos en condición de apriete ajustado:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad \text{(F.2.5.6-1)}$$

(b) Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados, sin incluir ángulos dobles distanciados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82\frac{\alpha^2}{\left(1+\alpha^2\right)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad \text{(F.2.5.6-2)}$$

(c) Para ángulos dobles distanciados con conectores soldados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \frac{\alpha^2}{\left(1+\alpha^2\right)}\left[0.82\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2 + 1.65\frac{A_b a l_b^2}{I_b} + 51.32\frac{\text{an}A_b}{L_b A_b}\right]} \qquad \text{(F.2.5.6-3)}$$

donde:

$(KL/r)_m$ = ebeltez modificada para el miembro armado
$(KL/r)_o$ = esbeltez del miembro armado, tratado como una unidad en la dirección de pandeo considerada
a = distancia entre conectores, mm
r_i = radio mínimo de giro de un componente individual, mm
r_{ib} = radio de giro de un componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, mm
α = relación de separación $= h/2r_{ib}$
h = distancia entre los centroides de los componentes individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, mm
A_b = área de un ángulo, mm^2
L_b = longitud del conector medida entre los centroides de los ángulos, mm
I_b = inercia del conector asociada a la flexión en el plano de los dos ángulos conectados, mm^4
n = factor de forma para deformaciones por cortante
= 3.33 para conectores en perfil angular
= 1.2 para conectores de sección rectangular

= 1.11 para conectores circulares
A_b = área del conector, mm^2

F.2.5.6.2 — ***Requisitos dimensionales*** — Los componentes individuales de miembros a compresión compuestos por dos o más perfiles deberán conectarse entre sí a intervalos "a" tales que la relación de esbeltez efectiva Ka/r_i de cada uno de los componentes, tomada entre conectores, no exceda las ¾ partes de la relación de esbeltez que controla para el miembro armado. Se debe utilizar el menor radio de giro, r_i, para calcular la relación de esbeltez de cada componente.

Las conexiones en los extremos deben ser soldadas o con pernos pretensionados, y las superficies de contacto deberán ser Clase A o Clase B, sin que esta condición excluya la posibilidad de diseñar la conexión pernada de extremo con base en que los pernos trabajen a aplastamiento.

En un extremo de un miembro armado solicitado por compresión que se apoye sobre una placa de base o una superficie cepillada, todos los componentes en contacto uno con otro deberán conectarse entre sí por soldaduras que tengan una longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por pernos sobre una distancia igual a 1½ veces el ancho máximo del miembro y espaciados longitudinalmente a cuatro diámetros como máximo.

A lo largo del tramo comprendido entre las conexiones de extremo requeridas arriba para un miembro armado solicitado por compresión, el espaciamiento longitudinal entre las soldaduras intermitentes o los pernos debe ser apropiado para proveer la transferencia de las fuerzas calculadas. Los límites para el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo, ya sean una platina y un perfil o dos platinas, se definen en el numeral F.2.10.3.5. Cuando se tengan platinas sobrepuestas como parte de un miembro armado solicitado por compresión y se usen como conectores soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes, o pernos sobre todas las líneas de gramil en cada sección, el espaciamiento máximo no debe exceder de $0.75\sqrt{E/F_y}$ veces el espesor de la platina sobrepuesta más delgada, ni 305 mm. Cuando los pernos están dispuestos en forma alternada, el espaciamiento máximo sobre cada línea de gramil no debe exceder $1.12\sqrt{E/F_y}$ veces el espesor de la platina sobrepuesta más delgada ni 460 mm.

Los lados abiertos de miembros armados solicitados por compresión, compuestos por platinas o perfiles, estarán provistos de cubreplacas continuas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso. Se puede contar con que el ancho no soportado de tales cubreplacas a la altura de los agujeros de acceso, según se define en el numeral F.2.2.4.1, contribuya a la resistencia de diseño del miembro, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(1) La relación ancho-espesor debe cumplir con las limitaciones del numeral F.2.2.41.

Es conservador tomar el límite del Caso 7 de la tabla F.2.2.4-1a con el ancho, b, tomado como la distancia transversal entre las líneas de conectores más próximas. El área neta de la cubreplaca se toma donde se encuentra el agujero más ancho. En lugar de este enfoque, el límite en la relación ancho/espesor puede ser obtenido mediante análisis.

(2) La relación entre la longitud (en la dirección del esfuerzo) y el ancho del agujero no debe exceder de 2.0.

(3) La distancia libre entre agujeros en la dirección del esfuerzo no debe ser menor que la distancia transversal entre las líneas más próximas de pernos o soldaduras de conexión.

(4) El radio mínimo en cualquier punto de la periferia de los agujeros deber ser de 38 mm.

Como alternativa para las cubreplacas perforadas se permite el uso de una celosía, disponiendo presillas en los extremos y en puntos intermedios donde la celosía se interrumpa. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En miembros principales solicitados por esfuerzos calculados, las presillas de los extremos tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. Las presillas intermedias tendrán una longitud no menor que la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no debe ser menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de soldadura o de pernos que las conectan a los componentes de los miembros. En construcción soldada, la longitud total de soldadura

sobre cada línea de conexión de una presilla no debe ser menor que 1/3 la longitud de la presilla. En construcción pernada, el espaciamiento entre pernos en las presillas, medido en la dirección del esfuerzo, no debe ser mayor que 6 diámetros, con un mínimo de 3 pernos de conexión entre la presilla y cada componente.

Los elementos de la celosía, incluyendo platinas, ángulos, canales u otros perfiles que la conformen, deberán espaciarse de tal forma que la relación L/r del componente incluido entre los puntos de conexión no exceda las tres cuartas partes de la esbeltez que rige el diseño del miembro como un todo. La celosía se diseñará para que suministre una resistencia a fuerza cortante, en dirección normal al eje del miembro, igual al 2% de la resistencia de diseño a compresión del miembro. La relación L/r de las barras de la celosía no excederá de 140 en sistemas sencillos, ni de 200 en celosías dobles. Las barras de celosías dobles se conectarán en sus intersecciones. Para las barras de celosía solicitadas por compresión, L puede tomarse como la longitud sin soporte entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro armado en el caso de una celosía sencilla, y como el 70% de dicha longitud en el caso de una celosía doble.

La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del miembro será, preferiblemente, no inferior a 60° para celosía sencilla y a 45° para celosías dobles. Siempre que la distancia entre las líneas de soldadura o de conectores en los componentes sea superior a 380 mm, será preferible utilizar celosías dobles o perfiles angulares.

Para requisitos adicionales del espaciamiento, véase el numeral F.2.10.3.5

F.2.5.7 — MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS — Este numeral se aplica a miembros a compresión cuya sección incluye elementos esbeltos, según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

La resistencia nominal a compresión, P_n, se determinará con base en los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión, como el producto:

$$P_n = F_{cr}A_g \qquad \text{(F.2.5.7-1)}$$

donde F_{cr} se calcula como sigue:

(a) Cuando $\frac{Kl}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ ó $\left(F_e \ge 0.44QF_y\right)$

$$F_{cr} = Q\left[0.658^{QF_y/F_e}\right]F_y \qquad \text{(F.2.5.7-2)}$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ ó $(F_e < 0.44QF_y)$

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad \text{(F.2.5.7-3)}$$

donde:

F_e = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado usando las fórmulas F.2.5.3-4 y F.2.5.4-4 para miembros de doble simetría, las fórmulas F.2.5.3-4 y F.2.5.4-5 para miembros de simetría simple, y la ecuación F.2.5.4-6 para miembros no simétricos, excepto para ángulos sencillos con $b/t > 20$ donde F_e se calcula usando la fórmula F.2.5.3-4, MPa.
Q = 1,0 para miembros con secciones no esbeltas, según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos de compresión uniforme.
= Q_sQ_a para miembros con secciones esbeltas, según las definiciones de F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos de compresión uniforme.

Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre solamente en elementos no atiesados, $Q = Q_s\left(Q_a = 1.0\right)$. Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre solamente en elementos atiesados, $Q = Q_a\left(Q_s = 1.0\right)$. Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre tanto en elementos no atiesados como en elementos atiesados, $Q = Q_sQ_a$. Para secciones transversales que contienen varios elementos no atiesados esbeltos, es conservador tomar para Q_s el menor valor, correspondiente al elemento más esbelto.

F.2.5.7.1 — ***Elementos no atiesados esbeltos,*** Q_s — El factor de reducción para elementos no atiesados esbeltos, Q_s, se define como sigue:

(a) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros en perfiles laminados a compresión:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \qquad \text{(F.2.5.7-4)}$$

(ii) Cuando $0.56\sqrt{E/F_y} < \frac{b}{t} < 1.03\sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \text{(F.2.5.7-5)}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \ge 1.03\sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(b/t\right)^2} \qquad \text{(F.2.5.7-6)}$$

(b) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros armados sometidos a compresión:

Cuando $\frac{b}{t} \le 0.64\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \qquad \text{(F.2.5.7-7)}$$

Cuando $0.64\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} \le 1.17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \qquad \text{(F.2.5.7-8)}$$

Cuando $\frac{b}{t} > 1.17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y\left(b/t\right)^2} \qquad \text{(F.2.5.7-9)}$$

donde:

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76

(c) Para ángulos sencillos

Cuando $\frac{b}{t} \le 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \qquad \text{(F.2.5.7-10)}$$

Cuando $0.45\sqrt{E/F_y} < b/t \le 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right) \qquad \text{(F.2.5.7-11)}$$

Cuando $b/t > 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y\,(b/t)^2} \qquad \text{(F.2.5.7-12)}$$

donde:
b = ancho total de la mayor aleta del ángulo, (mm)

(d) Para almas de secciones en **T**:

Cuando $\frac{d}{t} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \qquad \text{(F.2.5.7-13)}$$

Cuando $0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} \le d/t < 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \text{(F.2.5.7-14)}$$

Cuando $d/t > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\,(d/t)^2} \qquad \text{(F.2.5.7-15)}$$

donde:
b = ancho del elemento a compresión no atiesado, según se define en el numeral F.2.2.4, mm
d = peralte nominal de la **T**, mm
t = espesor del elemento, mm

F.2.5.7.2 — ***Elementos atiesados esbeltos,*** Q_a — El factor de reducción para una sección con elementos atiesados esbeltos, Q_a, se define como sigue:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \qquad \text{(F.2.5.7-16)}$$

donde:

A = área total de la sección transversal del miembro, mm^2
A_e = sumatoria de las áreas efectivas de los elementos de la sección transversal, calculadas con base en los anchos efectivos reducidos, b_e, mm^2

El ancho efectivo reducido para un elemento, b_e, se calcula como sigue:

(a) Para elementos esbeltos bajo esfuerzo de compresión uniforme, con $b/t \ge 1.49\sqrt{E/f}$, excepto aletas de secciones cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b \qquad \text{(F.2.5.7-17)}$$

donde:
f = F_{cr} calculado con base en $Q = 1.0$.

(b) Para aletas de secciones cuadradas o rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme donde $b/t \ge 1.40\sqrt{E/f}$:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b \qquad \text{(F.2.5.7-18)}$$

donde:
$f = P_n/A_{eff}$

En lugar de calcular $f = P_n/A_{eff}$ *, lo cual requiere un proceso iterativo, se puede de manera conservadora tomar* f *igual a* F_y.

(c) Para secciones circulares cargadas axialmente, cuando $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$:

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y\,(D/t)} + \frac{2}{3} \qquad \text{(F.2.5.7-19)}$$

donde:
D = diámetro exterior, mm
t = espesor de pared, mm

F.2.6 — DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXION

Este numeral se aplica a miembros solicitados por flexión simple con respecto a uno de sus ejes principales. Esta condición se da cuando las cargas actúan en un plano que es paralelo a uno de los ejes principales y dicho plano pasa por el centro de corte de la sección o, alternativamente, cuando el miembro está restringido contra la torsión en los puntos de aplicación de las cargas y en los apoyos.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.6.1 — Provisiones Generales
F.2.6.2 — Miembros de Sección Compacta en **I** con Simetría Doble y Canales, Solicitados por Flexión Alrededor de su Eje Mayor
F.2.6.3 — Miembros de Sección en **I** con Simetría Doble, con Alma Compacta y Aletas no Compactas o Esbeltas, Solicitados por Flexión Alrededor de su Eje Mayor
F.2.6.4 — Otros Miembros de Sección en **I** con Alma Compacta o No Compacta, Solicitados por Flexión Alrededor de su Eje Mayor
F.2.6.5 — Miembros de Sección en **I** con Simetría Doble o Simple, con Alma Esbelta, Solicitados por Flexión Alrededor de su Eje Mayor
F.2.6.6 — Miembros de Sección en **I** y Canales Solicitados por Flexión Alrededor de su Eje Menor
F.2.6.7 — Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) Cuadrados o Rectangulares y Miembros de Sección en Cajón
F.2.6.8 — Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) Circulares
F.2.6.9 — Secciones en **T** y Ángulos Dobles Cargados en el Plano de Simetría
F.2.6.10 — Perfiles Angulares Sencillos
F.2.6.11 — Barras Rectangulares y Barras Circulares
F.2.6.12 — Secciones No Simétricas
F.2.6.13 — Dimensionamiento de Vigas

Para casos no incluidos en este numeral, se aplican los siguientes numerales:

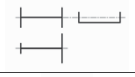
- *F.2.8.1, F.2.8.3 — Miembros solicitados por flexión biaxial o por fuerzas axiales y de flexión combinadas.*
- *F.2.8.4 — Miembros solicitados por flexión y torsión.*
- *F.2.17 — Miembros sujetos a fatiga*
- *F.2.7 — Provisiones de diseño para cortante.*

La tabla F.2.6-1 sirve como guía para determinar el numeral apropiado a ser aplicado para cada caso.

Tabla F.2.6-1
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Flexión

Numeral Aplicable	Sección Transversal	Esbeltez de la aleta	Esbeltez del alma	Estados límites
F.2.6.2		C	C	F, PLT
F.2.6.3		NC, E	C	PLT, PLA
F.2.6.4		C, NC, E	NC	F, PLT, PLA, FAT

Tabla F.2.6-1 (continuación)
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Flexión

Numeral Aplicable	Sección Transversal	Esbeltez de la aleta	Esbeltez del alma	Estados límites
F.2.6.5		C, NC, E	E	F, PLT, PLA, FAT
F.2.6.6		C, NC, E	N/A	F, PLA
F.2.6.7		C, NC, E	C, NC	F, PLA, PLa
F.2.6.8		N/A	N/A	F, PL
F.2.6.9		C, NC, E	N/A	F, PLT, PLA
F.2.6.10		N/A	N/A	F, PLT, PLAL
F.2.6.11		N/A	N/A	F, PLT
F.2.6.12	Formas no simétricas	N/A	N/A	Todos los estados límites

Nomenclatura:
F= Fluencia, **PLT**= Pandeo lateral-torsional, **PLA**= Pandeo local de la aleta, **PLa**= Pandeo local del alma, **FAT**= Fluencia de la aleta a tensión, **PLAL**= Pandeo local de la aleta de un perfil angular, **PL**= Pandeo local, **C** = Compacta, **NC** = No compacta, **E**= Esbelta.

F.2.6.1 — **PROVISIONES GENERALES** — La resistencia de diseño a la flexión será igual a $\phi_b M_n$, donde para todas las provisiones de este numeral:

(1) El factor se reducción de resistencia será:

$$\phi_b = 0.90$$

y la resistencia nominal a la flexión, M_n, se determinará de acuerdo con los numerales F.2.6.2 a F.2.6.13.

(2) Se parte de la premisa de que los puntos de apoyo de las vigas están restringidos contra la rotación alrededor de su eje longitudinal.

(3) Las expresiones básicas de la resistencia nominal corresponden a una condición de momentos uniformes sobre la longitud sin soporte lateral. Para tener en cuenta condiciones de momentos no uniformes sobre esta longitud, se introduce el factor C_b:

C_b = factor de modificación para pandeo lateral-torsional, aplicable cuando sobre el segmento de viga comprendido entre dos puntos arriostrados se tiene un diagrama de momentos no uniforme:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00 \qquad \text{(F.2.6.1-1)}$$

donde:

M_{max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento comprendido entre puntos arriostrados, N·mm
M_A = valor absoluto del momento a un cuarto de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N. mm
M_B = valor absoluto del momento en el punto medio del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N. mm
M_C = valor absoluto del momento a los tres cuartos de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, N. mm
R_m = parámetro de monosimetría de la sección transversal
= 1.0 para miembros de doble simetría
= 1.0 para miembros de simetría simple flexionados en curvatura simple
= $0.5 + 2\left(I_{yc}/I_y\right)^2$ para miembros de simetría simple flexionados en curvatura doble
I_y = momento de inercia alrededor del eje principal "y", mm^4
I_{yc} = momento de inercia de la aleta a compresión, o de la aleta más pequeña cuando la curvatura es doble, alrededor del eje "y", mm^4

En general se permite suponer conservadoramente un valor de $C_b = 1.0$. En voladizos con el extremo libre sin arriostrar, $C_b = 1.0$.

*Para miembros de simetría doble sin cargas transversales entre los puntos arriostrados, la fórmula F.2.6.1-1 resulta en un valor de **1.0** para momentos de extremo de igual magnitud y sentido contrario (diagrama de momentos uniforme), de **2.27** para momentos de extremo de igual magnitud y sentido (doble curvatura) y de **1.67** cuando el momento es nulo en uno de los extremos.*

(4) En miembros de simetría simple flexionados en curvatura doble, se deberá evaluar la resistencia al pandeo lateral-torsional para ambas aletas. La resistencia de diseño a la flexión deberá ser mayor o igual que la máxima solicitación a flexión que produzca esfuerzos de compresión en la aleta bajo consideración.

F.2.6.2 — MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR — Este numeral se aplica a miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral F.2.2.4.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

F.2.6.2.1 — *Plastificación de la sección (momento plástico)*

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad \text{(F.2.6.2-1)}$$

donde:

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado, MPa
Z_x = modulo plástico de la sección alrededor del eje **x**, mm^3

F.2.6.2.2 — *Pandeo lateral-torsional*

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.70F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.2-2)}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_x \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.2-3)}$$

donde:

L_b = longitud comprendida entre dos puntos que están arriostrados ya sea contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión o contra la torsión de la sección transversal, mm

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(L_b/r_{ts}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.2-4)}$$

donde:
E = modulo de elasticidad del acero =200.000 MPa
J = constante torsional, mm^4
S_x = módulo elástico de sección alrededor del eje x, mm^3
h_o = distancia entre centroides de aletas, mm

El término radical de la fórmula F.2.6.2-4 puede tomarse conservadoramente igual a 1.0.

Los límites de longitud L_p y L_r se calculan como sigue:

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad \text{(F.2.6.2-5)}$$

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad \text{(F.2.6.2-6)}$$

donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x} \qquad \text{(F.2.6.2-7)}$$

y el factor **c** se determina como sigue:

(a) Para perfiles en I de doble simetría:

$$c = 1 \qquad \text{(F.2.6.2-8a)}$$

(b) Para canales:

$$c = \frac{h_o}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \qquad \text{(F.2.6.2-8b)}$$

Para secciones en I de simetría doble, con aletas rectangulares, $C_w = \frac{I_yh_o^2}{4}$ y así la fórmula F.2.6.2-7 se convierte en:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_yh_o}{2S_x}$$

r_{ts} puede aproximarse de manera conservadora al radio de giro de la sección conformada por la aleta a compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{ht_w}{6b_ft_f}\right)}}$$

F.2.6.3 — MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE, CON ALMA COMPACTA Y ALETAS NO COMPACTAS O ESBELTAS, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR — Este numeral se aplica a miembros de sección en I con simetría doble, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas no compactas o esbeltas, según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para flexión.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta a compresión.

F.2.6.3.1 — *Pandeo lateral-torsional* — Para pandeo lateral-torsional se deben aplicar las provisiones del numeral F.2.6.2.2.

F.2.6.3.2 — *Pandeo local de la aleta a compresión*

(a) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = \left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad \text{(F.2.6.3-1)}$$

(b) Para secciones con aletas esbeltas.

$$M_n = \frac{0.9Ek_cS_x}{\lambda^2} \qquad \text{(F.2.6.3-2)}$$

donde:

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$
λ_{pf} = λ_p, límite de esbeltez para una aleta compacta, tabla F.2.2.4-1b
λ_{rf} = λ_r, límite de esbeltez para una aleta no compacta, tabla F.2.2.4-1b

k_c = $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76
h = distancia definida en el numeral F.2.2.4.1.2, mm

F.2.6.4 — OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON ALMA COMPACTA O NO COMPACTA , SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR — Este numeral se aplica a: (a) miembros de sección en I de simetría doble con alma no compacta, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor; y (b) miembros de sección en I de simetría simple, con alma compacta o no compacta según se define en el numeral F.2.2.4 y conectada a las aletas por sus líneas medias, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor.

Los miembros de sección en I a los cuales es aplicable esta sección pueden diseñarse conservadoramente usando el numeral F.2.6.5.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia en la aleta a compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local en la aleta a compresión y fluencia en la aleta a tensión.

F.2.6.4.1 — *Fluencia en la aleta a compresión*

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc} \qquad \text{(F.2.6.4-1)}$$

F.2.6.4.2 — *Pandeo lateral-torsional*

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b\left[R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_LS_{xc}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(F.2.6.4-2)}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_{xc} \leq R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(F.2.6.4-3)}$$

donde:

$$M_{yc} = F_yS_{xc} \qquad \text{(F.2.6.4-4)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(L_b/r_t\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{J}{S_{xc}h_o}\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.4-5)}$$

Para $I_{yc}/I_y \leq 0.23$, J se tomará igual a cero.

donde:

I_{yc} = momento de inercia de la aleta a compresión con respecto al eje **y**, mm^4

El esfuerzo F_L se determina como sigue:

Para $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$

$$F_L = 0.7F_y \qquad \text{(F.2.6.4-6a)}$$

Para $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5F_y \qquad \text{(F.2.6.4-6b)}$$

El límite de la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia en la aleta a compresión, L_p, es:

$$L_p = 1.1r_t\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{(F.2.6.4-7)}$$

El límite de la longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral-torsional en el rango inelástico, L_r, es:

$$L_r = 1.95r_t\frac{E}{F_L}\sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o}+\sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc}h_o}\right)^2+6.76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \qquad \text{(F.2.6.4-8)}$$

El factor de plastificación del alma, R_{pc}, se calcula como sigue:

Cuando $I_{yc}/I_y > 0.23$:

Para $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(F.2.6.4-9a)}$$

Para $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(F.2.6.4-9b)}$$

Cuando $I_{yc}/I_y \leq 0.23$:

$$R_{pc} = 1.0$$

donde:

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.6S_{xc}F_y$$

S_{xc}, S_{xt} = modulo elástico de la sección referido a las aletas a tensión y a compresión, respectivamente, mm³

$\lambda = h_c/t_w$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ = límite de esbeltez para un alma compacta, tabla F.2.2.4-1b

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ = límite de esbeltez para un alma no compacta, tabla F.2.2.4-1b

h_c = para perfiles laminados, dos veces la distancia entre el centroide de la sección y la cara interna de la aleta a compresión menos el filete o radio de la esquina;

para perfiles armados, dos veces la distancia desde el centroide de la sección hasta la línea más próxima de pernos en la aleta a compresión, o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura, mm.

El radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional, r_t, se calcula como sigue:

(i) Para secciones en **I** con su aleta a compresión de sección rectangular:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d}+\frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad \text{(F.2.6.4-10)}$$

donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad \text{(F.2.6.4-11)}$$

b_{fc} = ancho de la aleta a compresión, mm

t_{fc} = espesor de la aleta a compresión, mm

(ii) Para secciones en **I** con canales o cubreplacas sobrepuestas a la aleta a compresión:

r_t = radio de giro alrededor del eje "**y**" de los componentes de la aleta a compresión por flexión más un tercio de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor, mm

a_w = relación entre el doble del área de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor y el área de los componentes de la aleta a compresión.

Para secciones en **I** *con la aleta a compresión rectangular,* r_t *puede aproximarse de manera conservadora como el radio de giro de la sección conformada por la aleta a compresión más un tercio de la zona del alma a compresión, esto es:*

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}a_w\right)}}$$

F.2.6.4.3 — ***Pandeo local de la aleta a compresión***

(a) Para secciones con aletas compactas, no se aplica el estado límite de pandeo local.

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = \left[R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad \text{(F.2.6.4-12)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = \frac{0.90Ek_cS_{xc}}{\lambda^2} \qquad \text{(F.2.6.4-13)}$$

donde:

F_L, se define en las fórmulas F.2.6.4-6a y F.2.6.4-6b

R_{pc}, es el factor de plastificación de alma, determinado por las fórmulas F.2.6.4-9

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, límite de esbeltez para aletas compactas, tabla B.4-1

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, límite de esbeltez para aletas no compactas, tabla B.4-1

F.2.6.4.4 — ***Fluencia de la aleta a tensión***

(a) Para $S_{xt} \geq S_{xc}$, no se aplica el estado límite de fluencia de la aleta a tensión

(b) Para $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt}M_{yt} \qquad \text{(F.2.6.4-14)}$$

donde:

$$M_{yt} = F_y S_{xt}$$

El factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia de la aleta a tensión, R_{pt}, se calcula como sigue:

(i) Para $h_c/t_w \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(F.2.6.4-15a)}$$

(ii) Para $h_c/t_w > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(F.2.6.4-15b)}$$

donde:

$\lambda = h_c/t_w$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$, límite de esbeltez para un alma compacta, definido en la tabla B.4-1b

$\lambda_{rw} = \lambda_r$, límite de esbeltez para un alma no compacta, definido en la tabla B.4-1b

F.2.6.5 — **MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE, CON ALMA ESBELTA, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR** — Este numeral se aplica a miembros de sección en **I** de simetría doble o simetría simple, con alma esbelta según se define en el numeral F.2.2.4.1 y conectada a las aletas por sus líneas medias, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia de la aleta a compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local de la aleta a compresión y fluencia de la aleta a tensión.

F.2.6.5.1 — ***Fluencia de la aleta a compresión***

$$M_n = R_{pg}F_y S_{xc} \qquad \text{(F.2.6.5-1)}$$

F.2.6.5.2 — ***Pandeo lateral-torsional***

$$M_n = R_{pg}F_{cr}S_{xc} \qquad \text{(F.2.6.5-2)}$$

(a) Para $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

(b) Para $L_p < L_b \leq L_r$

$$F_{cr} = C_b\left[F_y - \left(0.3F_y\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq F_y \qquad \text{(F.2.6.5-3)}$$

(c) Para $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(L_b/r_t\right)^2} \leq F_y \qquad \text{(F.2.6.5-4)}$$

donde:

L_p se calcula según la fórmula F.2.6.4-7

$$L_r = \pi r_t\sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \qquad \text{(F.2.6.5-5)}$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200+300a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{(F.2.6.5-6)}$$

(factor de reducción de la resistencia a flexión)

a_w se define por la fórmula F.2.6.4-11 pero no debe exceder de 10, y

r_t es el radio de giro efectivo para pandeo lateral según se define en el numeral F.2.6.4.

F.2.6.5.3 — ***Pandeo local de la aleta a compresión***

$$M_n = R_{pg}F_{cr}S_{xc} \qquad \text{(F.2.6.5-7)}$$

(a) Para secciones con aletas compactas no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta a compresión

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - \left(0.3F_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad \text{(F.2.6.5-8)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(b_f/2t_f\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.5-9)}$$

donde:

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, límite de esbeltez para aletas compactas, tabla F.2.2.4-1b

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, límite de esbeltez para aletas no compactas, tabla F.2.2.4-1b

F.2.6.5.4 — ***Fluencia de la aleta a tensión***

(a) Para $S_{xt} \geq S_{xc}$, no se aplica el estado límite de fluencia en la aleta a tensión.

(b) Para $S_{xt} < S_{xc}$,

$$M_n = F_y S_{xt} \qquad \text{(F.2.6.5-10)}$$

F.2.6.6 — **MIEMBROS DE SECCIÓN EN I Y CANALES SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MENOR** — Este numeral se aplica a miembros de sección en I y canales solicitados por flexión alrededor de su eje menor.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo local de la aleta.

F.2.6.6.1 — ***Plastificación de la sección (momento plástico)***

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \qquad \text{(F.2.6.6-1)}$$

F.2.6.6.2 — ***Pandeo local de la aleta***

(a) Para secciones con aletas compactas no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta a compresión

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad \text{(F.2.6.6-2)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_y \qquad \text{(F.2.6.6-3)}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(b_f/t_f\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.6-4)}$$

$\lambda = b/t_f$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, límite de esbeltez para aletas compactas, tabla F.2.2.4-1b

$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, límite de esbeltez para almas no compactas, tabla F.2.2.4-1b

b = para aletas de perfiles en I, la mitad del ancho total de la aleta, b_f; para aletas de canales, el ancho total de la aleta, mm

t_f = espesor de la aleta, mm

S_y = módulo de sección elástico respecto al eje y, mm^3. Para una canal se tomará como el módulo de sección mínimo.

F.2.6.7 — **PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CUADRADOS O RECTANGULARES Y MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN** — Este numeral se aplica a PTE cuadrados o rectangulares, y miembros de sección en cajón de simetría doble, solicitados por flexión sobre cualquiera de sus ejes, con almas compactas o no compactas y aletas compactas, no compactas o esbeltas según se define en el numeral F.2.2.4.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo local de la aleta y pandeo local del alma bajo flexión pura.

Para PTE rectangulares de gran longitud, solicitados por flexión alrededor del eje mayor, puede alcanzarse el estado límite de pandeo lateral torsional, sin embargo, no se suministra aquí una fórmula para la resistencia correspondiente a este estado límite teniendo en cuenta que será generalmente la deflexión de la viga la que controle para estos casos.

F.2.6.7.1 — ***Plastificación de la sección (momento plástico)***

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad \text{(F.2.6.7-1)}$$

donde:

Z = Módulo de sección plástico sobre el eje de flexión, mm^3

F.2.6.7.2 — ***Pandeo local de la aleta***

(a) Para secciones compactas, no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta.

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(3.57\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0\right) \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.7-2)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = F_y S_c \qquad \text{(F.2.6.7-3)}$$

donde:

S_c es el módulo de sección efectivo, calculado con el ancho efectivo de la aleta a compresión igual a:

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0.38}{b/t_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \leq b \qquad \text{(F.2.6.7-4)}$$

F.2.6.7.3 — ***Pandeo local en el alma***

(a) Para secciones compactas, no se aplica el estado límite de pandeo local del alma.
(b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S_x\right)\left(0.305\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right) \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.7-5)}$$

F.2.6.8 — **PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES CIRCULARES** — Este numeral se aplica a PTE circulares con relaciones de D/t menores que $0.45E/F_y$.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo local.

F.2.6.8.1 — ***Plastificación de la sección (momento plástico)***

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad \text{(F.2.6.8-1)}$$

F.2.6.8.2 — ***Pandeo local***

(a) Para secciones compactas no se aplica el estado límite de pandeo local

(b) Para secciones no compactas:

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{D/t} + F_y\right)S \qquad \text{(F.2.6.8-2)}$$

(c) Para secciones con paredes esbeltas:

$$M_n = F_{cr} S \qquad \text{(F.2.6.8-3)}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{D/t} \qquad \text{(F.2.6.8-4)}$$

S = módulo de sección elástico, mm^3
D = diámetro exterior, mm
t = espesor de la pared, mm

F.2.6.9 — **SECCIONES EN T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA** — Este numeral se aplica a secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta. F_{nv}.

F.2.6.9.1 — ***Plastificación de la sección (momento plástico)***

$$M_n = M_p \qquad \text{(F.2.6.9-1)}$$

donde:

$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y$ cuando el alma está a tensión **(F.2.6.9-2)**

$M_p = F_y Z_x \leq M_y$ cuando el alma está a compresión **(F.2.6.9-3)**

F.2.6.9.2 — ***Pandeo lateral-torsional***

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b}\left[B + \sqrt{1 + B^2}\right] \qquad \text{(F.2.6.9-4)}$$

donde:

$$B = \pm 2.3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}} \qquad \text{(F.2.6.9-5)}$$

B es positivo cuando el alma está a tensión y negativo cuando el alma está a compresión. Si la fibra extrema del alma está sometida a compresión en algún punto sobre la longitud no arriostrada, se usará el valor negativo de B.

F.2.6.9.3 — ***Pandeo local de aletas en secciones en T***

(a) Para secciones con aletas compactas solicitadas a compresión por flexión, no se aplica el estado límite de pandeo local en la aleta.

(b) Para secciones con aletas no compactas solicitada a compresión por flexión,

$$M_n = \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \leq 1.6 M_y \qquad \text{(F.2.6.9-6)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas solicitadas a compresión por flexión,

$$M_n = \frac{0.7 E S_{xc}}{\left(b_f/2t_f\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.9-7)}$$

donde:

S_{xc} = es el módulo de sección elástico referido a la aleta a compresión, mm^3

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ límite de esbeltez para aletas compactas, tabla F.2.2.4-1b

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ límite de esbeltez para almas no compactas, tabla F.2.2.4-1b

Para ángulos dobles en los que las aletas perpendiculares al eje de simetría están solicitadas por compresión, la resistencia nominal M_n para pandeo local se debe determinar usando las provisiones del numeral F.2.6.10.3, con el b/t de dichas aletas y tomando el numeral F.2.6.10-1 como límite superior.

F.2.6.9.4 — ***Pandeo local del alma de secciones en T solicitadas a compresión por flexión***

$$M_n = F_{cr} S_x \qquad \text{(F.2.6.9-8)}$$

donde S_x es el módulo de sección elástico y el esfuerzo crítico, F_{cr}, se determina como sigue:

Para $\frac{d}{t_w} \leq 0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = F_y \qquad \text{(F.2.6.9-9)}$$

Para $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[2.55 - 1.84\frac{d}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]F_y \qquad \text{(F.2.6.9-10)}$$

Para $\frac{d}{t_w} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(d/t_w\right)^2} \qquad \text{(F.2.6.9-11)}$$

Para ángulos dobles en los que las aletas que conforman el alma están solicitadas por compresión, la resistencia nominal M_n para pandeo local se debe determinar usando las provisiones del numeral F.2.6.10.3, con el b/t de dichas aletas y tomando la fórmula F.2.6.10-1 como límite superior.

F.2.6.10 — **PERFILES ANGULARES SENCILLOS** — Este numeral se aplica a perfiles angulares sencillos con o sin restricción lateral continua sobre su longitud.

Los perfiles angulares sencillos con restricción continua contra el pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud se podrán diseñar con base en la flexión alrededor de los ejes geométricos (x, y). Los perfiles angulares sencillos que no cuenten con dicha restricción se deberán diseñar usando las provisiones para flexión sobre los ejes principales excepto cuando se permita usar los requisitos de flexión alrededor de un eje geométrico.

Cuando el momento resultante tenga componentes sobre ambos ejes principales, exista o no una carga axial, o cuando el momento actúe sobre un eje principal en combinación con una carga axial, la relación de esfuerzos combinados se determinará aplicando las provisiones del numeral F.2.8.2.

Para diseño con respecto a los ejes geométricos, se deben usar las propiedades calculadas para los ejes "x" y "y" del ángulo, con direcciones paralela y perpendicular a las aletas. Para diseño con respecto a los ejes principales, se deben usar las propiedades de la sección calculadas para los ejes principales mayor y menor del ángulo.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, se tomará como el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local en las aletas del perfil angular.

Para flexión sobre el eje menor, se aplican únicamente los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo local de la aleta.

F.2.6.10.1 — *Plastificación de la sección (momento plástico)*

$$M_n = 1.5M_y \qquad \text{(F.2.6.10-1)}$$

donde:

M_y = momento de fluencia alrededor del eje de flexión, N·mm.

F.2.6.10.2 — *Pandeo lateral-torsional* — Para perfiles angulares sencillos sin restricción continua contra el pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud:

(a) Para $M_e \le M_y$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right)M_e \qquad \text{(F.2.6.10-2)}$$

(b) Para $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y \le 1.5M_y \qquad \text{(F.2.6.10-3)}$$

donde:

M_e, el momento de pandeo lateral-torsional elástico, se calcula como sigue:

(i) Para flexión sobre el eje principal mayor de un perfil angular de aletas iguales:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C_b}{L} \qquad \text{(F.2.6.10-4)}$$

(ii) Para flexión alrededor del eje principal mayor de un perfil angular de aletas desiguales:

$$M_e = \frac{4.9EI_zC_b}{L^2}\left(\sqrt{\beta_w^2 + 0.052\left(\frac{Lt}{r_z}\right)^2} + \beta_w\right) \qquad \text{(F.2.6.10-5)}$$

donde:
C_b = se calcula usando la fórmula F.2.6.1-1 con un valor máximo de 1,5.

L = longitud sin arriostramiento lateral de un miembro, mm
I_z = momento de inercia para el eje principal menor, mm^4
r_z = radio de giro para el eje principal menor, mm
t = espesor de la aleta del perfil angular, mm
β_w = propiedad de la sección para perfiles angulares de aletas desiguales, positivo para la aleta corta a compresión y negativo para la aleta larga a compresión. Si la aleta larga está a compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada del miembro, se debe usar el valor negativo de β_w.

La fórmula para β_w y los valores comúnmente usados se presentan en los comentarios de la norma ANSI/AISC 360.

(iii) Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos en un perfil angular de aletas iguales, sin que actúe una carga axial:

Sin restricción contra el pandeo lateral-torsional:

(a) Con compresión máxima en el borde de la aleta

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2}\left(\sqrt{1 + 0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} - 1\right) \qquad \text{(F.2.6.10-6a)}$$

(b) Con tensión máxima en el borde de la aleta

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2}\left(\sqrt{1 + 0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} + 1\right) \qquad \text{(F.2.6.10-6b)}$$

M_y se tomará igual a 0.80 veces el momento de fluencia calculado usando el módulo de sección elástico para el eje geométrico

M_n *puede tomarse igual a* M_y *para perfiles angulares sencillos que tengan el borde de su aleta vertical a compresión y una relación luz/aleta menor o igual que* $\frac{1.64E}{F_y}\sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2 - 1.4\frac{F_y}{E}}$.

Con restricción contra el pandeo lateral-torsional en el punto de momento máximo únicamente:

M_e se tomará como 1,25 veces el M_e calculado usando la fórmula F.2.6.10-4a ó la F.2.6.10-4b.

M_y se tomará igual al momento de fluencia calculado usando el módulo de sección elástico para el eje geométrico.

F.2.6.10.3 — *Pandeo local de la aleta* — El estado límite de pandeo local se aplica cuando el borde de la aleta está a compresión.

(a) Para secciones compactas no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = F_yS_c\left(2.43 - 1.72\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \qquad \text{(F.2.6.10-7)}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = F_{cr}S_c \qquad \text{(F.2.6.10-8)}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{(b/t)^2} \qquad \text{(F.2.6.10-9)}$$

b = ancho de la aleta a compresión, mm
S_c = módulo de sección elástico para el borde a compresión, relativo al eje de flexión, mm^3. Para flexión sobre uno de los ejes geométricos de un ángulo de aletas iguales sin restricción contra el pandeo lateral-torsional, S_c se debe tomar como 0.80 veces el módulo de sección para el eje geométrico.

F.2.6.11 — BARRAS RECTANGULARES Y BARRAS CIRCULARES — Este numeral se aplica a barras rectangulares solicitadas por flexión alrededor de cualquiera de sus ejes geométricos y a barras circulares.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

F.2.6.11.1 — *Plastificación de la sección* (momento plástico) — Para barras rectangulares con $L_bd/t^2 \le 0.08E/F_y$, solicitadas por flexión alrededor de su eje mayor, barras rectangulares solicitadas por flexión alrededor de su eje menor y barras circulares:

$$M_n = M_p = F_yZ \le 1.60M_y \qquad \text{(F.2.6.11-1)}$$

F.2.6.11.2 — *Pandeo lateral-torsional*

(a) Para barras rectangulares con $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_bd}{t^2} \le \frac{1.9E}{F_y}$ solicitadas por flexión alrededor de su eje mayor:

$$M_n = C_b\left[1.52 - 0.274\left(\frac{L_bd}{t^2}\right)\frac{F_y}{E}\right]M_y \le M_p \qquad \text{(F.2.6.11-2)}$$

(b) Para barras rectangulares con $\frac{L_bd}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$ solicitadas por flexión alrededor de su eje mayor:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad \text{(F.2.6.11-3)}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_bd}{t^2}} \qquad \text{(F.2.6.11-4)}$$

t = ancho de la barra rectangular (dimensión paralela al eje de flexión), mm
d = peralte de la barra rectangular, mm
L_b = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral de la zona a compresión, o arriostrados contra torsión de la sección transversal, mm

(c) Para barras rectangulares solicitadas por flexión alrededor de su eje menor y barras circulares, no se requiere considerar el estado límite de pandeo lateral-torsional.

F.2.6.12 — SECCIONES NO SIMETRICAS — Este numeral se aplica a todos los perfiles no simétricos, excepto los ángulos sencillos.

La resistencia nominal a la flexión, M_n, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia (momento de fluencia), pandeo lateral-torsional y pandeo local, siendo:

$$M_n = F_nS_{min} \qquad \text{(F.2.6.12-1)}$$

donde:
S_{min} = mínimo módulo de sección elástico para el eje de flexión considerado, mm^3

F.2.6.12.1 — *Fluencia (momento de fluencia)*

$$F_n = F_y \qquad \text{(F.2.6.12-2)}$$

F.2.6.12.2 — *Pandeo lateral-torsional*

$$F_n = F_{cr} \le F_y \qquad \text{(F.2.6.12-3)}$$

donde:
F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral-torsional determinado analíticamente, MPa

Para el caso de miembros con sección en Z, *se recomienda tomar* F_{cr} *como el 50% del* F_{cr} *de una sección en canal que tenga aletas y alma de las mismas dimensiones.*

F.2.6.12.3 — *Pandeo local*

$$F_n = F_{cr} \le F_y \qquad \text{(F.2.6.12-4)}$$

donde:
F_{cr} = esfuerzo de pandeo local determinado analíticamente, MPa

F.2.6.13 — DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

F.2.6.13.1 — *Reducción de la resistencia para miembros con agujeros en la aleta a tensión* — Este numeral se aplica a perfiles laminados o armados y a vigas con cubreplacas, que tengan perforaciones y sean dimensionados con base en la resistencia a la flexión de la sección bruta.

Además de los estados límites especificados en otras secciones de este numeral, la evaluación de la resistencia nominal a la flexión, M_n, considerará el estado límite de rotura por tensión de la aleta a tensión.

(a) Para $F_uA_{fn} \ge Y_tF_yA_{fg}$, no se aplica el estado límite de rotura por tensión
(b) Para $F_uA_{fn} < Y_tF_yA_{fg}$, la resistencia nominal a la flexión, M_n, en una sección que contenga agujeros en la aleta a tensión, no se tomará mayor que:

$$M_n = \frac{F_uA_{fn}}{A_{fg}}S_x \qquad \text{(F.2.6.13-1)}$$

donde:
A_{fg} = área bruta de la aleta a tensión, calculada de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.2.4.3.1, mm^2
A_{fn} = área neta de la aleta a tensión, calculada de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.2.4.3.2, mm^2
Y_t = 1,0 para $F_y/F_u \le 0.8$
= 1.1 en caso contrario

F.2.6.13.2 — Límites para el dimensionamiento de miembros de sección en I — Los miembros de sección en I de simetría simple deberán satisfacer el siguiente límite:

$$0.10 \le \frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.90 \qquad \text{(F.2.6.13-2)}$$

Los miembros de sección en I con almas esbeltas deberán satisfacer además los siguientes límites:

(a) Para $a/h \le 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = 12.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{(F.2.6.13-3)}$$

(b) Para $a/h > 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{0.40E}{F_y} \qquad \text{(F.2.6.13-4)}$$

donde:
a = distancia libre entre rigidizadores transversales, mm

En vigas no rigidizadas, h/t_w no debe exceder de 260. La relación del área del alma al área de la aleta a compresión no debe exceder de 10.

F.2.6.13.3 — ***Cubreplacas*** — El espesor y el ancho de las aletas de vigas soldadas pueden variarse mediante el empalme de una serie de platinas o mediante el uso de cubreplacas.

El área total de la sección transversal de las cubreplacas en vigas armadas con pernos no deberá exceder el 70 % del área total de la aleta.

Los pernos de alta resistencia o las soldaduras que conectan la aleta al alma, o la cubreplaca a la aleta, se diseñarán para resistir la fuerza cortante horizontal total que resulta de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes se hará en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, sin que su espaciamiento en dicho sentido exceda el máximo permitido para miembros a compresión o tensión en los numerales F.2.5.6 o F.2.4.4 respectivamente. Los pernos o soldaduras que conectan la aleta al alma se diseñarán además para que puedan transmitir a esta última cualquier carga aplicada directamente a la aleta, a menos que se tomen medidas para transmitir dichas cargas por apoyo directo.

Las cubreplacas de longitud parcial se extenderán más allá del punto donde teóricamente dejan de requerirse, y la porción extendida se conectará a la viga con pernos de alta resistencia en una conexión de deslizamiento crítico, o con soldaduras de filete. Esta conexión deberá ser adecuada, con la resistencia de diseño aplicable según los numerales F.2.10.2.2, F.2.10.3.8 o F.2.2.3.10, para desarrollar la porción de la resistencia a la flexión de la viga que le corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de suspensión.

En cubreplacas soldadas, las soldaduras que conectan el tramo final de la cubreplaca a la viga serán continuas sobre ambos bordes de la cubreplaca en una longitud a', definida más adelante, y deberán ser adecuadas para desarrollar la porción de la resistencia de diseño de la viga que corresponde a la cubreplaca a esa distancia a' medida desde su extremo.

(a) Cuando se tiene una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño mayor o igual que ¾ de su espesor:

$$a' = w \qquad \text{(F.2.6.13-5)}$$

donde:
w = ancho de la cubreplaca, mm

(b) Cuando se tiene una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño menor que ¾ de su espesor:

$$a' = 1.5w \qquad \text{(F.2.6.13-6)}$$

(c) Cuando no hay soldadura transversal en el extremo de la placa:

$$a' = 2w \qquad \text{(F.2.6.13-7)}$$

F.2.6.13.4 — ***Vigas armadas*** — Siempre que dos o más vigas o canales se usen una al lado de la otra para formar un miembro a flexión, ellas se deben conectar entre sí de acuerdo con el numeral F.2.5.6.2. En presencia de cargas concentradas que se transfieran de una viga a la otra, o se distribuyan entre ellas, se usarán diafragmas soldados o conectados con pernos a dichas vigas y con rigidez suficiente para distribuir la carga.

F.2.6.13.5 — ***Longitud no soportada para redistribución de momentos*** — Para la redistribución de momentos en vigas de acuerdo con el numeral F.2.2.3.7, la longitud no arriostrada, L_b, de la aleta a compresión en la zona adyacente al punto donde actúa el momento que se redistribuye no debe exceder del valor L_m calculado como sigue:

(a) Para miembros de sección en I, de simetría simple o doble, con la aleta a compresión mayor o igual que la aleta a tensión, cargados en el plano del alma:

$$L_m = \left[0.12 + 0.076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right) r_y \qquad \text{(F.2.6.13-8)}$$

donde:
F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado para la aleta a compresión, MPa
M_1 = menor momento de extremo para la longitud no arriostrada de la viga, N·mm
M_2 = mayor momento de extremo para la longitud no arriostrada de la viga, N·mm
r_y = radio de giro respecto al eje y, mm
(M_1/M_2) es positivo cuando los momentos producen doble curvatura y negativo para curvatura simple.

(b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas solicitadas por flexión sobre su eje mayor:

$$L_m = \left[0.17 + 0.10\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right) r_y \ge 0.10\left(\frac{E}{F_y}\right) r_y \qquad \text{(F.2. 6.13-9)}$$

No hay límite para L_b en miembros con sección transversal circular o rectangular ni para una viga de cualquier sección transversal sometida a flexión alrededor de su eje débil.

F.2.7 — DISEÑO DE ELEMENTOS POR CORTANTE

Este numeral se aplica al diseño del alma para miembros de simetría doble o simple sujetos a cortante en el plano del alma, al diseño a cortante de ángulos sencillos y perfiles tubulares estructurales (PTE), y al diseño para cortante en la dirección débil en perfiles de simetría doble o simple.

Se incluyen las siguientes secciones:
F.2.7.1 — Provisiones Generales
F.2.7.2 — Miembros con Almas Rigidizadas o no Rigidizadas
F.2.7.3 — Acción del Campo Tensionado
F.2.7.4 — Ángulos Sencillos
F.2.7.5 — Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) de Sección Rectangular y Miembros en Cajón
F.2.7.6 — Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) Circulares
F.2.7.7 — Cortante en el Eje Débil para Perfiles de Simetría Doble o Simple
F.2.7.8 — Vigas con Aberturas en el Alma

Para condiciones no incluidas en este numeral, véanse los siguientes numerales:

- *F.2.8.3.3 Secciones no simétricas*
- *F.2.10.4.2 Resistencia a cortante de elementos de conexión*
- *F.2.10.10.6 Cortante en la zona de panel del alma*

F.2.7.1 — PROVISIONES GENERALES — Se presentan a continuación dos métodos para el cálculo de la resistencia a cortante. El método presentado en el numeral F.2.7.2 no utiliza la resistencia postpandeo del miembro (acción del campo tensionado). El método presentado en el numeral F.2.7.3 utiliza la acción del campo tensionado.

La resistencia de diseño a cortante será $\phi_v V_n$, donde para todas las provisiones del numeral F.2.7, excepto el numeral F.2.7.2.1a, se tomará:

$$\phi_v = 0.90$$

F.2.7.2 — MIEMBROS CON ALMAS RIGIDIZADAS O NO RIGIDIZADAS

F.2.7.2.1 — ***Resistencia nominal a cortante*** — Este numeral se aplica a las almas de miembros de simetría doble o simple y a canales solicitados por cortante en el plano del alma.

La resistencia nominal a cortante, V_n, de almas rigidizadas o no rigidizadas, para los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, se tomará igual a:

$$V_n = 0.60F_y A_w C_v \qquad \text{(F.2.7.2-1)}$$

(a) Para almas de miembros en perfiles laminados de sección en I con $h/t_w \le 2.24\sqrt{E/F_y}$:

$$\phi_v = 1.00$$
y
$$C_v = 1.0 \qquad \text{(F.2.7.2-2)}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y de canales, sin incluir los perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se determina como sigue:

i) Para $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1.00 \qquad \text{(F.2.7.2-3)}$$

ii) Para $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad \text{(F.2.7.2-4)}$$

iii) Para $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad \text{(F.2.7.2-5)}$$

donde:
A_w = área del alma, producto del peralte de la sección por el espesor del alma, dt_w, mm^2

h = para perfiles laminados, la distancia libre entre aletas menos el filete o radio en la unión alma-aleta, mm
= para perfiles armados con soldadura, la distancia libre entre aletas, mm
= para perfiles armados con pernos, la distancia entre líneas de conectores, mm
= para secciones en T, el peralte, mm
t_w = espesor del alma, mm.

El coeficiente de pandeo del alma, k_v, se determina como sigue:

(i) Para almas sin rigidizadores transversales y con $h/t_w < 260$:

$$k_v = 5$$

excepto para almas de perfiles en T en cuyo caso $k_v = 1.2$.

(ii) Para almas con rigidizadores transversales:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \text{(F.2.7.2-6)}$$

$k_v = 5$ cuando $a/h > 3.0$ ó $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$

donde:
a = distancia libre entre rigidizadores transversales, mm

F.2.7.2.2 — ***Rigidizadores transversales*** — No se requieren rigidizadores transversales cuando $h/t_w \le 2.46\sqrt{E/F_y}$, o cuando la resistencia requerida a cortante es menor o igual que la resistencia de diseño a cortante calculada de acuerdo con el numeral F.2.7.2.1 para $k_v = 5$.

Los rigidizadores transversales empleados para desarrollar en el alma la resistencia de diseño a cortante, tal como se requiere en el numeral F.2.7.2.1, deberán cumplir la siguiente condición:

$$I_{st} \ge bt_w^3 j \qquad \text{(F.2.7.2-7)}$$

donde:
I_{st} = momento de inercia del rigidizador transversal con respecto a un eje ubicado en el plano medio del alma para el caso de un par de rigidizadores, y con respecto a la cara en contacto con el alma para el caso de rigidizadores simples.
b = la menor entre las dimensiones a y h
y:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \ge 0.50 \qquad \text{(F.2.7.2-8)}$$

Los rigidizadores transversales se pueden interrumpir antes de llegar a la aleta a tensión siempre y cuando no deban transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura que conecta un rigidizador transversal al alma deberá terminar a una distancia, desde del borde cercano de la soldadura que une el alma y la aleta, no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma. Cuando se usan rigidizadores simples, y la aleta a compresión consiste en una platina rectangular, aquellos deberán conectarse a dicha aleta para resistir cualquier tendencia al levantamiento debida a torsión en la aleta.

Cuando se usen pernos para conectar los rigidizadores al alma de la viga, ellos deberán espaciarse a no más de 305 mm centro a centro. Si se usan soldaduras de filete intermitentes, la distancia libre entre soldaduras deberá ser menor o igual que 16 veces el espesor del alma, sin exceder de 250 mm

F.2.7.3 — ACCION DEL CAMPO TENSIONADO

F.2.7.3.1 — ***Limitaciones para el uso de la Acción del Campo Tensionado*** — Se permite contar con la acción del campo tensionado para miembros con aletas cuando el tablero del alma está soportado en sus cuatro lados por aletas o rigidizadores. No se permite contar con esta acción en los siguientes casos:

(a) tableros extremos en miembros con rigidizadores transversales;

(b) miembros con $a/h > 3$ ó $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$;

(c) miembros con $2A_w/(A_{fc}+A_{ft}) > 2.5$;

(d) miembros con h/b_{fc} ó $h/b_{ft} > 6.0$

donde:
A_{fc} = área de la aleta a compresión, mm^2
A_{ft} = área de la aleta a tensión, mm^2
b_{fc} = ancho de la aleta a compresión, mm
b_{ft} = ancho de la aleta a tensión, mm

En estos casos la resistencia nominal a cortante, V_n, se determinará de acuerdo con las provisiones del numeral F.2.7.2.

F.2.7.3.2 — ***Resistencia nominal a cortante con Acción del Campo Tensionado*** — Cuando, según el numeral F.2.7.3.1, se permite considerar la acción del campo tensionado, la resistencia nominal a cortante con acción del campo tensionado, V_n, para el estado límite de fluencia por tensión, será:

(a) Para $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$V_n = 0.60 F_y A_w \qquad \text{(F.2.7.3-1)}$$

(b) Para $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$V_n = 0.60 F_y A_w \left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right) \qquad \text{(F.2.7.3-2)}$$

donde k_v y C_v son los definidos en el numeral F.2.7.2.1

F.2.7.3.3 — ***Rigidizadores transversales*** — Los rigidizadores transversales sujetos a la acción del campo tensionado deberán cumplir los requisitos del numeral F.2.7.2.2, además de las siguientes limitaciones:

$$(b/t)_{st} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \qquad \text{(F.2.7.3-3)}$$

$$I_{st} \ge I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1})\left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}}\right] \qquad \text{(F.2.7.3-4)}$$

donde:
$(b/t)_{st}$ = relación ancho espesor del rigidizador
F_{yst} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del rigidizador, MPa

I_{st} = momento de inercia del rigidizador transversal con respecto a un eje ubicado en el plano medio del alma para el caso de un par de rigidizadores, y con respecto a la cara en contacto con el alma para el caso de rigidizadores simples, mm^4.
I_{st1} = mínimo momento de inercia requerido en el rigidizador transversal para desarrollar la resistencia del alma al pandeo por cortante según el numeral F.2.7.2.2, mm^4.
I_{st2} = mínimo momento de inercia requerido en el rigidizador transversal para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante en el alma más la resistencia asociada a la acción del campo tensionado, $V_r = V_{c2}$, mm^4.

$$= \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} \qquad \text{(F.2.7.3-5)}$$

V_r = la mayor entre las resistencias requeridas a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, N
V_{c1} = la menor entre las resistencias disponibles a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, con V_n calculada según el numeral F.2.7.2.1, N.
V_{c2} = la menor entre las resistencias disponibles a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, con V_n calculada según el numeral F.2.7.3.2, N.
ρ_{st} = $F_{yw}/F_{yst} \ge 1.0$
F_{yw} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el material del alma, MPa.

F.2.7.4 — ANGULOS SENCILLOS — La resistencia nominal a cortante, V_n, de la aleta de un ángulo sencillo, se debe determinar usando la fórmula F.2.7.2-1 y el numeral F.2.7.2.1(b) con $A_w = bt$, donde:

b = ancho de la aleta que resiste la fuerza cortante, mm
t = espesor de la aleta del ángulo, mm
h/t_w = b/t
k_v = 1.2

F.2.7.5 — PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) DE SECCIÓN RECTANGULAR Y MIEMBROS EN CAJÓN — La resistencia nominal a cortante, V_n, de PTE de sección rectangular y miembros en cajón, se debe determinar usando las provisiones del numeral F.2.7.2.1 con $A_w = 2ht$, donde:

h = ancho de la cara que resiste la fuerza cortante, tomado como la distancia libre entre las aletas menos el radio interior de la esquina en cada extremo, mm
t = espesor de diseño de la pared, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por resistencia eléctrica (ERW), e igual al espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por arco sumergido (SAW), mm
t_w = t
k_v = 5

Si no se conoce el radio de la esquina, h se tomará como la dimensión exterior correspondiente menos 3 veces el espesor.

F.2.7.6 — PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CIRCULARES — La resistencia nominal a cortante, V_n, de PTE circulares, para los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, se tomará igual a:

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \qquad \text{(F.2.7.6-1)}$$

donde:
F_{cr} es el mayor entre los siguientes valores:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}} \qquad \text{(F.2.7.6-2a)}$$

y

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{(D/t)^{3/2}} \qquad \text{(F.2.7.6-2b)}$$

sin exceder de $0.60F_y$.

A_g = área bruta (total) de la sección transversal del miembro, mm^2
D = diámetro exterior, mm
L_v = distancia entre los puntos de fuerza cortante máxima y cortante cero, mm
t = espesor de diseño de la pared para PTE, igual a 0.93 veces el espesor nominal para tubería fabricada por el proceso de soldadura por resistencia eléctrica, e igual al espesor nominal cuando se usa el proceso de arco sumergido, mm

Las fórmulas para el pandeo por cortante, F.2.7.6-2a y F.2.7.6-2b, controlan para relaciones D/t mayores que 100, aceros de alta resistencia, y longitudes considerables. Para secciones estándar, el cálculo de la resistencia a cortante estará usualmente controlado por el estado límite de fluencia por cortante.

F.2.7.7 — CORTANTE SOBRE EL EJE DEBIL PARA PERFILES DE SIMETRIA DOBLE O SIMPLE — Para perfiles de simetría doble o simple cargados en el eje débil, sin torsión, la resistencia nominal a cortante, V_n, se debe determinar para cada uno de los elementos que resisten la fuerza cortante usando la fórmula F.2.7.2-1 y el numeral F.2.7.2.1(b) con $A_w = b_f t_f$, $h/t_w = b/t_f$ y $k_v = 1.2$,

donde:
b = para aletas de miembros de sección en I, la mitad del ancho total de la aleta, b_f; para aletas de canales, la dimensión nominal total de la aleta, mm

Para todos los perfiles W, S, M y HP según la norma ASTM A6, $C_v = 1.00$ cuando $F_y \le 345$ MPa.

F.2.7.8 — VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA — Se debe determinar el efecto de todas las aberturas en el alma sobre la resistencia nominal a cortante de las vigas de acero o de construcción compuesta. Cuando la resistencia requerida exceda a la resistencia de diseño en una sección de un miembro donde existe una abertura, se proveerá el refuerzo necesario para suplir la deficiencia.

F.2.8 — DISEÑO DE MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y POR TORSION

Este numeral se aplica a miembros solicitados por carga axial y por flexión con respecto a uno o ambos ejes, con o sin torsión, y a miembros solicitados únicamente por torsión.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.8.1 — Miembros con Simetría Doble o Simple Solicitados por Flexión y Fuerza Axial
F.2.8.2 — Miembros Asimétricos y Otros Miembros Solicitados por Flexión y Fuerza Axial
F.2.8.3 — Miembros Solicitados por Torsión o por una Combinación de Torsión, Flexión, Cortante o Fuerza Axial
F.2.8.4 — Rotura de Aletas con Perforaciones bajo Fuerzas de Tensión

Para miembros de construcción compuesta, véase el numeral F.2.9.

F.2.8.1 — MIEMBROS CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE SOLICITADOS POR FLEXION Y FUERZA AXIAL

F.2.8.1.1 — ***Miembros con simetría doble o simple solicitados por flexión y compresión*** — La interacción de la flexión y la compresión en miembros con simetría doble, y en miembros con simetría simple

que satisfagan la relación $0.1 \le (I_{yc}/I_y) \le 0.9$, restringidos de manera que la flexión se produzca alrededor de los ejes geométricos ("x" o "y"), estará limitada por las ecuaciones F.2.8.1-1a y F.2.8.1-1b, donde I_{yc} es el momento de inercia de la aleta a compresión con respecto al eje "y", mm^4.

Se permite usar el numeral F.2.8.2 en lugar de las provisiones de este numeral

(a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \ge 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.1-1a)}$$

(b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.1-1b)}$$

donde:
P_u = resistencia requerida a compresión, N
ϕP_n = $\phi_c P_n$ resistencia de diseño a compresión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.5, N
M_u = resistencia requerida a flexión, N·mm
$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a la flexión determinada de acuerdo con el numeral F.2.6, N·mm
x = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor
y = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor
ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90
ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90

F.2.8.1.2 — ***Miembros con simetría doble o simple solicitados por Flexión y Tensión*** — La interacción de la flexión y la tensión en miembros con simetría doble o simple, restringidos de manera que la flexión se produzca alrededor de los ejes geométricos ("x" o "y"), estará limitada por las ecuaciones F.2.8.1-1a y F.2.8.1-1b, tomando:

P_u = resistencia requerida a tensión, N
ϕP_n = $\phi_t P_n$ = resistencia de diseño a tensión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.4, N
M_u = resistencia requerida a flexión, N·mm
$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a la flexión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.6, N·mm
ϕ_t = coeficiente de reducción de resistencia para tensión (véase el numeral F.2.4.2)
ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90

Para miembros con simetría doble, el coeficiente C_b del numeral F.2.6 puede multiplicarse por $\sqrt{1+\frac{P_u}{P_{cy}}}$ cuando se tiene una fuerza de tensión axial actuando concurrentemente con la flexión,

donde:

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2}$$

Se permite usar un análisis más detallado de la interacción de la flexión y la tensión en lugar de las ecuaciones F.2.8.1-1a y F.2.8.1-1b.

F.2.8.1.3 — ***Miembros en perfiles laminados de simetría doble y sección compacta, solicitados por compresión y por flexión alrededor de un eje*** — Para miembros en perfiles laminados de simetría doble y sección compacta, con $(KL_z) \le (KL_y)$, solicitados por flexión y compresión, donde el momento flector actúa básicamente sobre el eje mayor $(M_{uy}/\phi_b M_{uy} < 0.05)$ se pueden considerar separadamente los dos estados límites independientes (inestabilidad en el plano y pandeo fuera del plano o pandeo lateral-torsional), como se indica a continuación, en lugar de usar el enfoque combinado presentado en el numeral F.2.8.1.1:

(a) Para el estado límite de inestabilidad en el plano, se usarán las ecuaciones F.2.8.1-1 con ϕP_n, M_{ux} y $\phi_b M_{nx}$ calculados en el plano de la flexión.

(b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano y pandeo lateral-torsional:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{ny}}\left(1.5-0.5\frac{P_u}{\phi_c P_{ny}}\right)+\left(\frac{M_{ux}}{C_b \phi_b M_{nx}}\right)^2 \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.1-2)}$$

donde:

$\phi_c P_{ny}$ = resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión, N

C_b = coeficiente de modificación para el estado límite de pandeo lateral-torsional, calculado según el numeral F.2.6.1

M_{cx} = resistencia de diseño para el estado límite de pandeo lateral torsional, con flexión sobre el eje mayor, determinada de acuerdo con el Numeral F.2.6 y usando $C_b = 1.0$, N·mm

Para miembros con momentos significativos sobre ambos ejes ($M_{uy}/\phi M_{uy} \ge 0.05$), deben aplicarse las provisiones del numeral F.2.8.1.1.

En la ecuación F.2.8.1-2, $C_b \phi M_{nx}$ puede ser mayor que $\phi_b M_{px}$. La condición de plastificación de la sección de la viga columna está controlada por las ecuaciones F.2.8.1-1.

F.2.8.2 — **MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL** — Este numeral se refiere a la interacción de esfuerzos axiales y de flexión para secciones no cubiertas en el numeral F.2.8.1. Se permite usar las provisiones de este numeral en lugar de las provisiones del numeral F.2.8.1 para cualquier sección transversal.

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\left|\frac{f_{ra}}{F_{ca}}+\frac{f_{rbw}}{F_{cbw}}+\frac{f_{rbz}}{F_{cbz}}\right| \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.2-1)}$$

donde:

f_{ra} = resistencia requerida (esfuerzo axial debido a las cargas mayoradas aplicadas) en el punto en consideración, MPa

F_{ca} = $\phi_c F_{cr}$ o $\phi_t F_t$ = resistencia de diseño a carga axial en el punto en consideración, expresada en términos de esfuerzos, determinada de acuerdo con el numeral F.2.5 para compresión y con el numeral F.2.4.2 para tensión, MPa

f_{rbw}, f_{rbz} = resistencia requerida (esfuerzos de flexión debidos a las cargas mayoradas aplicadas) en un punto específico de la sección transversal, MPa

F_{cbw}, F_{cbz} = $\phi_b M_n/S$ = resistencia de diseño a flexión en el punto en consideración, expresada en términos de esfuerzos, determinada de acuerdo con el numeral F.2.6, MPa. Se debe usar el módulo de sección correspondiente a la ubicación específica en la sección transversal y considerar el signo del esfuerzo.

w = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor

z = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor

ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90

ϕ_t = coeficiente de reducción de resistencia para tensión (numeral F.2.4.2)

ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión =0.90

La ecuación F.2.8.2-1 debe ser evaluada usando los ejes principales de flexión y considerando el sentido de los esfuerzos de flexión para los puntos críticos de la sección transversal. Los términos asociados a la flexión se suman o restan al término asociado a la carga axial según corresponda. Cuando la fuerza axial es de compresión, se deben incluir los efectos de segundo orden de acuerdo con las provisiones del Numeral F.2.3.

Se permite usar un análisis más detallado de la interacción de la flexión y la tensión en lugar de la ecuación F.2.8.2-1.

F.2.8.3 — **MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN O POR UNA COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTANTE O FUERZA AXIAL.**

F.2.8.3.1 — ***Resistencia a la Torsión de Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) Rectangulares y Circulares*** — La resistencia de diseño a la torsión, $\phi_T T_n$, para PTE rectangulares y circulares, se determinará con base en:

$$\phi_T = 0.90$$

y la resistencia nominal a la torsión calculada como:

$$T_n = F_{cr} C \qquad \text{(F.2.8.3-1)}$$

para los estados límites de fluencia por torsión y pandeo por torsión,

donde:

C es la constante torsional para el PTE y el esfuerzo crítico F_{cr} se determina como sigue:

(a) Para un PTE circular, F_{cr} será el mayor valor entre

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}} \qquad \text{(F.2.8.3-2a)}$$

y

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{(D/t)^{3/2}} \qquad \text{(F.2.8.3-2b)}$$

pero no debe tomarse mayor que $0.6F_y$,

donde:

L = longitud del elemento, mm

D = diámetro exterior, mm

(b) Para un PTE rectangular:

(i) Para $h/t \le 2.45\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = 0.6F_y \qquad \text{(F.2.8.3-3)}$$

(ii) Para $2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \le 3.07\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = 0.6F_y\left(2.45\sqrt{E/F_y}\right)/(h/t) \qquad \text{(F.2.8.3-4)}$$

(iii) Para $3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \le 260$

$$F_{cr} = 0.458\pi^2 E/(h/t)^2 \qquad \text{(F.2.8.3-5)}$$

donde:

h = ancho plano del lado mayor, según se define en el numeral F.2.2.4.1b(d), mm

t = espesor de diseño de la pared, según se define en el numeral F.2.2.4.2, mm

La constante de cortante torsional, C, puede tomarse conservadoramente como sigue:

Para un PTE circular: $C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$

Para un PTE rectangular: $C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$.

F.2.8.3.2 — ***Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) solicitados por una combinación de torsión, cortante, flexión y fuerza axial*** — Cuando la resistencia requerida a torsión, T_u, sea menor o igual que el 20% de la resistencia de diseño a torsión, $\phi_T T_n$, la interacción de torsión, cortante, flexión o fuerza axial para un PTE se determinará según el numeral F.2.8.1 y se despreciarán los efectos torsionales. Cuando T_u exceda el 20% de $\phi_T T_n$, la interacción de torsión, cortante, flexión y fuerza axial, en el punto en consideración, estará limitada por:

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n}+\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)+\left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}+\frac{T_u}{\phi_T T_n}\right)^2 \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.3-6)}$$

donde:

P_u = resistencia requerida a carga axial, N

ϕP_n = resistencia de diseño a tensión o a compresión, de acuerdo con los numerales F.2.4 y F.2.5, N

M_u = resistencia requerida a flexión, N·mm

$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a flexión de acuerdo con el numeral F.2.6, N·mm

V_u = resistencia requerida a cortante, N

$\phi_v V_n$ = resistencia de diseño a cortante de acuerdo con el numeral F.2.7, N

T_u = resistencia requerida a torsión, N·mm

$\phi_T T_n$ = resistencia de diseño a torsión de acuerdo con el numeral F.2.8.3.1, N·mm

F.2.8.3.3 — ***Resistencia de miembros distintos de Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) solicitados por Torsión y por Fuerzas Combinadas*** — La resistencia de diseño a la torsión, $\phi_T T_n$, para miembros distintos de los PTE será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia bajo esfuerzos normales, fluencia por cortante bajo esfuerzos cortantes, y pandeo, usando:

$$\phi_T = 0.90$$

y con base en los siguientes esfuerzos de diseño:

(a) Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzos normales

$$F_n = F_y \qquad \text{(F.2.8.3-7)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por cortante bajo esfuerzos cortantes

$$F_n = 0.6F_y \qquad \text{(F.2.8.3-8)}$$

(c) Para el estado límite de pandeo

$$F_n = F_{cr} \qquad \text{(F.2.8.3-9)}$$

donde:

F_{cr} = esfuerzo de pandeo para la sección determinado mediante análisis, MPa.

Se permite algún grado de fluencia local restringida en la vecindad de zonas que permanezcan elásticas.

F.2.8.4 — **ROTURA DE ALETAS CON PERFORACIONES BAJO ESFUERZOS DE TENSIÓN** — Donde se tengan perforaciones en una aleta bajo esfuerzos de tensión por la combinación de carga axial y flexión sobre el eje mayor, la resistencia a la rotura por tensión en la aleta estará limitada por la ecuación F.2.8.4-1. Cada aleta solicitada por tensión bajo carga axial y flexión deberá ser verificada separadamente.

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n}+\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \le 1.0 \qquad \text{(F.2.8.4-1)}$$

donde:

P_u = resistencia requerida a carga axial para el miembro en la sección donde se encuentran las perforaciones, positiva para tensión, negativa para compresión, N

$\phi_t P_n$ = resistencia de diseño a carga axial para el estado límite de rotura a tensión por el área neta en la sección donde se encuentran las perforaciones, determinada de acuerdo con el numeral F.2.4.2(b), N

M_{ux} = resistencia requerida a la flexión en la sección donde se encuentran las perforaciones, positiva para tensión en la aleta bajo consideración, negativa para compresión, N·mm

$\phi_b M_{nx}$ = resistencia de diseño a flexión sobre el eje x para el estado límite de rotura por tensión de la aleta, determinada de acuerdo con el numeral F.2.6.13.1. Cuando no sea aplicable el estado límite de rotura a tensión por flexión, se debe tomar como resistencia nominal, M_n, el momento plástico, M_p, calculado sin tener en cuenta las perforaciones, N·mm.

ϕ_t = coeficiente de reducción de resistencia para rotura a tensión = 0.75

ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia para flexión =0.90

F.2.9 — DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCION COMPUESTA

Este numeral se aplica a miembros compuestos, conformadas por perfiles laminados, perfiles armados o perfiles tubulares estructurales (PTE) que actúan conjuntamente con una sección de concreto estructural, y a vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado estando las vigas y la losa interconectadas de tal forma que actúan en conjunto para resistir la flexión. Se incluyen vigas compuestas simplemente apoyadas o continuas con conectores y vigas tipo perfil relleno o revestido de concreto, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.9.1 — Provisiones Generales
F.2.9.2 — Fuerza Axial
F.2.9.3 — Flexión
F.2.9.4 — Cortante
F.2.9.5 — Combinación de Fuerza Axial y Flexión
F.2.9.6 — Transferencia de Fuerzas
F.2.9.7 — Diafragmas Compuestos y Vigas Colectoras
F.2.9.8 — Conectores de Acero
F.2.9.9 — Casos Especiales

F.2.9.1 — **PROVISIONES GENERALES** — Para determinar los efectos de las cargas en los miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se deben considerar las secciones efectivas al momento de aplicación de cada incremento de carga.

F.2.9.1.1 — ***Concreto y Acero de Refuerzo*** — Las propiedades de los materiales, el diseño y el detallado relativos al concreto y al acero de refuerzo que forman parte de la construcción compuesta deberán cumplir

con las especificaciones de diseño correspondientes del Título C del presente Reglamento, con las siguientes excepciones y limitaciones:

(a) Se excluyen completamente los numerales C.7.8.2 y C.10.13 y el Capítulo C.21 del presente Reglamento.
(b) Las limitaciones para los materiales del concreto y el acero de refuerzo longitudinal serán las especificadas en el numeral F.2.9.1.3.
(c) Las limitaciones para el refuerzo transversal serán las especificadas en el numeral F.2.9.2.1.1(2), en adición a las establecidas en el Título C del presente Reglamento.
(d) La cuantía mínima de refuerzo longitudinal para miembros compuestos tipo perfil revestido será la especificada en la sección F.2.9.2.1.1(3).

Se pretende que el concreto y el acero de refuerzo que forman parte de los miembros de sección compuesta sean detallados aplicando las provisiones para construcción no compuesta del Título C del presente Reglamento, modificadas como se indica en el presente Capítulo F.2.

F.2.9.1.2 — ***Resistencia Nominal de Secciones Compuestas*** — Para determinar la resistencia nominal de las secciones compuestas, se debe usar el método plástico de distribución de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, como se presentan a continuación.

Al determinar la resistencia nominal de los miembros compuestos se despreciará la resistencia del concreto a tensión.

Para miembros tipo perfil relleno a compresión deberán tenerse en cuenta los efectos de pandeo local según se establece en el numeral F.2.9.1.4. No se requiere la consideración de los efectos de pandeo local para miembros tipo perfil revestido.

F.2.9.1.2.1 — ***Método Plástico de Distribución de Esfuerzos*** — Para el método plástico de distribución de esfuerzos, la resistencia nominal se calculará suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo igual a F_y bien sea a tensión o a compresión, y que los componentes de concreto bajo esfuerzos de compresión debidos a solicitaciones de carga axial o flexión han alcanzado un esfuerzo de $0.85f'_c$. Para perfiles tubulares estructurales (PTE) circulares rellenos de concreto, el efecto del confinamiento permite usar un esfuerzo de $0.95f'_c$ en los componentes de concreto bajo esfuerzos de compresión debidos a solicitaciones de carga axial o flexión.

F.2.9.1.2.2 — ***Método de Compatibilidad de Deformaciones*** — Para este método se supondrá una distribución lineal de deformaciones a través de la sección, con una deformación unitaria máxima de 0.003 mm/mm en el concreto a compresión. Las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y el concreto se obtendrán a partir de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.

Para secciones irregulares y en aquellos casos en los que el acero no presente un comportamiento elasto-plástico, la resistencia nominal se debe determinar usando el Método de la Compatibilidad de Deformaciones. En el Título C del presente Reglamento y en la Guía de Diseño No. 6 del AISC se presentan las directrices generales para aplicar el método de compatibilidad de deformaciones a columnas tipo perfil revestido de concreto solicitadas por carga axial, flexión o una combinación de ambas.

F.2.9.1.3 — ***Limitaciones del Material*** — El concreto y las barras de refuerzo que se utilicen en los sistemas compuestos estarán sujetos a las siguientes limitaciones, excepto cuando mediante ensayos o análisis se justifique otro criterio:

(1) Para efectos de cálculo de la resistencia de diseño, se tomará para el concreto una resistencia de diseño a compresión, f'_c, no menor que 21 MPa ni mayor que 70 MPa si se trata de concreto de peso normal y no menor que 21 MPa ni mayor que 42 MPa para concreto aligerado.

Se pueden usar mayores valores de la resistencia del concreto para los cálculos de rigidez, pero no se puede contar con ellos para los cálculos de resistencia a menos que los resultados se justifiquen mediante pruebas o análisis.

(2) Al calcular la resistencia de una columna compuesta, los esfuerzos de fluencia mínimos especificados para el acero estructural y para las barras de refuerzo no deben tomarse mayores que 525 MPa.

F.2.9.1.4 — ***Clasificación de Secciones Compuestas Tipo perfil relleno para Pandeo Local*** — Para efectos de diseño a compresión, las secciones compuestas tipo perfil relleno se clasifican como compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección compuesta tipo perfil relleno se clasifica como compacta si la relación ancho a espesor no excede el límite λ_p de la tabla F.2.9.1-1a en ninguno de sus elementos de acero a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite λ_p de la tabla F.2.9.1-1a en alguno de los elementos de acero a compresión, sin que se exceda el límite λ_r de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección compuesta se clasifica como no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento de acero a compresión excede el límite λ_r de la tabla F.2.9.1-1a, la sección se clasifica como una sección con elementos esbeltos. Los valores de la relación ancho a espesor se limitarán a los máximos especificados en la misma tabla.

Para efectos de diseño a flexión, las secciones compuestas tipo perfil relleno se clasifican como compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección compuesta tipo perfil relleno se clasifica como compacta si la relación ancho a espesor no excede el límite λ_p de la tabla F.2.9.1-1b en ninguno de sus elementos de acero a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite λ_p de la tabla F.2.9.1-1b en alguno de los elementos de acero a compresión, sin que se exceda el límite λ_r de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección compuesta se clasifica como no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento de acero a compresión excede el límite λ_r de la tabla F.2.9.1-1b, la sección compuesta se clasifica como una sección con elementos esbeltos. Los valores de la relación ancho a espesor se limitarán a los máximos especificados en la misma tabla.

Las definiciones del ancho (b o D) y el espesor (t) para PTE rectangulares y circulares se presentan en las tablas F.2.2.4.1a y F.2.2.4.1b.

Tabla F.2.9.1-1a
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos de Acero a Compresión en Miembros de Construcción Compuesta Solicitados por Carga Axial de Compresión (para aplicar en el numeral F.2.9.2.2)

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite		
		λ_p (Compacto/No Compacto)	λ_r (No Compacto/Esbelto)	Máximo Permitido
Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
Secciones circulares rellenas	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

Tabla F.2.9.1-1b
Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos de Acero a Compresión en Miembros de Construcción Compuesta Solicitados por Flexión (para aplicar en el numeral F.2.9.3.4)

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite		
		λ_p (Compacto/No Compacto)	λ_r (No Compacto/Esbelto)	Máximo Permitido
Aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
Almas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	h/t	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$
Secciones circulares rellenas	D/t	$0.09E/F_y$	$0.31E/F_y$	$0.31E/F_y$

F.2.9.2 — **FUERZA AXIAL** — Este numeral se aplica a dos tipos de miembros compuestos solicitados por fuerza axial: perfiles revestidos de concreto y perfiles rellenos de concreto.

F.2.9.2.1 — ***Columnas compuestas tipo perfil revestido***

F.2.9.2.1.1 — ***Limitaciones*** — Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:

(a) El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total.

(b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.

Cuando se usen estribos, se suministrarán como mínimo varillas de 9.5 mm de diámetro espaciadas 305 mm a centros, o varillas de 12.7 mm de diámetro o mayores espaciadas a 406 mm a centros. Se permite el uso de alambre corrugado o malla electrosoldada con un área equivalente.

En ningún caso el espaciamiento de los estribos debe ser superior a 0.5 veces la menor dimensión de la columna.

(c) La mínima relación de áreas para el refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr}, será de 0.004, donde ρ_{sr} está dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad \text{(F.2.9.2-1)}$$

donde:
A_{sr} = área de las barras de refuerzo continuo, mm^2
A_g = área bruta de la sección compuesta, mm^2

Véanse los numerales C.7.10 y C.10.9.3 del presente Reglamento para provisiones adicionales referentes a los estribos y espirales de refuerzo.

F.2.9.2.1.2 — ***Resistencia de diseño a compresión*** — La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido de simetría doble cargados axialmente, se

determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en la esbeltez de la columna, tomando:

$$\phi_c = 0.75$$

y con P_n calculado como sigue:

(a) Cuando $P_e \geq 0.44P_{no}$

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{(P_{no}/P_e)}\right] \qquad \text{(F.2.9.2-2)}$$

(b) Cuando: $P_e < 0.44P_{no}$

$$P_n = 0.877P_e \qquad \text{(F.2.9.2-3)}$$

donde:

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85A_c f'_c \qquad \text{(F.2.9.2-4)}$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \qquad \text{(F.2.9.2-5)}$$

(carga crítica de pandeo elástico, calculada de acuerdo con el numeral F.2.3 o con el numeral F.2.21 del presente Capítulo)
y:
A_c = área del concreto, mm^2
A_s = área de la sección de acero, mm^2
A_{sr} = área de las barras del refuerzo longitudinal continuo, mm^2
E_c = modulo de elasticidad del concreto = $0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$, MPa
EI_{eff} = rigidez efectiva de la sección compuesta, N·mm^2

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \qquad \text{(F.2.9.2-6)}$$

donde:

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.3 \qquad \text{(F.2.9.2-7)}$$

(coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión)

E_s = modulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa
f'_c = resistencia especificada a compresión del concreto, MPa
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la sección de acero, MPa
F_{ysr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para las barras de refuerzo, MPa
I_c = momento de inercia de la sección de concreto con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
I_s = momento de inercia del perfil de acero con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, mm^4
K = factor de longitud efectiva
L = longitud del miembro sin soporte lateral, mm
w_c = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \leq w_c \leq 2500)$ kg/m^3

Al calcular la resistencia de diseño a compresión se puede tomar como mínimo la obtenida para la sección de acero sin revestir con base en el numeral F.2.5.

Las fórmulas F.2.9.2-6 y F.2.9.2-10 fueron desarrolladas con base en datos de secciones compuestas de simetría doble. En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se suministran criterios sobre el efecto de las desviaciones de la simetría al aplicar estas ecuaciones.

F.2.9.2.1.3 - *Resistencia a tensión* - La resistencia de diseño a tensión, $\phi_t P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido, se determinará para el estado límite de fluencia tomando:

$$\phi_t = 0.90$$

y

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \qquad \text{(F.2.9.2-8)}$$

F.2.9.2.1.4 — ***Transferencia de carga*** — Las cargas aplicadas a los miembros compuestos tipo perfil revestido cargados axialmente se transferirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requerimientos establecidos en el numeral F.2.9.6.

F.2.9.2.1.5 — ***Requisitos de Detallado*** — La separación mínima entre la sección de acero y las varillas de refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las varillas, con 38 mm como mínimo.

Si la sección transversal compuesta incluye dos o más perfiles de acero revestidos, éstos deben conectarse entre sí por medio de una celosía, presillas o componentes similares para evitar que ocurra pandeo en los perfiles individuales como resultado de la aplicación de cargas antes de que el concreto haya fraguado.

F.2.9.2.2 — ***Miembros Compuestos Tipo Perfil Relleno***

F.2.9.2.2.1 — ***Limitaciones*** — El área de la sección transversal del perfil de acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total. Los miembros compuestos tipo perfil relleno deben clasificarse de acuerdo con el numeral F.2.9.1.4 para efectos de pandeo local.

F.2.9.2.2.2 — ***Resistencia de diseño a compresión*** — La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil relleno de simetría doble cargados axialmente se determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en el numeral F.2.9.2.1.2, aplicando las siguientes modificaciones:

Para secciones compactas:

$$P_{no} = P_p \qquad \text{(F.2.9.2-9a)}$$

donde:

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad \text{(F.2.9.2-9b)}$$

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares.

Para secciones no compactas:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \qquad \text{(F.2.9.2-9c)}$$

donde:

λ, λ_p y λ_r son las relaciones de esbeltez determinadas según la tabla F.2.9.1.1a, y P_p se obtiene de la fórmula F.2.9.2-9b

$$P_y = A_s F_y + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad \text{(F.2.9.2-9d)}$$

Para secciones esbeltas:

$$P_{no} = A_s F_{cr} + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad \text{(F.2.9.2-9e)}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{(b/t)^2} \text{ para secciones rectangulares rellenas} \qquad \text{(F.2.9.2-10)}$$

$$F_{cr} = \frac{0.72 F_y}{\left[\left(D/t \right) \frac{F_y}{E_s} \right]^{0.2}} \text{ para secciones circulares rellenas} \qquad \text{(F.2.9.2-11)}$$

La rigidez efectiva de la sección compuesta, EI_{eff}, se tomará como sigue para todo tipo de secciones:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \qquad \text{(F.2.9.2-12)}$$

donde:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \qquad \text{(F.2.9.2-13)}$$

(coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos tipo perfil relleno a compresión)

Puede tomarse como valor mínimo para la resistencia de diseño a compresión el calculado para el miembro de acero sin revestir de acuerdo con el numeral F.2.5.

F.2.9.2.2.3 — ***Resistencia a tensión*** — La resistencia de diseño a tensión, $\phi_t P_n$, para miembros compuestos tipo perfil relleno, se determinará para el estado límite de fluencia tomando:

$$\phi_t = 0.90$$

y

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \qquad \text{(F.2.9.2-14)}$$

F.2.9.2.2.4 — ***Transferencia de carga*** — Las cargas aplicadas a los miembros compuestos tipo perfil relleno cargados axialmente se transferirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requerimientos establecidos en el numeral F.2.9.6.

F.2.9.3 — **FLEXIÓN** — Este numeral se aplica a tres tipos de miembros compuestos a flexión: vigas compuestas con conectores de acero que pueden ser tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, miembros tipo perfil revestido de concreto, y miembros tipo perfil relleno de concreto.

F.2.9.3.1 — ***Generalidades***

F.2.9.3.1.1 — ***Ancho Efectivo*** — El ancho efectivo de la losa de concreto será la suma de los anchos efectivos a lado y lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

(a) Un octavo de la luz de la viga, medida entre centros de apoyos;
(b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente; o
(c) la distancia al borde de la losa de concreto

F.2.9.3.1.2 — **Resistencia durante la Construcción** — Cuando no se use apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero considerada aisladamente deberá tener la resistencia adecuada para soportar todas las cargas que se apliquen antes de que el concreto alcance el 75% de su resistencia especificada f'_c. La resistencia de diseño a la flexión de la sección de acero se determinará de acuerdo con el numeral F.2.6.

F.2.9.3.2 — ***Vigas Compuestas con Conectores tipo Espigo con Cabeza, tipo perno o tipo Canal***

F.2.9.3.2.1 - *Resistencia a Momento Positivo* - La resistencia de diseño a momento positivo, $\phi_b M_n$, se determinará para el estado límite de fluencia con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y M_n calculado como sigue:

(a) Para $\frac{b}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

M_n se determinará a partir de la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico).

(b) Para $\frac{b}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

M_n se determinará mediante la superposición de los esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia en la fibra extrema (momento de fluencia)

F.2.9.3.2.2 — ***Resistencia a Momento Negativo*** — La resistencia de diseño a momento negativo, $\phi_b M_n$, se determinará para la sección de acero considerada aisladamente, de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.6.

Alternativamente, la resistencia de diseño a momento negativo podrá determinarse a partir de la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta, para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico), con:

$$\phi_b = 0.90$$

dadas las siguientes condiciones:

(a) La viga de acero es compacta y está arriostrada adecuadamente de acuerdo con el numeral F.2.6
(b) Se tienen conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal que unen la losa de concreto a la viga de acero en la región de momento negativo
(c) el refuerzo de la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, está desarrollado adecuadamente.

F.2.9.3.2.3 — ***Vigas Compuestas con Losa sobre Tablero Metálico***

(a) ***Generalidades*** — La resistencia de diseño a la flexión de un sistema compuesto conformado por una losa de concreto vaciada sobre un tablero metálico, con la losa conectada a las vigas de acero, se determinará con ajuste a las disposiciones aplicables de los numerales F.2.9.3.2.1 y F.2.9.3.2.2, cumpliendo los siguientes requerimientos:

- Las nervaduras del tablero metálico no deben tener un peralte mayor que 76 mm. El ancho promedio de la nervadura de concreto, w_r, no deberá ser menor que 50 mm, y para efectos de cálculo no se tomará mayor que el ancho libre mínimo en la parte superior del tablero metálico.
- La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores tipo espigo con cabeza soldados, de diámetro menor o igual que 19 mm (AWS D1.1). Los espigos pueden soldarse ya sea a través de la lámina o directamente a la viga de acero. Los espigos, una vez instalados, deberán extenderse por lo menos 38 mm por encima del nivel superior del tablero metálico, y deberán quedar con un recubrimiento en concreto de 13 mm como mínimo por encima de su extremo superior.
- El espesor de la losa por encima del tablero metálico no será menor que 50 mm.
- El tablero metálico estará anclado a todos los miembros de soporte a espacios no superiores a 460 mm. Tal anclaje será proporcionado mediante conectores tipo espigo con cabeza, una combinación de conectores tipo espigo y arandelas con soldaduras de tapón, u otro sistema especificado por el diseñador.

En la figura F.2.9.3-1 se indican algunos de estos límites dimensionales.

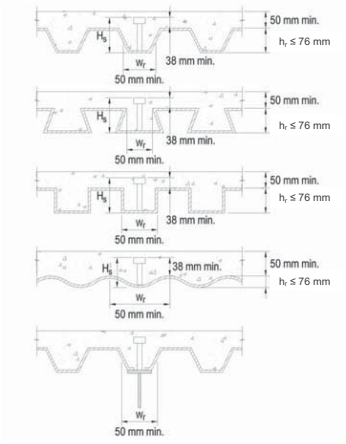


Figura F.2.9.3-1 Límites dimensionales para vigas compuestas con tablero metálico

(b) ***Nervaduras del Tablero Metálico perpendiculares a la Viga de Acero*** — Cuando las nervaduras están orientadas perpendicularmente a las vigas de acero, el concreto que queda por debajo del nivel superior del tablero metálico no se tendrá en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta ni para calcular A_c.

(c) ***Nervaduras del Tablero Metálico Paralelas a la Viga de Acero*** — El concreto que queda por debajo del nivel superior del tablero de acero puede incluirse al determinar las propiedades de la sección compuesta, y debe incluirse al calcular A_c.

Sobre las vigas de soporte, las nervaduras del tablero metálico podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

Cuando el peralte nominal del tablero metálico sea de 38 mm o mayor, el ancho promedio del capitel o nervadura soportado por la viga, w_r, no deberá ser menor que 50 mm por el primer espigo más 4 diámetros de espigo por cada espigo adicional en la hilera transversal.

F.2.9.3.2.4 — ***Transferencia de carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto***

F.2.9.3.2.4.1 — ***Transferencia de Carga para Momento Positivo*** — Se supondrá que la totalidad de la fuerza cortante horizontal en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto se transfiere a través de los conectores, excepto para vigas tipo perfil revestido según se definen en el numeral F.2.9.3.3. Para una viga de sección compuesta donde el concreto está sujeto a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal total, V'_r, entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia por tensión de la sección de acero y resistencia de los conectores a cortante, calculados como sigue:

(a) Aplastamiento del Concreto

$$V'_r = 0.85 f'_c A_c \qquad \text{(F.2.9.3-1a)}$$

(c) Fluencia de la sección de acero

$$V'_r = F_y A_s \qquad \text{(F.2.9.3-1b)}$$

(c) Resistencia de los conectores

$$V'_r = \sum Q_n \qquad \text{(F.2.9.3-1c)}$$

donde:

A_c = área de la sección de la losa de concreto comprendida dentro del ancho efectivo, mm^2
A_s = área de la sección transversal del perfil de acero mm^2
$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero, N.

F.2.9.3.2.4.2 — ***Transferencia de Carga para Momento Negativo*** — En vigas compuestas continuas donde se considera que el acero de refuerzo longitudinal actúa conjuntamente con la viga de acero en las regiones de momento negativo, la fuerza cortante horizontal total entre el punto de momento negativo máximo y el punto de momento cero no debe ser mayor que el menor entre los valores de la resistencia de diseño correspondientes a los siguientes estados límites:

(a) Fluencia a tensión del refuerzo de la losa.

$$V'_r = A_{sr} F_{ysr} \qquad \text{(F.2.9.3-2a)}$$

donde:

A_{sr} = área del acero de refuerzo longitudinal desarrollado adecuadamente dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, mm^2
F_{ysr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero de refuerzo, MPa.

(b) Resistencia al corte de los conectores tipo espigo con cabeza o tipo canal

$$V'_r = \sum Q_n \qquad \text{(F.2.9.3-2b)}$$

F.2.9.3.3 — ***Miembros compuestos tipo perfil revestido*** — La resistencia de diseño a flexión de miembros tipo perfil revestido en concreto, $\phi_b M_n$, se determinará con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y M_n calculado usando uno de los siguientes métodos:

(a) La superposición de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, considerando los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia en la fibra extrema (momento de fluencia).
(b) La distribución plástica de esfuerzos en la sección de acero, tomada aisladamente, para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico).
(c) La distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta, o el método de compatibilidad de deformaciones, para el estado límite de plastificación (momento plástico) de la sección compuesta, siempre y cuando se usen conectores de acero.

F.2.9.3.4 — ***Miembros compuestos tipo perfil relleno***

F.2.9.3.4.1 — ***Limitaciones*** — Los miembros compuestos tipo perfil relleno se clasificarán para efectos de pandeo local de acuerdo con el numeral F.2.9.1.4.

F.2.9.3.4.2 — ***Resistencia a Flexión*** — La resistencia de diseño a flexión de un miembro compuesto tipo perfil relleno, $\phi_b M_n$, se determinará con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y M_n calculado como sigue:

(a) Para secciones compactas:

$$M_n = M_p \qquad \text{(F.2.9.3-3a)}$$

donde:

M_p = momento correspondiente a la distribución plástica de esfuerzos sobre la sección transversal compuesta, N·mm.

(b) Para secciones no compactas:

$$M_n = M_p - \left[M_p - M_y\right]\left(\lambda - \lambda_p\right)\left(\lambda_r - \lambda_p\right) \qquad \text{(F.2.9.3-3b)}$$

donde:

λ, λ_p y λ_r son las relaciones de esbeltez obtenidas de la tabla F.2.9.1-1b

M_y = momento de fluencia, correspondiente a la fluencia de la aleta a tensión y al inicio de la fluencia en la aleta a compresión, N·mm. La capacidad al inicio de la fluencia se calculará suponiendo una distribución lineal y elástica de los esfuerzos, limitando el máximo esfuerzo de compresión en el concreto a $0.7 f'_c$ y el máximo esfuerzo en el acero a F_y.

(c) Para secciones esbeltas, M_n se obtendrá como el momento para el cual se inicia la fluencia. El esfuerzo en la aleta a compresión estará limitado al valor del esfuerzo de pandeo local, F_{cr}, determinado usando las ecuaciones F.2.9.2-10 y F.2.9.2-11. La

distribución de esfuerzos en el concreto será lineal y elástica, con el esfuerzo máximo de compresión limitado a $0.7 f'_c$.

F.2.9.4 — CORTANTE

F.2.9.4.1 — ***Miembros compuestos tipo perfil relleno o revestido*** — La resistencia de diseño se determinará con base en uno de los siguientes criterios:

(a) La resistencia de diseño a cortante de la sección de acero tomada aisladamente, según se especifica en el numeral F.2.7.
(b) La resistencia de diseño a cortante de la sección de concreto reforzado (concreto más acero de refuerzo) tomada aisladamente, según se especifica en el Título C de este Reglamento, usando un factor combinado de resistencia, ϕ_v, igual a 0.75.
(c) La resistencia nominal a cortante de la sección de acero según se especifica en el numeral F.2.7 más la resistencia nominal del acero de refuerzo calculada según se especifica en el Título C de este Reglamento, multiplicadas por un factor combinado de resistencia, ϕ_v, igual a 0.75.

F.2.9.4.2 — ***Vigas Compuestas con Losa sobre Tablero Metálico*** — La resistencia de diseño a cortante de vigas compuestas con conectores de acero tipo espigo con cabeza o tipo canal se determinará con base en las propiedades de la sección de acero tomada aisladamente, de acuerdo con el numeral F.2.7.

F.2.9.5 — COMBINACION DE FUERZA AXIAL Y FLEXION — Debe considerarse la interacción entre las fuerzas axiales y de flexión en miembros compuestos para efectos del análisis de la estabilidad según se requiere en el numeral F.2.3. La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, y la resistencia de diseño a la flexión, $\phi_b M_n$, se determinarán según se define en los numerales F.2.9.2 y F.2.9.3, respectivamente. Para tener en cuenta los efectos de longitud en la resistencia del miembro a carga axial, la resistencia nominal se obtendrá de acuerdo con el numeral F.2.9.2.

Para miembros compuestos tipo perfil revestido o perfil relleno con secciones compactas, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se evaluará con base en las ecuaciones de interacción del numeral F.2.8.1.1 o mediante uno de los métodos definidos en el numeral F.2.9.1.2.

Para miembros compuestos tipo perfil relleno con secciones no compactas o esbeltas, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se evaluará con base en las ecuaciones de interacción del numeral F.2.8.1.1.

En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se presentan métodos para determinar la capacidad de viga-columnas de sección compuesta.

F.2.9.6 — TRANSFERENCIA DE FUERZAS

F.2.9.6.1 — ***Requisitos Generales*** — Cuando se apliquen fuerzas externas a un miembro compuesto tipo perfil revestido o perfil relleno cargado axialmente, la introducción de tales fuerzas al miembro y la transferencia de cortantes longitudinales a través del miembro se evaluarán de acuerdo con los requisitos de asignación de la fuerza que se presentan en este numeral.

La resistencia de diseño para los mecanismos de transferencia de cargas aplicables, ϕR_n, determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.6.3, deberá ser igual o superior a la fuerza cortante longitudinal que se requiera transferir, V'_r, determinada de acuerdo con el numeral F.2.9.6.2.

F.2.9.6.2 — ***Asignación de la fuerza*** — La fuerza se asignará con base en la distribución de la fuerza externa, de acuerdo con los siguientes requerimientos:

Las provisiones para la resistencia al aplastamiento bajo la aplicación de fuerzas externas se establecen en el numeral F.2.10.8. Para miembros compuestos tipo perfil relleno, el término $\sqrt{A_2/A_1}$ de la fórmula F.2.10.8-2 puede tomarse igual a 2.0, teniendo en cuenta el efecto del confinamiento.

F.2.9.6.2.1 — ***Fuerza externa aplicada a la sección de acero*** — Cuando la fuerza externa se aplica en su totalidad a la sección de acero, la fuerza que requiere ser transferida al concreto, V'_r, se determinará como sigue:

$$V'_r = P_r\left(1 - \frac{A_s F_y}{P_{no}}\right) \qquad \text{(F.2.9.6-1)}$$

donde:

P_r = fuerza externa aplicada al miembro compuesto, N
P_{no} = resistencia nominal a carga axial, sin considerar los efectos de longitud, calculada según la fórmula F.2.9.2-4 para miembros compuestos tipo perfil revestido, y según la fórmula F.2.9.2-9a para miembros compuestos tipo perfil relleno, N

F.2.9.6.2.2 — ***Fuerza externa aplicada al concreto*** — Cuando la fuerza externa se aplica en su totalidad al revestimiento o relleno de concreto, la fuerza que se debe transferir al acero, V'_r, se determina como sigue:

$$V'_r = P_r\left(A_s F_y / P_{no}\right) \qquad \text{(F.2.9.6-2)}$$

F.2.9.6.2.3 — ***Fuerza externa aplicada simultáneamente al acero y al concreto*** — Cuando la fuerza externa se aplica simultáneamente a la sección de acero y al revestimiento o relleno de concreto, V'_r se determinará como la fuerza requerida para establecer el equilibrio en la sección transversal.

Un método aceptable para determinar la fuerza de cortante longitudinal requerida para establecer el equilibrio en la sección transversal se presenta en los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360.

F.2.9.6.3 — ***Mecanismos de transferencia de fuerzas*** — La resistencia nominal, R_n, suministrada por los mecanismos de adherencia directa, conectores y apoyo directo se determinará de acuerdo con esta sección. Se permite el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas que suministre la mayor resistencia nominal, perno no se permite la superposición de los distintos mecanismos.

Para miembros compuestos tipo perfil revestido no se permite el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas por adherencia directa.

F.2.9.6.3.1 — ***Apoyo Directo*** — Cuando en un miembro compuesto tipo perfil revestido o relleno la fuerza se transfiere por apoyo directo a través de mecanismos internos de apoyo, la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto, $\phi_B R_n$, se determinará con base en:

$$\phi_B = 0.65$$

y

$$R_n = 1.7 f'_c A_1 \qquad \text{(F.2.9.6-3)}$$

donde:

A_1 = área del concreto que recibe la carga, mm^2

Un ejemplo de transferencia de fuerzas a través de un mecanismo de apoyos internos es el uso de platinas de acero en el interior de un miembro compuesto tipo perfil relleno.

F.2.9.6.3.2 — ***Conexión a cortante*** — Cuando en un miembro compuesto tipo perfil revestido o relleno la fuerza se transfiere a través de un mecanismo de cortante, la resistencia de diseño a cortante suministrada por los conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, R_a, se determinará como sigue:

$$R_n = \sum Q_{cv} \qquad \text{(F.2.9.6-4)}$$

donde:

$\sum Q_{cv}$ = suma de las resistencias de diseño de los conectores de acero tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, determinadas de acuerdo con el numeral F.2.9.8.3, Los conectores considerados deben estar instalados dentro de la "longitud de introducción de la carga" definida en el numeral F.2.9.6.4, N.

F.2.9.6.3.3 — ***Adherencia Directa*** — Cuando en un miembro compuesto tipo perfil relleno la fuerza se transfiere a través de adherencia directa, la resistencia de diseño por adherencia entre el acero y el concreto, ϕR_n , se obtendrá con base en:

$$\phi = 0.45$$

y R_n calculado como sigue:

Para secciones de acero rectangulares rellenas de concreto:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \qquad \text{(F.2.9.6-5)}$$

Para secciones de acero circulares rellenas de concreto:

$$R_n = 0.25\pi D^2 C_{in} F_{in} \qquad \text{(F.2.9.6-6)}$$

donde:

C_{in} = 2, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende solamente a un lado del punto de transferencia de la fuerza.
= 4, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende a ambos lados del punto de transferencia de la fuerza.
R_n = resistencia nominal por adherencia, N.
F_{in} = esfuerzo nominal de adherencia = 0.40 MPa.
B = ancho total de la sección rectangular de acero a lo largo de la cara sobre la cual se transfiere la fuerza, mm.
D = diámetro del perfil tubular estructural (PTE) circular, mm.

F.2.9.6.4 — ***Requisitos de Detallado***

F.2.9.6.4.1 — ***Miembros compuestos tipo perfil revestido*** — Los conectores de acero utilizados para transferir la fuerza cortante longitudinal deberán quedar distribuidos sobre la "longitud de introducción de la carga", que no deberá extenderse más allá de dos veces la dimensión transversal mínima del miembro compuesto tipo perfil revestido por encima y por debajo de la zona de transferencia de la carga. Los conectores utilizados para transferir el cortante longitudinal deberán instalarse sobre por los menos dos de las caras del perfil de acero con una disposición aproximadamente simétrica en relación con los ejes del perfil.

El espaciamiento de los conectores de acero, tanto dentro de la "longitud de introducción de la carga" como por fuera de ella, deberá cumplir con lo dispuesto en el numeral F.2.9.8.3.5.

F.2.9.6.4.2 — ***Miembros compuestos tipo perfil relleno*** — Cuando se requieran, los conectores de acero utilizados para transferir la fuerza cortante longitudinal deberán quedar distribuidos sobre la "longitud de introducción de la carga", que no deberá extenderse más allá de dos veces la dimensión transversal mínima en el caso de un perfil rectangular, o dos veces el diámetro en el caso de un perfil circular, por encima y por debajo de la zona de transferencia de la carga.

El espaciamiento de los conectores de acero dentro de la "longitud de introducción de la carga" deberá cumplir con lo dispuesto en el numeral F.2.9.8.3.5.

F.2.9.7 — **DIAFRAGMAS Y VIGAS COLECTORAS DE SECCIÓN COMPUESTA** — Las losas de diafragma y las vigas colectoras se diseñarán y detallarán para transferir las cargas entre el diafragma, los miembros de borde y miembros colectores del diafragma, y los elementos del sistema de resistencia a cargas laterales.

En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se presentan guías de diseño para los diafragmas y las vigas colectoras de sección compuesta.

F.2.9.8 — **CONECTORES DE ACERO**

F.2.9.8.1 — ***Requisitos Generales*** — El diámetro de los espigos no será mayor que 2.5 veces el espesor de la aleta de la viga a la cual se sueldan, a menos que estén situados sobre el alma.

El numeral F.2.9.8.2 se aplica a miembros a flexión de sección compuesta en los cuales los conectores de acero están embebidos en una losa de concreto maciza o vaciada sobre un tablero metálico. El numeral F.2.9.8.3 se aplica a todos los otros casos.

F.2.9.8.2 — ***Conectores de acero en vigas compuestas*** — La longitud de los conectores tipo espigo con cabeza o tipo perno, medida desde su base hasta el extremo superior de la cabeza después de instalados, no será inferior a cuatro diámetros del espigo.

F.2.9.8.2.1 — ***Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza*** — La resistencia nominal de un conector de acero tipo espigo con cabeza embebido en una losa de concreto maciza o vaciada sobre un tablero metálico se tomará como:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \le R_g R_p A_{sc} F_u \qquad \text{(F.2.9.8-1)}$$

donde:

A_{sc} = área de la sección transversal del conector de espigo, mm²
f'_c = resistencia especificada a compresión del concreto, MPa
E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, MPa
F_u = resistencia a tensión mínima especificada de los conectores tipo espigo con cabeza, MPa
R_g = 1.0 para:
- **(a)** un conector de acero tipo espigo con cabeza soldado en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero;
- **(b)** cualquier número de conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una hilera directamente al perfil de acero;
- **(c)** cualquier número de conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una hilera a través del tablero metálico, con las nervaduras paralelas al perfil de acero y la relación entre el ancho promedio y el peralte de la nervadura ≥ 1.5.

R_g = 0.85 para:
- **(a)** dos conectores de de acero tipo espigo con cabeza soldados en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero;
- **(b)** un conector de acero tipo espigo con cabeza soldado a través del tablero metálico, con las nervaduras paralelas al perfil de acero y la relación entre el ancho promedio y el peralte de la nervadura <1.5.

R_g = 0.70 para:

para tres o más conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero

R_g = 0.75 para:
- **(a)** conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados directamente al perfil de acero;
- **(b)** conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una losa compuesta con el tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga y $e_{mid-ht} \ge 50$ mm;
- **(c)** conectores de acero tipo espigo con cabeza embebidos en una losa compuesta con el tablero metálico orientado paralelamente a la viga, soldados a través del tablero metálico, o a través de una lámina usada como ajuste entre el tablero metálico y la aleta de la viga.

R_g = 0.6 para conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una losa compuesta con el tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga y $e_{mid-ht} \ge 50$ mm.
e_{mid-ht} = distancia entre el borde del vástago del espigo y el alma del tablero metálico, tomada a la mitad de la profundidad de la nervadura y en dirección de la fuerza ejercida por el conector (es decir, en dirección al momento máximo para una viga simplemente apoyada), mm
w_c = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \le w_c \le 2500)$ kg/m³

En la figura F.2.9.8-1 se ilustran los conceptos de e_{mid-ht} y de localización del conector en posición débil y en posición fuerte.

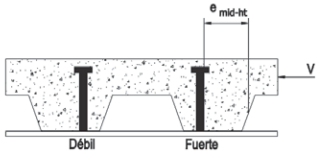


Figura F.2.9.8-1 — Conceptos de e_{mid-ht} y de localización del conector en posición débil y en posición fuerte.

La siguiente tabla presenta los valores de R_g y R_p para varios casos.

Condición	R_g	R_p
*Sin tablero **	*1.0*	*0.75*
Tablero metálico orientado paralelamente al perfil de acero		
$w_r / h_r \ge 1.5$	*1.0*	*0.75*
$w_r / h_r < 1.5$	*0.85***	*0.75*
Tablero metálico orientado perpendicularmente al perfil de acero		
Numero de espigos que ocupan el mismo valle del tablero metálico:		
1	*1.0*	*0.6+*
2	*0.85*	*0.6+*
3 ó más	*0.7*	*0.6+*

h_r = *peralte nominal de la nervadura, mm*
w_r = *ancho promedio de la nervadura o capitel (según se define en el numeral F.2.9.3.2.3), mm*
** *para un espigo sencillo*
\+ *este valor puede aumentarse a 0.75 cuando* $e_{mid-ht} \ge 50$ *mm*

F.2.9.8.2.2 — ***Resistencia de los conectores tipo perno*** — El uso de conectores tipo perno estará limitado a losas macizas de concreto sobre perfiles de acero. La resistencia nominal de un conector tipo perno embebido en una losa de concreto se tomará como:

$$Q_n = 0.14 A_{cp} \sqrt{f'_c E_c} \left(\frac{S}{d_{cp}} \right)^{0.25} \le A_{cp} F_u \qquad \text{(F.2.9.8-2)}$$

donde:

d_{cp} = diámetro nominal de un conector tipo perno, mm

A_{cp} = área de la sección transversal del conector tipo perno, mm²
F_u = resistencia a tensión mínima especificada para los conectores tipo perno, MPa
S = separación longitudinal centro a centro entre los conectores tipo perno, mm
f'_c = resistencia especificada a compresión del concreto, MPa
E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, MPa
w_c = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \le w_c \le 2500)$ kg/m³

Los pernos deberán tener como mínimo una resistencia equivalente a la de los pernos SAE J429 Grado 2, y deben soldarse con un filete a todo alrededor de acuerdo con las normas AWS D1.1

F.2.9.8.2.3 — *Resistencia de los conectores de acero tipo canal* — La resistencia nominal de un conector tipo canal embebido en una losa maciza de concreto se calculará como sigue:

$$Q_n = 0.3 \left(t_f + 0.5 t_w \right) l_c \sqrt{f'_c E_c} \qquad \text{(F.2.9.8-3)}$$

donde:

l_c = longitud del conector en canal, mm
t_f = espesor de aleta del conector en canal, mm
t_w = espesor del alma del conector en canal, mm

La resistencia del conector tipo canal debe desarrollarse soldándolo a la aleta de la viga, para una fuerza igual a Q_n y considerando la excentricidad.

F.2.9.8.2.4 — *Número requerido de conectores de acero* — El número de conectores requeridos entre la sección de máximo momento flector, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe obtenerse dividiendo la fuerza cortante horizontal, determinada según los numerales F.2.9.3.2.4.1 y F.2.9.3.2.4.2, entre la resistencia nominal de un conector, determinada según el numeral F.2.9.8.2.1 o el numeral F.2.9.8.2.2. El número de conectores de acero requeridos entre el punto de aplicación de una carga concentrada y el punto de momento cero más cercano deberá ser suficiente para desarrollar el momento máximo requerido en el punto de aplicación de dicha carga.

F.2.9.8.2.5 — *Requisitos del Detallado* — Los conectores requeridos a cada lado de un punto de máximo momento flector, positivo o negativo, se distribuirán uniformemente entre aquel punto y los puntos adyacentes de momento cero, excepto cuando el diseño indique algo diferente.

Excepto para conectores instalados en las nervaduras de un tablero metálico, los conectores de acero tendrán como mínimo 25 mm de recubrimiento lateral de concreto en dirección perpendicular a la dirección de la fuerza cortante. La distancia mínima desde el centro de un conector hasta un borde libre en dirección de la fuerza cortante será de 200 mm cuando de use concreto de peso normal y de 250 mm cuando se use concreto aligerado. En lugar de usar estos valores, se permite aplicar las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

El mínimo espaciamiento centro a centro entre conectores tipo espigo será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta, y de 4 diámetros en dirección transversal al eje longitudinal de la viga, excepto en las nervaduras de un tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga, en cuyo caso el espaciamiento centro a centro puede reducirse a 4 diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores de acero no deberá exceder de 8 veces el espesor total de la losa ni de 900 mm.

F.2.9.8.3 — *Conectores de acero en componentes de sección compuesta* — Este numeral se aplica al diseño de conectores de acero tipo espigo con cabeza y tipo canal en miembros de sección compuesta.

En lugar de las disposiciones que aquí se presentan, se permite aplicar las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

Las provisiones para el cálculo de la resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza que se presentan en este numeral son aplicables a conectores localizados básicamente en la zona de transferencia

de carga (conexión) de columnas y viga-columnas, vigas tipo perfil revestido y vigas tipo perfil relleno, y muros de sección compuesta, donde hay una acción compuesta entre el acero y el concreto. Estas provisiones no están orientadas a construcciones híbridas donde el acero y el concreto no trabajan en acción compuesta.

En el numeral F.2.9.8.2 se especifica la resistencia de los conectores de acero embebidos en una losa de concreto sólido o en una losa de concreto sobre tablero metálico, para vigas de sección compuesta.

Los estados límites para el vástago de acero del conector y para el desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante se tratan directamente en este numeral. Adicionalmente, el espaciamiento y las tolerancias dimensionales que se suministran en estas provisiones previenen la ocurrencia de los estados límites de efecto de palanca en el concreto para conectores solicitados por cortante y de rotura del concreto para conectores cargados a tensión, según se define en las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

Para concreto de peso normal — los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados únicamente por cortante tendrán una longitud no menor que cinco veces el diámetro del espigo. Los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión o bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión tendrán una longitud no menor que ocho veces el diámetro del espigo. Para estos efectos, la longitud se mide desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el espigo instalado,

Para concreto aligerado — los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados únicamente por cortante tendrán una longitud no menor que siete veces el diámetro del espigo. Los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión tendrán una longitud no menor que diez veces el diámetro del espigo. Para estos efectos, la longitud se mide desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el espigo instalado, La resistencia nominal de los conectores de acero tipo espigo con cabeza bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión en una construcción compuesta con concreto aligerado se determinará de acuerdo con las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

El diámetro de la cabeza en los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión, o bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión, deberá ser mayor o igual que 1.6 veces el diámetro del vástago.

La siguiente tabla presenta los valores mínimos de la relación h/d para conectores de acero tipo espigo con cabeza, correspondientes a distintas condiciones cubiertas en el Capítulo F.2:

Condición de Carga	Concreto de Peso Normal	Concreto Aligerado
Cortante	h/d ≥ 5	h/d ≥ 7
Tensión	h/d ≥ 8	h/d ≥ 10
Cortante + Tensión	h/d ≥ 8	N.A.*

h/d = relación entre la longitud del conector tipo espigo con cabeza, medida desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el perno instalado, y el diámetro del espigo.
* Véanse las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento para el cálculo de los efectos de interacción en los conectores embebidos en concreto aligerado.

F.2.9.8.3.1 — ***Resistencia a cortante de conectores de acero tipo espigo con cabeza en Componentes de Construcción Compuesta*** — Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante no sea un estado límite aplicable, la resistencia de diseño a cortante de un conector de acero tipo espigo con cabeza, $\phi_v Q_{av}$, se calculará tomando:

$$\phi_v = 0.65$$
y
$$Q_{av} = A_{sc} F_u \qquad \text{(F.2.9.8-4)}$$

donde:
Q_{av} = resistencia nominal a cortante del conector tipo espigo con cabeza, N
A_{sc} = sección transversal del conector tipo espigo con cabeza, mm^2
F_u = resistencia a tensión mínima especificada, MPa

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante sea un estado límite aplicable, la resistencia de diseño a cortante de un conector de acero tipo espigo con cabeza, $\phi_v Q_{av}$, se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

(a) Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el Capítulo C.12 del Título C del presente Reglamento a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, se tomará como resistencia nominal a cortante para el conector, Q_{av}, el mínimo entre la resistencia nominal a cortante del acero, según la fórmula F.2.9.8-3, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.
(b) Según se especifica en el Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

Si la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante es un estado límite aplicable (por ejemplo, cuando el volumen que puede desprenderse no está restringido por una platina, aleta o alma de acero adyacente), la aplicación de las provisiones de este numeral supone la existencia de un refuerzo de anclaje adecuado. Alternativamente, pueden aplicarse las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

F.2.9.8.3.2 — ***Resistencia a tensión de conectores de acero tipo espigo con cabeza en Componentes de Construcción Compuesta*** — Cuando la distancia desde el centro de un conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea mayor o igual que 1.5 veces la altura del conector, medida hasta el nivel superior de la cabeza, y el espaciamiento centro a centro entre conectores sea mayor o igual que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia de diseño a tensión para un conector de acero tipo espigo con cabeza, $\phi_t Q_{nt}$, se calculará tomando:

$$\phi_t = 0.75$$
y
$$Q_{nt} = A_{se} F_u \qquad \text{(F.2.9.8-5)}$$

donde:
Q_{nt} = resistencia nominal a tensión del conector, N

Cuando la distancia desde el centro de un conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea menor que 1.5 veces la altura del conector, medida hasta el nivel superior de la cabeza, o el espaciamiento centro a centro entre conectores sea menor que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia nominal a tensión para un conector de acero tipo espigo con cabeza, Q_{nt}, se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

(a) Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el Capítulo C.12 del Título C del presente Reglamento a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, se tomará como resistencia nominal a tensión para el conector, Q_{nt}, el mínimo entre la resistencia nominal a tensión del acero, según la fórmula F.2.9.8-4, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.
(b) Según se especifica en el Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

Se recomienda suministrar refuerzo de confinamiento suplementario alrededor del refuerzo de anclaje para los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión o por la combinación de cortante y tensión, para evitar efectos de borde o efectos causados por espaciamientos reducidos entre los conectores. Véanse los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 y el numeral C-D.5.2.9 del Título C del presente Reglamento para recomendaciones de diseño.

F.2.9.8.3.3 — ***Resistencia de conectores de acero tipo espigo con cabeza a cortante y tensión combinadas en Componentes de Construcción Compuesta*** — Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante no sea un estado límite que controle el diseño, y la distancia desde el centro del conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea mayor o igual que 1.5 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, y el espaciamiento centro a centro entre conectores sea mayor o igual que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la

resistencia nominal para la interacción de cortante y tensión en un conector de acero tipo espigo con cabeza se calculará con base en la siguiente ecuación:

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{\phi_t Q_{nt}}\right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{\phi_v Q_{av}}\right)^{5/3}\right] \le 1.0 \qquad \text{(F.2.9.8-6)}$$

donde:
Q_{rt} = resistencia requerida a tensión, N
Q_{nt} = resistencia nominal a tensión, calculada según el numeral F.2.9.8.3.2, N
Q_{rv} = resistencia requerida a cortante, N
Q_{av} = resistencia nominal a cortante, calculada según el numeral F.2.9.8.3.1, N
ϕ_t = factor de resistencia para tensión = 0.75
ϕ_v = factor de resistencia para cortante = 0.65

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante sea un estado límite que controle el diseño, o la distancia desde el centro del conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea menor que 1.5 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, o el espaciamiento centro a centro entre conectores sea menor que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia nominal para la interacción de cortante y tensión en un conector de acero tipo espigo con cabeza se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

(a) Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el Capítulo C.12 del Título C del presente Reglamento a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, aplicar la ecuación F.2.9.8-6 tomando:
- para la resistencia nominal a cortante del conector, Q_{av}, el mínimo entre la resistencia nominal a cortante del acero, según la fórmula F.2.9.8-4, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje , y
- para la resistencia nominal a tensión del conector, Q_{nt}, el mínimo entre la resistencia nominal a tensión del acero, según la fórmula F.2.9.8-5, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.

(b) Según se especifica en el Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

F.2.9.8.3.4 — ***Resistencia a cortante de conectores de acero tipo canal en Componentes de Construcción Compuesta*** — La resistencia de diseño a cortante para los conectores de acero tipo canal se calculará con base en las provisiones del numeral F.2.9.8.2.3, tomando el factor de resistencia, ϕ_v, igual a 0.75.

F.2.9.8.3.5 — ***Requisitos de Detallado para Componentes de Construcción Compuesta*** — Los conectores de acero deberán tener al menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El espaciamiento mínimo centro a centro entre conectores de acero tipo espigo con cabeza será de cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro entre conectores de acero tipo espigo con cabeza será de 32 veces el diámetro del vástago. El espaciamiento máximo centro a centro entre conectores de acero tipo canal será de 600 mm.

Los requerimientos de detallado que se presentan en este numeral son límites absolutos. Véanse los numerales F.2.9.8.3.2 y F.2.9.8.3.3 para limitaciones adicionales que tienen en cuenta los efectos de borde y de grupo.

F.2.9.9 — **CASOS ESPECIALES** — Cuando la construcción compuesta no se ajuste a los requisitos de los numerales F.2.9.1 a F.2.9.8, la resistencia de los conectores de acero y los detalles de construcción deben ser establecidos mediante ensayos.

F.2.10 — DISEÑO DE CONEXIONES

Este numeral se aplica a los elementos de conexión, los conectores y los elementos afectados de los miembros conectados no sometidos a cargas de fatiga.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.10.1 — Requisitos Generales
F.2.10.2 — Soldaduras
F.2.10.3 — Pernos y Partes Roscadas.
F.2.10.4 — Elementos Afectados de los Miembros Conectados y Elementos de Conexión
F.2.10.5 — Platinas de relleno
F.2.10.6 — Empalmes
F.2.10.7 — Resistencia al Aplastamiento
F.2.10.8 — Bases de Columnas y Apoyos sobre Concreto
F.2.10.9 — Pernos de Anclaje y Elementos Embebidos
F.2.10.10 — Aletas y Almas con Fuerzas Concentradas

Para los casos no incluidos en este numeral, aplican los siguientes numerales:

- Numeral F.2.11: Diseño de Conexiones para perfiles tubulares estructurales (PTE) y Miembros en Cajón
- Numeral F.2.16: Diseño por Fatiga

F.2.10.1 — REQUISITOS GENERALES

F.2.10.1.1 — ***Bases de diseño*** — La resistencia de diseño de las conexiones, ϕR_n, se determinará de acuerdo con las provisiones de este numeral y del numeral F.2.2.

La resistencia requerida de las conexiones se determinará con base en un análisis estructural para las cargas de diseño especificadas, consistente con el tipo de construcción especificada, o se tomará como una proporción de la resistencia de diseño de los miembros conectados cuando así se especifique.

Cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente que se intersectan no coinciden en un punto, se deben considerar los efectos de la excentricidad.

F.2.10.1.2 — ***Conexiones simples —*** Las conexiones simples de vigas o armaduras se diseñarán como conexiones flexibles y podrán diseñarse para las reacciones de cortante solamente, excepto cuando se indique algo diferente en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles deben permitir la rotación de los extremos de las vigas simplemente apoyadas. Con este objeto se permite algún grado de deformación inelástica, mientras sea limitada, en las conexiones.

F.2.10.1.3 — ***Conexiones a momento —*** Las conexiones con restricción al giro en los extremos de vigas y armaduras se diseñarán para las fuerzas que resultan de los efectos combinados de los momentos y cortantes inducidos por la rigidez de las conexiones. Los criterios de comportamiento para las conexiones a momento están dados en el numeral F.2.2.3.5.2.

En los numerales F.2.3 y F.2.21 se presentan los requerimientos del análisis para establecer la resistencia y la rigidez requeridas para el diseño de conexiones.

F.2.10.1.4 — ***Elementos a compresión con empalmes por aplastamiento —*** Los miembros a compresión que dependan del apoyo directo para la transferencia de la carga deberán satisfacer los siguientes requisitos:

(a) Siempre que las columnas descansen sobre placas de base, o tengan un terminado que permita trasmitir las cargas por aplastamiento en los empalmes, deberán proveerse conectores suficientes para mantener todas las partes fuertemente aseguradas en su lugar.
(b) Cuando se tengan miembros a compresión, distintos de columnas, con terminados tales que las cargas se transmitan por aplastamiento, los elementos de empalme y sus conectores deberán disponerse en forma tal que mantengan alineadas todas las partes y se diseñarán para atender una de las dos condiciones que se presentan a continuación. Se permite el uso de la menos severa de las dos condiciones:

(i) una fuerza de tensión axial equivalente al 50% de la resistencia requerida a compresión del miembro; o
(ii) el momento y la fuerza cortante que resultan de la aplicación de una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida a compresión para el miembro. La carga transversal se considerará aplicada en el sitio del empalme, sin considerar otras cargas que actúen en el elemento. El miembro se tratará como articulado para efectos de determinar la fuerza cortante y el momento en el empalme.

Todas las juntas a compresión deberán diseñarse además para resistir cualquier fuerza de tensión desarrollada por las combinaciones de carga estipuladas en el numeral F.2.2.2.

F.2.10.1.5 — *Empalmes en secciones pesadas* — Cuando se deban transmitir fuerzas de tensión (debidas a la aplicación de tensión o flexión) a través de un empalme en una sección pesada, según se define en los numerales F.2.1.3.1.3 y F.2.1.3.1.4, usando soldaduras acanaladas de penetración completa, se aplicarán los requisitos de tenacidad del material por la prueba de impacto de Charpy con ranura en **V** según dichos numerales, los detalles de los agujeros de acceso para soldadura según el numeral F.2.10.1.6, los requisitos para los metales de aporte según el numeral F.2.10.2.6 y los requisitos para la preparación e inspección de superficies cortadas por fusión según el numeral F.2.13.2.2 . Los anteriores requisitos no son aplicables a empalmes de elementos en perfiles armados cuando ellos se sueldan antes de ensamblar el perfil.

Cuando se usan soldaduras acanaladas de penetración completa en empalmes de secciones pesadas, se pueden presentar efectos nocivos por la contracción de la soldadura. Los miembros diseñados a compresión que están también sujetos a fuerzas de tracción pueden ser menos susceptibles a daños resultantes de la contracción si se empalman usando soldaduras acanaladas de penetración parcial en las aletas y platinas soldadas con filetes en el alma, o usando pernos en algunos elementos o en la totalidad del empalme.

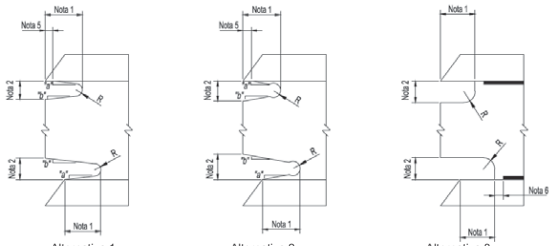
F.2.10.1.6 — *Agujeros de acceso para soldadura* — Todos los agujeros de acceso requeridos para facilitar las operaciones de soldadura deben ser detallados de tal forma que provean el espacio suficiente para instalar una platina de respaldo cuando se requiera. El agujero debe tener una longitud, medida desde el talón de la preparación de la soldadura, no menor que 1½ veces el espesor del material en el cual se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero de acceso será como mínimo igual al el espesor del material donde se abre el agujero de acceso, $\mathbf{t_w}$, pero no debe ser menor que 19 mm ni necesita ser mayor que 50mm.

Para perfiles laminados, o armados antes del corte, el borde del alma debe seguir una línea curva o con pendiente desde la superficie de la aleta hasta la superficie entrante del agujero de acceso. En perfiles laminados en caliente, o armados con soldaduras acanaladas de penetración completa entre el alma y la aleta, todos los destijeres de vigas y agujeros de acceso para soldadura deberán estar libres de entalladuras y esquinas entrantes agudas. Ningún arco de un agujero de acceso para la soldadura deberá tener un radio menor que 10 mm.

En perfiles armados con soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial entre el alma y las aletas, todos los destijeres de vigas y agujeros de acceso para la soldadura deberán estar libres de entalladuras y esquinas entrantes agudas. Se permite que los agujeros de acceso terminen perpendicularmente a la aleta, siempre y cuando la soldadura se interrumpa a una distancia, medida desde el borde del agujero de acceso, por lo menos igual al tamaño de la soldadura

Para secciones pesadas según se define en F.2.1.3.1.3 y F.2.1.3.1.4, las superficies cortadas por fusión en destijeres de vigas y agujeros de acceso para soldadura deberán pulirse hasta obtener metal brillante y ser inspeccionadas, ya sea por métodos de partículas magnéticas o de tintas penetrantes, antes de depositar las soldaduras del empalme. Cuando una porción curva de una transición en un agujero de acceso o destijere se ha obtenido a partir de un agujero pre-taladrado o aserrado, dicha porción no necesita ser pulida. Los agujeros de acceso y los destijeres de vigas en otros perfiles no necesitan ser pulidos ni requieren tampoco inspección con los métodos de tintas penetrantes o partículas magnéticas.

En la figura tabla F.2.10.1-1 se resumen algunos de estos requisitos.



Perfiles laminados y perfiles armados que se ensamblan antes de cortar el agujero de acceso

Perfiles armados que se ensamblan después de cortar el agujero de acceso

Nota: se muestran detalles típicos para una junta soldada desde un lado, con platina de respaldo. Se pueden considerar otras alternativas para estos detalles.

1) Ancho mínimo: $\mathbf{1.5t_w}$ o 38 mm, el que sea mayor.
2) Altura mínima: $\mathbf{1.0t_w}$ o 19 mm, pero no necesita ser mayor que 50 mm.
3) Radio **R** mínimo: 10 mm. Las superficies cortadas por fusión en secciones pesadas, definidas en los numerales F.2.1.3.1.3 y F.2.1.3.1.4, deben ser pulidas.
4) La pendiente "a" forma una transición desde el alma hasta la aleta. La pendiente 'b' puede ser horizontal.
5) La parte inferior de la aleta superior debe ser contorneada para permitir un completo ajuste donde se vayan a utilizar barras de respaldo.
6) Las soldaduras del alma a las aletas en los miembros armados deben quedar retrasadas a una distancia por lo menos igual al tamaño de la soldadura desde el borde del agujero de acceso.

Figura F.2.10.1-1 — Geometría de los Agujeros de Acceso para Soldadura

F.2.10.1.7 — *Disposición de soldaduras y pernos* — Los grupos de soldaduras o pernos que transmitan fuerzas axiales a los extremos de un miembro se dispondrán de manera que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro a menos que se tengan en cuenta los esfuerzos producidos por la excentricidad. Lo anterior no es aplicable a las conexiones en los extremos de miembros de ángulo sencillo, ángulos dobles o miembros similares.

F.2.10.1.8 — *Pernos en combinación con soldaduras* — Donde se usen pernos en combinación con soldaduras, no se considerará que los dos tipos de conectores compartan la carga, excepto cuando se tengan conexiones a cortante con pernos de alguna de las calidades permitidas por el numeral F.2.1.3.3, instalados en perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta transversales a la dirección de la carga, en combinación con soldaduras de filete cargadas longitudinalmente. En tales conexiones, la resistencia de diseño de los pernos no se tomará mayor que el 50 por ciento de su resistencia de diseño en conexiones tipo aplastamiento.

Cuando en una estructura se efectúen modificaciones usando soldadura, los remaches y los pernos de alta resistencia preexistentes, con apriete según los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico en el caso de los pernos, pueden utilizarse para atender las cargas presentes en el momento de la modificación y de esta manera la soldadura deberá suministrar solamente la resistencia adicional requerida.

F.2.10.1.9 — *Pernos de alta resistencia en combinación con remaches* — En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas de acuerdo con las estipulaciones del numeral F.2.10.3, se permite considerar que los pernos de alta resistencia comparten las cargas con los remaches, tanto para trabajos nuevos como en modificaciones.

F.2.10.1.10 — *Limitaciones en conexiones soldadas y pernadas* — Deben utilizarse juntas con pernos pretensionados o juntas soldadas para las siguientes conexiones:

(a) Empalmes de columnas en todas las estructuras de varios pisos con más de 38 m de altura.
(b) Todas las conexiones de vigas y viguetas a columnas, y todas las conexiones entre vigas y viguetas de las cuales dependa el arriostramiento de las columnas, en estructuras de más de 38 m de altura.
(c) En todas las estructuras que soporten puentes grúas de más de 50 kN de capacidad: empalmes en armaduras de cubierta y conexiones de armaduras a columnas, empalmes de columnas, arriostramientos de columnas, pie-de-amigos y apoyos del puente grúa.
(d) Conexiones para soportar maquinaria en movimiento u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos.

En otros casos y mientras no exista otra indicación, las conexiones pueden diseñarse usando pernos ASTM A307 o pernos de alta resistencia con apriete ajustado.

F.2.10.2 — SOLDADURAS — Se deben cumplir todas las provisiones del Código de Soldadura Estructural de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS D1.1, excepto que se aplicarán los siguientes requisitos del Capítulo F.2 en lugar de las secciones del código AWS correspondientes:

Numeral F.2.10.1.6 en lugar de AWS D1.1 — Sección 5.17.1
Numeral F.2.10.2.2.1 en lugar de AWS D1.1 — Sección 2.3.2
Tabla F.2.10.2-2 en lugar de AWS D1.1 — Tabla 2.1
Tabla F.2.10.2-5 en lugar de AWS D1.1 — Tabla 2.3
Tabla F.2.17-1 en lugar de AWS D1.1 — Tabla 2.4
Numerales F.2.2.3.10 y F.2.17 en lugar de AWS D1.1 — Sección 2, Parte C
Numeral F.2.13.2.2 en lugar de AWS D1.1 — Secciones 5.15.4.3 y 5.15.4.4

F.2.10.2.1 — *Soldaduras acanaladas*

F.2.10.2.1.1 — *Área Efectiva* — Se tomará como área efectiva de una soldadura acanalada el producto de la longitud de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración completa será el menor entre los espesores de las partes que se unen.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la tabla F.2.10.2-1.

El espesor efectivo de la garganta para una soldadura acanalada de penetración parcial depende del proceso usado y de la posición en que se ejecuta la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar ya sea la garganta efectiva o la resistencia requerida de la soldadura, y el fabricante debe detallar la junta considerando el proceso de soldadura y la posición en que se soldará la junta.

El espesor efectivo de la garganta para soldaduras en media-V convexa o en V convexa que se ajustan al contorno de barras circulares, a dobleces a 90° en perfiles formados en frío o a esquinas redondeadas de perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección rectangular, será el indicado en la tabla F.2.10.2-2 cuando se rellena a ras, a menos que por medio de ensayos se demuestre la validez de otros valores. El espesor efectivo de garganta para soldaduras en media-V convexa o en V convexa que no alcanzan el llenado a ras será el dado en la tabla F.2.10.2-2 menos la mayor distancia entre la superficie de la soldadura y una línea a ras a la superficie del metal base, medida perpendicularmente a esta última. Se permite usar valores de los espesores efectivos de garganta mayores que los especificados en la tabla F.2.10.2-2 siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede obtener consistentemente tales valores. La calificación consiste en tomar secciones de la soldadura, normales a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento debe efectuarse sobre un número de combinaciones de tamaños de material que sea representativo del intervalo usado en la fabricación.

F.2.10.2.1.2 — *Limitaciones* — El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial no deberá ser menor que el tamaño requerido para trasmitir las fuerzas calculadas

ni menor que el mínimo según la tabla F.2.10.2-3. El tamaño mínimo de la soldadura está determinado por la más delgada de las dos partes que se unen.

Tabla F.2.10.2-1
Espesor Efectivo de la Garganta para Soldaduras Acanaladas de Penetración Parcial

Proceso de Soldadura	Posición de Soldadura	Tipo de canal (AWS D1.1, Figura 3.3)	Espesor Efectivo de la Garganta
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	J U V a 60°	Profundidad del canal
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)			
Soldadura de Arco Sumergido (SAW)	Plana	J U media-V a 60° V a 60°	
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW))	Plana, Horizontal	media-V a 45°	
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	media-V a 45°	Profundidad del canal menos 3 mm
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)	Vertical, Sobre Cabeza		

Tabla F.2.10.2-2
Espesor efectivo de garganta para soldaduras en media-V convexa o V convexa

Proceso de Soldadura	Soldadura en media-V convexa [a]	Soldadura en V convexa
GMAW y FCAW-G	5/8R	3/4R
SMAW y FCAW-S	5/16R	5/8R
SAW	5/16R	1/2R

[a] Para soldaduras en media-V convexa con $\mathbf{R < 10}$ mm usar únicamente con filete de refuerzo sobre llenado a ras.
Nota General:
R = Radio de la superficie de la junta (se puede suponer como **2t** para PTE)

Tabla F.2.10.2-3
Mínimo espesor efectivo de garganta para soldaduras acanaladas de penetración parcial

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Mínimo Espesor Efectivo de Garganta[a] , mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7 a 19.1	6
mayor que 19.1 a 38.1	8
mayor que 38.1 a 57.2	10
mayor que 57.2 a 152.4	13
mayor que 152.4	16

[a] Véase la tabla F.2.10.2-1.

F.2.10.2.2 — *Soldaduras de filete*

F.2.10.2.2.1 — *Área Efectiva* — El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara exterior esquemática del filete. Se permite tomar un mayor valor para la garganta efectiva si, mediante ensayos que combinen las variables del proceso de producción y del procedimiento, se demuestra que de manera consistente se obtiene una penetración más allá de la raíz esquemática del filete.

Para soldaduras de filete en agujeros y ranuras, la longitud efectiva será la longitud del eje de la soldadura medida a lo largo de la línea media del plano de la garganta. Cuando los filetes se superponen, el área efectiva no deberá exceder el área transversal nominal del hueco o ranura en el plano de la superficie de contacto.

F.2.10.2.2.2 — *Limitaciones* — El tamaño de una soldadura de filete no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el mínimo según la tabla F.2.10.2-4. Estos requisitos no se aplican a soldaduras de filete usadas como refuerzo de soldaduras acanaladas de penetración parcial o completa.

Tabla F.2.10.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete[a] mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.
Nota: Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete será:

(a) A lo largo de los bordes de un material con espesor menor que 6 mm: el espesor del material.
(b) A lo largo de los bordes de un material con espesor de 6 mm o más: el espesor del material menos 1.6 mm; excepto cuando la soldadura se haya detallado en los planos para obtener el espesor completo de la garganta. En la soldadura ejecutada, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 1.6 mm siempre y cuando el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.

La longitud de las soldaduras de filete diseñadas con base en su resistencia deberá ser como mínimo igual a cuatro veces su tamaño nominal o, en caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no sobrepasa 1/4 de su longitud efectiva. Si se usan solamente soldaduras longitudinales de filete en las conexiones extremas de barras planas solicitadas a tensión, la longitud de cada filete no será inferior a la distancia perpendicular entre ellos. Para considerar el efecto que la longitud de las soldaduras longitudinales de filete usadas en conexiones extremas tiene sobre el área efectiva del miembro conectado, véase el numeral F.2.4.3.

Para soldaduras longitudinales de filete, paralelas a la dirección del esfuerzo, que transmitan la fuerza al extremo de un miembro solicitado por carga axial, con una longitud de soldadura hasta de 100 veces el tamaño del filete, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de dichas soldaduras exceda de 100 veces el tamaño del filete, la longitud efectiva se determinará multiplicando la longitud real por el factor de reducción, β, calculado como sigue:

$$\beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1.0 \qquad \text{(F.2.10.2-1)}$$

donde:
l = longitud real de la soldadura, mm
w = tamaño del filete, mm

Cuando la longitud de la soldadura exceda de 300 veces el tamaño del filete, w, la longitud efectiva se tomará igual a $180w$.

Se pueden utilizar soldaduras de filete intermitentes para transferir los esfuerzos calculados a través de una junta o entre superficies en contacto y para unir componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será inferior a cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 mm.

En juntas traslapadas, la mínima longitud del traslapo será igual a cinco veces el espesor de la más delgada entre las partes que se conectan, pero no menor que 25 mm. En juntas traslapadas que unen platinas o barras solicitadas por fuerzas axiales y en las que se utilizan únicamente soldaduras transversales de filete, éstas deberán aplicarse a lo largo de los extremos de ambas partes traslapadas, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas esté suficientemente restringida para impedir que la junta se abra bajo la acción de la carga máxima.

En su terminación, las soldaduras de filete pueden interrumpirse antes de los extremos o extenderse a los extremos o lados de las partes que se conectan, excepto cuando aplican las siguientes limitaciones:

(a) Para juntas traslapadas en las cuales una de las partes conectadas se extienda más allá de un borde de otra parte conectada que esté sujeta a esfuerzos de tensión calculados, las soldaduras de filete se interrumpirán a una distancia, medida desde ese borde, no inferior al tamaño del filete.
(b) Para conexiones donde se requiera flexibilidad de los elementos salientes y se usen remates en las esquinas, la longitud de estos remates no debe exceder 4 veces el tamaño nominal de la soldadura ni la mitad del ancho del elemento.
(c) Las soldaduras de filete que unen rigidizadores trasversales a almas de 19.1 mm o menos de espesor en vigas armadas deberán interrumpirse a una distancia entre cuatro y seis veces el espesor del alma, distancia medida desde el borde de la soldadura alma-aleta, excepto donde los extremos de los rigidizadores estén soldados a la aleta.
(d) Las soldaduras de filete localizadas en caras opuestas de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras.

La terminación de una soldadura de filete deberá estar localizada a una distancia aproximadamente igual al tamaño de la soldadura desde el borde de la conexión para evitar la generación de muescas en el material base. Sin embargo, la ocurrencia de soldaduras de filete que terminen en el extremo de la junta no requiere de acciones correctivas, excepto en el caso de conexiones de rigidizadores a almas de vigas.

Se pueden utilizar soldaduras de filete en agujeros o ranuras para trasmitir cortante y resistir cargas perpendiculares al plano de contacto en juntas traslapadas, para evitar el pandeo o separación de elementos traslapados y para unir los componentes de miembros armados. Tales filetes pueden traslaparse, sujetos a las estipulaciones del numeral F.2.10.2. Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras no han de considerarse como soldaduras de tapón o de ranura.

F.2.10.2.3 — *Soldaduras de tapón y de ranura*

F.2.10.2.3.1 — *Área Efectiva* — En soldaduras de tapón y de ranura se considera como área efectiva para resistir la fuerza cortante el área nominal del agujero o de la ranura en el plano de la superficie de contacto.

F.2.10.2.3.2 — *Limitaciones* — Las soldaduras de tapón y de ranura se pueden usar para trasmitir cortante en juntas traslapadas, para impedir el pandeo o la separación de las partes traslapadas y para unir entre sí los componentes de un miembro armado.

El diámetro del agujero para una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm, redondeado al milímetro par superior, ni mayor que ese diámetro mínimo más 3 mm o que 2.25 veces el espesor de la soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura no deberá exceder de 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm, redondeado al próximo mm par superior, ni mayor que 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas, con un radio no menor que el espesor de la parte que la contiene, excepto cuando tales extremos se extiendan hasta el borde del elemento.

La distancia mínima entre líneas de soldaduras de ranura, en sentido transversal a su longitud, será de 4 veces el ancho de la ranura. Sobre cualquier línea, el espaciamiento mínimo en sentido longitudinal entre centros de soldaduras deberá ser de dos veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en materiales de 16 mm o menos de espesor será igual al espesor del material. En materiales de espesor mayor que 16 mm, el espesor de la soldadura será como mínimo igual a la mitad del espesor del material pero no inferior a 16 mm.

F.2.10.2.4 — *Resistencia de diseño* — La resistencia de diseño de una soldadura, ϕR_n, será el menor entre los valores obtenidos para la resistencia del material base, determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, y para la resistencia del metal de la soldadura, determinada para el estado límite de rotura, con R_n calculado como sigue:

Para el metal base:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \qquad \text{(F.2.10.2-2)}$$

Para el metal de la soldadura:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \qquad \text{(F.2.10.2-3)}$$

donde:
F_{nBM} = resistencia nominal por unidad de área para el metal base, MPa
F_{nw} = resistencia nominal por unidad de área para el metal de la soldadura, MPa
A_{BM} = área de la sección transversal del metal base, mm²
A_{we} = área efectiva de la soldadura, mm²

En la tabla F.2.10.2-5 se establecen los valores de ϕ, F_{nBM} y F_{nw}, y las limitaciones aplicables.

Tabla F.2.10.2-5
Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura	Metal en consideración	ϕ	Resistencia Nominal por unidad de área (F_{nBM} o F_{nw}) MPa	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) mm²	Nivel Requerido de Resistencia del Metal de aporte[a][b]
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN COMPLETA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible. Para juntas en T y en esquina con respaldo que no se remueve, se requiere metal de aporte que cumpla con tenacidad de ranura. Véase el numeral F.2.10.2.6.
Compresión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia igual, o inmediatamente inferior, al del metal de aporte compatible
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
Cortante	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible.[c]

Tabla F.2.10.2-5 (continuación)
Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura	Metal en consideración	ϕ	Resistencia Nominal por unidad de área (F_{nBM} o F_{nw}) MPa	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) mm²	Nivel Requerido de Resistencia del Metal de aporte[a][b]
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS EN MEDIA-V CONVEXA Y EN V CONVEXA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	Metal Base	$\phi = 0.75$	F_u	Véase F.2.10.2.4	Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1	
Compresión: Columnas a Placas de Base y empalmes de columnas diseñados según F.2.10.1.4(a)	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Compresión: Conexiones diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento en miembros distintos de columnas, según F.2.10.1.4(b)	Metal Base	$\phi = 0.90$	F_y	Véase F.2.10.4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1	
Compresión: Conexiones no diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento	Metal Base	$\phi = 0.90$	F_y	Véase F.2.10.4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.90F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1	
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura que las une no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				
Cortante	Metal Base	Controlada por F.2.10.4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1	
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y RANURAS Y JUNTAS OBLICUAS EN T					
Cortante	Metal Base	Controlada por F.2.10.4			Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}$ [d]	Véase F.2.10.2.2.1	
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura que las une no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				
SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA					
Cortante Paralela a la superficie de contacto sobre el área efectiva	Metal Base	Gobernada por F.2.10.4			Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.3.1	

(a) Para metal de aporte compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3.
(b) Se permite metal de aporte con el nivel de resistencia inmediatamente superior al de la soldadura compatible.
(c) Para soldaduras acanaladas que transfieran fuerzas de cortante entre el alma y las aletas de miembros armados, o en aplicaciones donde una restricción significativa sea crítica, puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia menor que el compatible. En estas aplicaciones, el detallado y el diseño de la soldadura se harán tomando el espesor del material como garganta efectiva, $\phi = 0.80$ y $0.60F_{EXX}$ como resistencia nominal.
(d) Alternativamente, se permite aplicar las provisiones de F.2.10.2.4(a) siempre y cuando se considere la compatibilidad de deformaciones de los distintos elementos de la soldadura. Los numerales F.2.10.2.4 (b) y (c) se presentan como aplicaciones especiales de F.2.10.2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformaciones.

Alternativamente, la resistencia de diseño para soldaduras de filete, ϕR_n, puede determinarse con base en:
$\phi = 0.75$
y R_n calculado como sigue:

(a) Para un grupo de soldaduras, todas en una línea o todas paralelas, cargado en su propio plano a través de su centro de gravedad

$$R_n = F_{nw} A_{we} \qquad \text{(F.2.10.2-4)}$$

donde:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX}\left(1.0 + 0.50\,\text{sen}^{1.5}\theta\right) \qquad \text{(F.2.10.2-5)}$$

y

F_{EXX} = número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, MPa

θ = ángulo de aplicación de la carga, medido desde el eje longitudinal de la soldadura

(b) Para los elementos de un grupo de soldaduras analizado aplicando un método de centro instantáneo de rotación, los componentes de la resistencia nominal, R_{nx} y R_{ny}, y la capacidad nominal a momento, M_n, se pueden determinar como sigue:

$$R_{nx} = \sum F_{nwix} A_{wei} \quad R_{ny} = \sum F_{nwiy} A_{wei} \qquad \text{(F.2.10.2-6)}$$

$$M_n = \sum \left[F_{nwiy} A_{wei} (x_i) - F_{nwix} A_{wei} (y_i) \right] \qquad \text{(F.2.10.2-7)}$$

donde:

A_{wei} = área efectiva en el plano de la garganta para el elemento "i" de una soldadura, mm^2

$$F_{nwi} = 0.60 F_{EXX}\left(1.0 + 0.50\,\text{sen}^{1.5}\theta\right) f(p_i) \qquad \text{(F.2.10.2-8)}$$

$$f(p_i) = \left[p_i (1.9 - 0.9 p_i) \right]^{0.3} \qquad \text{(F.2.10.2-9)}$$

F_{nwi} = esfuerzo nominal en el i-ésimo elemento, MPa

F_{nwix} = componente en "x" del esfuerzo F_{nwi}

F_{nwiy} = componente en "y" del esfuerzo F_{nwi}

$p_i = \frac{\Delta_i}{\Delta_{mi}}$, relación entre la deformación de un elemento i y su deformación bajo el esfuerzo máximo

r_{cr} = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con la mínima relación Δ_{ui}/r_i, mm

r_i = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el i-ésimo elemento de soldadura, mm

x_i = componente x de r_i

y_i = componente y de r_i

Δ_i = deformación de los elementos de soldadura a niveles intermedios de esfuerzos, linealmente proporcional a la deformación crítica con base en la distancia desde el centro instantáneo de rotación, r_i, mm

= $r_i \Delta_{ui}/r_{cr}$

Δ_{mi} = $0.209(\theta_i + 2)^{-0.32} w$, deformación del elemento de soldadura para el esfuerzo máximo, mm

Δ_{ui} = $1.087(\theta_i + 6)^{-0.65} w \le 0.17 w$, deformación del elemento de soldadura para el esfuerzo último (rotura), que ocurre generalmente en el elemento más distante del centro instantáneo de rotación, mm

θ_i = ángulo de la carga medido desde el eje longitudinal del i-ésimo elemento de soldadura, grados.

(c) Para grupos de soldaduras de filete cargados concéntricamente y consistentes en elementos con el mismo tamaño de soldadura orientados tanto longitudinal como transversalmente en relación con la dirección de aplicación de la carga, la resistencia combinada del grupo de soldaduras de filete, R_n, se determinará como el mayor valor entre:

$$R_n = R_{nw1} + R_{nwt} \qquad \text{(F.2.10.2-10a)}$$

y

$$R_n = 0.85 R_{nw1} + 1.5 R_{nwt} \qquad \text{(F.2.10.2-10b)}$$

donde:

R_{nw1} = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, determinada de acuerdo con la tabla F.2.10.2-5, N

R_{nwt} = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, determinada de acuerdo con la tabla F.2.10.2-5 sin aplicar la alternativa del numeral F.2.10.2.4(a), N

F.2.10.2.5 — *Combinación de soldaduras* — Si dos o más de los tipos generales de soldaduras (acanalada, de filete, de tapón, de ranura) se combinan en una misma junta, la resistencia de diseño de cada una se calcula separadamente con relación al eje del grupo para determinar la resistencia del grupo.

F.2.10.2.6 — *Requisitos para la selección de los electrodos* — La selección de los electrodos a usarse en soldaduras acanaladas de penetración completa solicitadas por tensión normal al área efectiva debe ajustarse a los requisitos para metales de aporte compatibles dados en el Código de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS D1.1.

En la tabla F.2.10.2-6 se presenta un extracto de la tabla 3.1 del código de la AWS. Para una lista completa de metales base y metales de aporte compatibles véase AWS D1.1. En todos los casos deberá verificarse si se aplican otras restricciones.

Tabla F.2.10.2-6
Casos Básicos de Tabla 3.1 de AWS D1.1

Metal Base	Metal de aporte compatible
A36 t ≤ 19.1 mm	Electrodos 60 & 70 ksi
A36 t > 19.1 mm A572 (Gr. 50 & 55) A913 (Gr. 50) A588* A992 A1011 A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros procesos: Electrodos 70 ksi
A913 (Gr. 60 & 65)	Electrodos 80 ksi

*Para situaciones donde se requiera resistencia a la corrosión y color similar al metal base véase AWS D1.1, Sección 3.7.3

Notas:

(a) Los electrodos deberán satisfacer los requerimientos de AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 y A5.29.

(b) En juntas con metales base de diferentes resistencias usar ya sea un metal de aporte compatible con el metal base de mayor resistencia o un metal de aporte compatible con el metal base de menor resistencia y que produzca un bajo depósito de hidrogeno.

Se debe usar un metal de aporte con una tenacidad de 27 J a 4ºC según la prueba de impacto de Charpy con ranura en V en las siguientes juntas soldadas:

(a) Juntas en T y de esquina con soldaduras acanaladas de penetración completa usando platina de respaldo que no se remueve, sujetas a tensión normal al área efectiva, a menos que las juntas estén diseñadas usando la resistencia nominal y el coeficiente de reducción de resistencia correspondientes a una soldadura de penetración parcial.

(b) Empalmes con soldaduras acanaladas de penetración completa sometidos a tensión normal al área efectiva en secciones pesadas como se definen en F.2.1.5.1.3 y F.2.1.5.1.4.

El Certificado de Conformidad del productor de la soldadura será suficiente evidencia del cumplimiento de este requisito.

F.2.10.2.7 — *Metal de la soldadura Mixto* — Cuando se requiere un índice de tenacidad de la prueba de impacto de Charpy con ranura en V, todos los consumibles para el metal de la soldadura, las soldaduras de punto, las pasadas de raíz y las pasadas subsiguientes depositadas en la junta deberán ser compatibles para garantizar la tenacidad del metal de la soldadura mixto que resulta.

F.2.10.3 — PERNOS Y PARTES ROSCADAS.

F.2.10.3.1 — *Pernos de alta resistencia* — El uso de pernos de alta resistencia se ajustará a los requisitos de la *Especificación para Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490 del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales*, en adelante referenciadas como las especificaciones RCSC, excepto donde el numeral F.2.10 defina otros requisitos. Para los efectos del Capítulo F.2, los pernos de alta resistencia se agrupan según la resistencia del material como sigue:

Grupo A – ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449
Grupo B – ASTM 490, A490M, F2280 y A354 Grado BD

Cuando se ensamble la estructura, todas las superficies de las juntas, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, deberán estar libres de escamas, excepto por escamas de laminación no protuberantes.

Se permite instalar los pernos con apriete ajustado cuando se utilizan en:

(a) Conexiones tipo aplastamiento, excepto lo dispuesto en F.2.5.6 o F.2.10.1.10

(b) Conexiones bajo cargas de tensión, o de cortante y tensión combinadas, para pernos del grupo A únicamente, cuando no se esperen condiciones de aflojamiento o fatiga debidos a vibraciones o a fluctuaciones de carga.

La condición de apriete ajustado se define como el apriete requerido para que las partes conectadas queden en contacto firme. Los pernos que hayan de ser llevados a un nivel de apriete distinto de la condición de apriete ajustado deberán quedar claramente identificados en los planos de diseño y de montaje.

Todos los pernos de alta resistencia que se especifiquen en los planos para usarse en juntas pretensionadas o de deslizamiento crítico deberán apretarse hasta obtener una tensión no menor que la indicada en las Tablas F.2.10.3-1 y F.2.10.3-1M. La instalación deberá realizarse por alguno de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, indicadores directos de tensión, llave calibrada, o pernos de diseño alterno.

No existen requisitos específicos para valores mínimos o máximos de la tensión en pernos a instalarse con ajuste justo. Se permite el uso de pernos pretensionados tales como los F1852 o los F2280 excepto cuando los planos de diseño lo prohiban.

Tabla F.2.10.3-1
Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons*
Pernos con diámetro en pulgadas

Tamaño del perno mm (pulgadas)	Grupo A Pernos ASTM A325, ASTM F1852	Grupo B Pernos ASTM A490, ASTM F2280
12.7 (1/2")	53	67
15.9 (5/8")	84	107
19.1 (3/4")	125	156
22.2 (7/8")	173	218
25.4 (1")	227	285
28.6 (1 1/8")	249	356
31.8 (1 ¼")	316	454
34.9 (1 3/8")	378	538
38.1 (1 ½")	458	658

* Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al kN más cercano, como se establece en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC.

Tabla F.2.10.3-1M
Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons*
Pernos con diámetro en milímetros

Tamaño del Perno, mm	Grupo A Pernos ASTM A325	Grupo B Pernos ASTM A490
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

* Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al kN más cercano, como se establece en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC.

Cuando, en el marco de las especificaciones del Consejo de Investigación en Conexión Estructurales (RCSC), y debido a las condiciones aplicables a longitudes que exceden 12 veces el diámetro o a diámetros que exceden 38mm, no se puedan satisfacer los requerimientos para los pernos, se permite el uso de pernos o varillas roscadas que se ajusten a los materiales de los grupos A o B siempre y cuando se cumplan las provisiones para varillas roscadas que se presentan en la Tabla F.2.10.3-2.

Cuando se usan pernos o varillas roscadas ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD o A449 en conexiones de deslizamiento crítico, la geometría del perno, incluyendo características como el paso de la rosca, la longitud de la rosca y las dimensiones de la cabeza y la(s) tuerca(s), será igual (o proporcional si el diámetro es mayor), a la requerida por el Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC). La instalación deberá cumplir con todos los requisitos de las especificaciones del RCSC, con las modificaciones que, para proveer la pretensión de diseño, se requieran por efecto del incremento en el diámetro o la longitud.

Tabla F.2.10.3-2
Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa)[a]
Pernos A307	310[b]	188[a][b][c]
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

(a) Para conexiones de extremo que tengan un patrón de perforaciones con una longitud mayor que 965 mm, F_{nv} se reducirá a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de perforaciones es la máxima distancia paralela a la línea de la fuerza medida sobre la línea de centros de los pernos.

(b) Para pernos A307, los valores tabulados se reducirán en un 1 por ciento por cada 1.6 mm por encima de los 5 diámetros de longitud en el agarre.

(c) Se aceptan roscas en los planos de corte.

F.2.10.3.2 — *Tamaño y condiciones de uso de las Perforaciones* — Los tamaños máximos de las perforaciones para pernos se establecen en las tablas F.2.10.3-3 y F.2.10.3-3M, excepto que en el detallado de las bases de las columnas pueden utilizarse perforaciones mayores para acomodar las tolerancias inherentes a la localización de los pernos de anclaje en las cimentaciones de concreto.

En las conexiones entre miembros deben usarse perforaciones estándar o de ranura corta transversal a la dirección de la carga, excepto cuando se apruebe el uso de perforaciones agrandadas, de ranura corta paralela a la carga o de ranura larga. En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con base en perforaciones estándar podrán utilizarse platinas de relleno de ranuras abiertas, con un espesor hasta de 6.4 mm, sin que la resistencia nominal a cortante del conector deba reducirse a la especificada para perforaciones de ranura.

Las perforaciones agrandadas pueden utilizarse en algunas o en todas las capas comprendidas por una conexión de deslizamiento crítico, pero en ningún caso en conexiones tipo aplastamiento. Deberán instalarse arandelas endurecidas sobre las perforaciones agrandadas en las caras exteriores de los empalmes.

Las perforaciones de ranura corta pueden utilizarse en algunas o en todas las capas comprendidas por una conexión de deslizamiento crítico o tipo aplastamiento. En conexiones de deslizamiento crítico se permite el uso de estas perforaciones independientemente de la dirección de la carga, pero en conexiones tipo aplastamiento la dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Se instalarán arandelas sobre las perforaciones de ranura corta en la cara exterior de un empalme; cuando se utilicen pernos de alta resistencia tales arandelas deberán ser endurecidas, de conformidad con la norma ASTM F436.

Cuando se usen pernos del grupo B con diámetros mayores que 25.4 mm en agujeros agrandados o de ranura localizados en caras exteriores, se deberá utilizar una arandela de acero endurecido que cumpla la norma ASTM F436, excepto que su espesor debe ser de 7.9 mm como mínimo, en lugar de una arandela estándar.

Los requisitos para las arandelas se presentan en la Sección 6 de las especificaciones del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC).

Las perforaciones de ranura larga pueden utilizarse solamente en una de las partes conectadas en cada superficie de contacto, se trate de una conexión de deslizamiento crítico o de una conexión por aplastamiento. En conexiones de deslizamiento crítico, se permiten las perforaciones de ranura larga sin importar la dirección de la carga, pero en conexiones tipo aplastamiento la ranura debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se utilicen perforaciones de ranura larga en una platina exterior, se proveerán arandelas de platina o platinas continuas con perforaciones estándar, con un tamaño suficiente para cubrir totalmente la ranura. En conexiones con pernos de alta resistencia, tales arandelas o platinas continuas deberán tener un espesor no inferior a 7.9 mm y ser de un material de grado estructural, pero no necesitan ser endurecidas. Donde se requieren arandelas endurecidas para usarse con pernos de alta resistencia, dichas arandelas deberán colocarse sobre la superficie exterior de dicha arandela de platina o platina continua.

Tabla F.2.10.3-3
Dimensiones Nominales de las Perforaciones
Pernos con diámetro en pulgadas

Diámetro del Perno mm (pulg.)	Dimensiones de las Perforaciones			
	Perforación estándar mm	Perforación agrandada mm	Ranura corta (Ancho x largo) mm	Ranura Larga (Ancho x largo) mm
12.7 (1/2")	14.3	15.9	14.3 x 17.5	14.3 x 31.8
15.9 (5/8")	17.5	20.6	17.5 x 22.2	17.5 x 39.7
19.1 (3/4")	20.6	23.8	20.6 x 25.4	20.6 x 47.6
22.2 (7/8")	23.8	27.0	23.8 x 28.6	23.8 x 55.6
25.4 (1")	27.0	31.8	27.0 x 33.3	27.0 x 63.5
≥ 28.6 (≥1 1/8")	d + 3.2	d + 7.9	(d + 3.2) x (d + 9.5)	(d + 3.2) x (2.5 x d)

Tabla F.2.10.3-3M
Dimensiones Nominales de las Perforaciones
Pernos con diámetro en mm

Diámetro del Perno mm	Dimensiones de las Perforaciones			
	Perforación estándar mm	Perforación agrandada mm	Ranura corta (Ancho x largo) mm	Ranura Larga (Ancho x largo) mm
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	27	30	27 x 32	27 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥36	d + 3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2.5d

F.2.10.3.3 — *Espaciamiento mínimo* — La distancia entre centros de perforaciones estándar, agrandadas o ranuradas no podrá ser menor que 2 2/3 veces el diámetro nominal del conector, $\mathbf{d}$; se recomienda usar como mínimo $\mathbf{3d}$.

F.2.10.3.4 — *Distancia mínima al borde* — La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de la parte conectada, en cualquier dirección, no será inferior al valor aplicable de la tabla F.2.10.3-4 o F.2.10.3-4M ni al requerido en el numeral F.2.10.3.10. La distancia del centro de una perforación agrandada o de ranura a un borde de la parte conectada no será inferior a la requerida para una perforación estándar más el incremento aplicable C_2 de la tabla F.2.10.3-5 o F.2.10.3-5M.

Las distancias al borde de las tablas F.2.10.3-4 y F.2.10.3-4M son distancias mínimas basadas en prácticas de fabricación estándar y en tolerancias de fabricación. Deben cumplirse además los requisitos aplicables de los numerales F.2.10.3.10 y F.2.10.4.

F.2.10.3.5 — *Máximos valores del espaciamiento y de la distancia al borde* — La distancia máxima del centro de cualquier perno o remache al borde más próximo de las partes en contacto será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de conectores entre dos elementos en contacto continuo, en el caso de una platina y un perfil o de dos platinas, será:

(a) Para miembros pintados o miembros sin pintar que no estén sometidos a corrosión, el espaciamiento no será mayor que 24 veces el espesor de la platina más delgada ni de 300 mm.
(b) Para miembros sin pintar de acero resistente a la corrosión atmosférica expuestos a la corrosión, el espaciamiento no será mayor que 14 veces el espesor de la platina más delgada ni de 180 mm.

Tabla F.2.10.3-4
Distancia Mínima al Borde[a], del centro de una perforación estándar [b] al borde de la parte conectada
Pernos con diámetro en pulgadas

Diámetro del Perno mm (pulgadas)	Distancia mínima al borde mm
12.7 (½")	19.1
15.9 (5/8")	22.2
19.1 (¾)	25.4
22.2 (7/8")	28.6
25.4 (1")	31.8
28.6 (1 1/8")	38.1
31.8 (1 ¼")	41.3
mayor que 31.8 (1 ¼")	1.25 x d

a) Se permiten distancias al borde menores que las dadas en esta tabla si se satisfacen las provisiones aplicables de los numerales F.2.10.3.10 y F.2.10.4, sin embargo no se permiten distancias menores que (1) diámetro del perno sin aprobación del diseñador estructural.
b) Para perforaciones agrandadas o de ranura, véase la tabla F.2.10.3-5.

Tabla F.2.10.3-4M
Distancia Mínima al Borde[a], del centro de una perforación estándar [b] al borde de la parte conectada
Pernos con diámetro en milímetros

Diámetro del Perno mm (pulgadas)	Distancia mínima al borde mm
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
mayor que 36	1.25 x d

(a) Se permiten distancias al borde menores que las dadas en esta tabla si se satisfacen las provisiones aplicables de los numerales F.2.10.3.10 y F.2.10.4, sin embargo no se permiten distancias menores que (1) diámetro del perno.
(b) Para perforaciones agrandadas o de ranura, véase la tabla F.2.10.3-5M.

Tabla F.2.10.3-5
Valores del Incremento de la distancia al borde C_2
Pernos con diámetro en pulgadas

Diámetro Nominal del Conector mm (pulg.)	Perforaciones Agrandadas mm	Perforaciones de ranura		
		Ranura Perpendicular al Borde		Ranura Paralela al Borde
		Ranuras Cortas mm	Ranuras Largas[a]	
≤22.2 (≤7/8")	1.6	3.2	0.75d	0
25.4 (1")	3.2	3.2		
≥28.6 (≥1 1/8")	3.2	4.8		

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo permisible (véase la tabla F.2.10.3-3), se permite reducir el valor de C_2 en la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

Tabla F.2.10.3-5M
Valores del Incremento de la distancia al borde C_2
Pernos con diámetro en mm

Diámetro Nominal del Conector (mm)	Perforaciones Agrandadas (mm)	Perforaciones Ranuradas		
		Ranura Perpendicular al Borde		Ranura Paralela al Borde
		Ranuras Cortas (mm)	Ranuras Largas[a]	
≤22	2	3	0.75d	0
24	3	3		
≥27	3	5		

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo permisible (véase la tabla F.2.10.3-3M), se permite reducir el valor de C_2 en la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

F.2.10.3.6 — *Resistencia de diseño a tensión y cortante de pernos y partes roscadas* — La resistencia de diseño a tensión o a cortante, ϕ, para pernos de alta resistencia o partes roscadas, con apriete ajustado o pretensionados, se determinará de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75$$
y
$$R_n = F_n A_b \qquad \text{(F.2.10.3-1)}$$

donde:
F_n = resistencia nominal a tensión, F_{nt}, o a cortante, F_{nv}, dada en la tabla F.2.10.3-2, MPa.
A_b = área nominal del perno o parte roscada antes de roscar, mm^2.

La resistencia requerida a tensión incluirá cualquier tensión que resulte del efecto de palanca producido por la deformación de las partes conectadas.

F.2.10.3.7 — *Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones tipo aplastamiento* — La resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75$$
y
$$R_n = F'_{nt} A_b \qquad \text{(F.2.10.3-2)}$$

donde:
F'_{nt} = resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, MPa.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \qquad \text{(F.2.10.3-3)}$$

F_{nt} = resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa.
F_{nv} = resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa.
f_v = resistencia requerida a cortante por unidad de área, MPa.

La resistencia de diseño a cortante por unidad de área de los conectores será mayor o igual que la resistencia requerida a cortante por unidad de área, f_v.

Cuando la resistencia requerida por unidad de área, f, ya sea en cortante o en tensión, sea menor o igual que el 30 por ciento de la resistencia de diseño por unidad de área correspondiente, no se requerirá verificar los efectos de esfuerzos combinados. La fórmula F.2.10.3-3 puede reescribirse para expresar la resistencia nominal a cortante por unidad de área, F'_{nv}, como una función de la resistencia requerida a tensión por unidad de área, f_t.

F.2.10.3.8 — *Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico* — Las conexiones de deslizamiento crítico deben diseñarse para prevenir el deslizamiento y también para los estados límites aplicables a las conexiones tipo aplastamiento. En el caso de pernos que pasen a través de platinas de relleno, todas las superficies que puedan deslizarse deben ser preparadas para lograr la resistencia de diseño al deslizamiento.

La resistencia de diseño para el estado límite de deslizamiento, ϕR_n, se determinará con base en el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, y la resistencia nominal, R_n, calculados como sigue.

Para perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga:

$$\phi = 1.00$$

Para perforaciones agrandadas o de ranura corta paralela a la dirección de la carga:

$$\phi = 0.85$$

Para perforaciones de ranura larga:

$$\phi = 0.70$$

La resistencia nominal será igual a:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \qquad \text{(F.2.10.3-4)}$$

donde:
μ = coeficiente promedio de fricción para superficies Clase A o B, según sea aplicable, tomado de los casos que se presentan a continuación u obtenido por ensayos:
= **0.30** para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar libres de escamas de laminación, superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento Clase A o superficies galvanizadas por inmersión en caliente y procesadas para darles rugosidad)
= **0.50** para superficies Clase B (superficies de acero tratadas con chorro sin pintar o superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento clase B)
D_u = 1.13; un factor que refleja la relación entre el valor promedio de la tensión en los pernos instalados y la pretensión mínima especificada para ellos, excepto cuando las especificaciones permitan otro valor
T_b = tensión mínima del perno dada en las tablas F.2.10.3-1 y F.2.10.3-1M, kN
h_f = factor asociado al uso de platinas de relleno, como sigue:
(a) Cuando se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platina(s) de relleno $h_f = 1.0$
(b) Cuando no se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platina(s) de relleno
- Para una platina de relleno entre las partes conectadas $h_f = 1.0$
- Para dos o más platinas de relleno entre las partes conectadas $h_f = 0.85$

n_s = número de planos sobre los cuales debe producirse el deslizamiento para que la conexión deslice.

F.2.10.3.9 — *Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones de deslizamiento crítico* — Cuando sobre una conexión de deslizamiento crítico actúa una fuerza de tensión que reduce la fuerza neta de apriete, la resistencia de diseño al deslizamiento por perno, calculada según el numeral F.2.10.3.8, se multiplicará por el factor k_{sc}, calculado como sigue:

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \qquad \text{(F.2.10.3-5)}$$

donde:
n_b = número de pernos que soportan la tensión aplicada
T_b = mínima tensión de instalación del perno dada en las tablas F.2.10.3-1 o F.2.10.3-1M, kN
T_u = fuerza de tensión debida a combinaciones de cargas mayoradas, kN

F.2.10.3.10 — *Resistencia al aplastamiento en las perforaciones con pernos* — La resistencia de diseño al aplastamiento en las perforaciones con pernos, ϕR_n, se determinará con base en:

$$\phi = 0.75$$

y R_n calculado como sigue:

(a) Para un perno en una perforación estándar, agrandada o de ranura corta, independientemente de la dirección de aplicación de la carga, o en una perforación de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

(i) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:
$R_n = 1.2 L_c t F_u \le 2.4 d t F_u$ **(F.2.10.3-6a)**

(ii) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, no es una consideración de diseño:
$R_n = 1.5 L_c t F_u \le 3.0 d t F_u$ **(F.2.10.3-6b)**

(b) Para un perno en una perforación de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:
$R_n = 1.0 L_c t F_u \le 2.0 d t F_u$ **(F.2.10.3-6c)**

(c) Para conexiones donde los pernos atraviesan completamente un miembro en cajón sin rigidizar o un PTE, véase el numeral F.2.10.7 y la fórmula F.2.10.7-1,

donde:
d = diámetro nominal del perno, mm
F_u = resistencia a tensión mínima especificada del material conectado, MPa
L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, mm
t = espesor del material conectado, mm

Para una conexión, la resistencia al aplastamiento se tomará como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos tomados individualmente.

La resistencia por aplastamiento se verificará tanto para conexiones por aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico. El uso de perforaciones agrandadas y de ranura corta o larga paralela a la dirección de la fuerza está limitado a conexiones de deslizamiento crítico por el numeral F.2.10.3.2.

F.2.10.3.11 — *Pernos especiales* — La resistencia nominal de pernos especiales distintos de los presentados en la tabla F.2.10.3-2 deberá ser verificada por ensayos.

F.2.10.3.12 — *Pernos a Tensión* — Cuando se tengan pernos u otros conectores solicitados por tensión que se conectan a la pared de una sección en cajón o un PTE sin rigidizar, la resistencia de la pared se determinará mediante un análisis racional.

F.2.10.4 — ELEMENTOS AFECTADOS DE LOS MIEMBROS CONECTADOS Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN — Este numeral se aplica a los elementos de los miembros en la zona de la conexión y a los elementos de conexión tales como platinas, cartelas, ángulos y ménsulas.

F.2.10.4.1 — *Resistencia de elementos a Tensión* — La resistencia de diseño, ϕR_n, de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por tensión será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.

(a) Para fluencia por tensión en elementos de conexión:
$\phi = 0.90$
$R_n = F_y A_g$ **(F.2.10.4-1)**

(b) Para rotura por tensión en elementos de conexión:
$\phi = 0.75$
$R_n = F_u A_e$ **(F.2.10.4-2)**

donde:
A_e = área neta efectiva definida en el numeral F.2.4.3, mm^2. Para platinas de empalme pernadas, $A_e = A_n \le 0.85 A_g$

El área efectiva de la platina de conexión puede estar limitada por la distribución de esfuerzos; este efecto se tiene en cuenta mediante la aplicación de criterios como el de la sección de Withmore.

F.2.10.4.2 — *Resistencia de elementos a cortante* — La resistencia de diseño, ϕR_n, de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por cortante será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.

(a) Para fluencia por cortante del elemento:
$\phi = 1.00$
$R_n = 0.60 F_y A_{gv}$ **(F.2.10.4-3)**

donde:
A_{gv} = área bruta sometida a cortante, mm^2

(b) Para rotura por cortante del elemento:
$\phi = 0.75$
$R_n = 0.60 F_u A_{av}$ **(F.2.10.4-4)**

donde:
A_{av} = área neta sometida a cortante, mm^2

F.2.10.4.3 — *Resistencia al desgarramiento en bloque* — La resistencia de diseño, ϕR_n, para el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de una o más líneas de falla a cortante y de una línea de falla a tensión en dirección perpendicular, se calculará tomando:

$\phi = 0.75$
y
$R_n = 0.60 F_u A_{av} + U_{bs} F_u A_{at} \le 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{at}$ **(F.2.10.4-5)**

donde:
A_{gv} = área bruta sometida a cortante, mm^2
A_{at} = área neta sometida a tensión, mm^2
A_{av} = área neta sometida a cortante, mm^2

Cuando el esfuerzo de tensión sea uniforme, se tomará $U_{bs} = 1$; en caso contrario se tomará $U_{bs} = 0.5$.

F.2.10.4.4 — *Resistencia de elementos a compresión* — La resistencia de diseño de elementos de conexión a compresión, ϕR_n, para los estados límites de fluencia y pandeo se determinará como sigue:

Para $KL/r \le 25$

$P_n = F_y A_g$ **(F.2.10.4-6)**
$\phi = 0.90$

Para $KL/r > 25$ se aplican los requisitos del numeral F.2.5.

F.2.10.4.5 — *Resistencia de elementos a flexión* — La resistencia de diseño de elementos afectados de los miembros será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por flexión, pandeo local, pandeo lateral-torsional a flexión y rotura por flexión.

F.2.10.5 — PLATINAS DE RELLENO

F.2.10.5.1 — *Platinas de relleno soldadas* — Siempre que sea necesario usar platinas de relleno en juntas a través de las cuales se transfiera carga, tales platinas de relleno y las soldaduras de conexión deberán satisfacer los requerimientos de los numerales F.2.10.5.1.1 o F.2.10.5.1.2, según sea aplicable.

F.2.10.5.1.1 — *Platinas de relleno delgadas* — No se usarán platinas de relleno de espesor menor que 6.0 mm para transferir esfuerzos. Cuando el espesor de las platinas de relleno sea menor que 6.0 mm, o cuando el espesor de la platina de relleno sea mayor o igual que 6.0 mm pero no sea adecuado para transferir la carga aplicada entre las partes conectadas, la platina de relleno debe quedar a ras con los bordes de la platina de empalme o parte exterior conectada, y el tamaño de la soldadura se incrementará, sobre el tamaño requerido para transmitir la carga, en una magnitud igual al espesor de la platina de relleno.

F.2.10.5.1.2 — *Platinas de relleno gruesas* — Cuando el espesor de las platinas de relleno sea adecuado para transferir la carga aplicada entre las partes conectadas, tales platinas deberán extenderse por fuera de la platina de empalme o parte exterior conectada. Las soldaduras que unen la

platina de empalme o parte exterior conectada a la platina de relleno deben ser suficientes para transmitir la fuerza a la platina de relleno y el área de esta última que recibe la fuerza aplicada debe ser suficiente para que los esfuerzos no sean excesivos. Las soldaduras que unen la platina de relleno a la parte interior conectada deben ser adecuadas para transmitir la fuerza aplicada.

F.2.10.5.2 — *Platinas de relleno atornilladas* — Cuando un perno que transmite carga atraviesa platinas de relleno con un espesor total menor o igual que 6.4 mm, no se requiere reducir la resistencia a cortante. Por el contrario, cuando el espesor total de tales platinas es superior a 6.4 mm, se aplicará uno de los siguientes requerimientos:

(a) La resistencia a cortante de los pernos se multiplicará por un factor igual a $\left[1 - 0.0154(t - 6)\right]$, pero no menor que 0.85, donde t es el espesor total en mm de las platinas de relleno;
(b) Las platinas de relleno deberán extenderse más allá del empalme y esta extensión se asegurará con un número de pernos suficiente para distribuir, de manera uniforme sobre la sección transversal combinada del elemento conectado y las platinas de relleno, la fuerza total que actúa en el elemento conectado.
(c) El tamaño de la junta se aumentará para acomodar un número de pernos equivalente al número total requerido en el punto (b); o
(d) La junta se diseñará para prevenir el deslizamiento de acuerdo con el numeral F.2.10.3.8, usando ya sea superficies clase B o clase A, con el apriete controlado mediante el método del giro de la tuerca.

F.2.10.6 — EMPALMES — Los empalmes con soldaduras acanaladas en vigas y vigas armadas de alma llena se diseñarán para desarrollar la resistencia nominal de la más pequeña de las secciones conectadas. Otros tipos de empalmes en secciones transversales de vigas y vigas armadas de alma llena se diseñarán para desarrollar la resistencia requerida por las fuerzas que actúan en el punto del empalme.

F.2.10.7 — RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO — La resistencia de diseño al aplastamiento de superficies en contacto, ϕR_n, se determinará para el estado límite de aplastamiento (fluencia local a compresión) con base en:

$\phi = 0.75$

y R_n, la resistencia nominal al aplastamiento, definida como sigue para los diferentes tipos de apoyo:

(a) Para superficies maquinadas, pasadores en perforaciones rimadas o taladradas y en extremos de rigidizadores de apoyo ajustados:

$R_n = 1.8 F_y A_{pb}$ **(F.2.10.7-1)**

donde:
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa.
A_{pb} = área de apoyo en proyección, mm^2.

(b) Para balancines y rodillos:

(ii) Si $d \le 635$ mm
$R_n = 1.2\left(F_y - 90\right) l_b d / 20$ **(F.2.10.7-2)**

(iii) Si $d > 635$ mm
$R_n = 30.2\left(F_y - 90\right) l_b \sqrt{d} / 20$ **(F.2.10.7-3)**

donde:
d = diámetro del rodillo o balancín, mm
l_b = longitud de apoyo, mm

F.2.10.8 — BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE CONCRETO — Se deberá proveer la adecuada transmisión de las cargas y momentos de las columnas a las bases y cimentaciones.

La resistencia de diseño al aplastamiento para el estado límite de aplastamiento del concreto, $\phi_c P_p$, se podrá calcular con base en:

$\phi = 0.65$

y P_p, la resistencia nominal al aplastamiento, calculada como sigue:

(a) Sobre un apoyo en concreto cargado en toda su área:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \qquad \text{(F.2.10.8-1)}$$

(b) Sobre un apoyo en concreto cargado sólo en parte de su área:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7 f'_c A_1 \qquad \text{(F.2.10.8-2)}$$

donde:

A_1 = área de acero que se apoya concéntricamente sobre una base de concreto, mm²

A_2 = área máxima de una zona de la superficie de apoyo geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, mm²

F.2.10.9 — PERNOS DE ANCLAJE Y ELEMENTOS EMBEBIDOS — Los pernos de anclaje se diseñarán para proveer la resistencia requerida a nivel de las bases de las columnas de la estructura, incluyendo las componentes netas de tensión de cualquier momento flector que pueda resultar de las combinaciones de carga estipuladas en el numeral F.2.2.2. Los pernos de anclaje se diseñarán de acuerdo con los requerimientos para partes roscadas de la tabla F.2.10.3-2.

El diseño de las bases de las columnas y de los pernos de anclaje para la transferencia de fuerzas a la fundación de concreto, incluyendo el apoyo sobre los elementos de concreto, deberá satisfacer los requerimientos del Título C del presente Reglamento.

Las fuerzas horizontales en las bases de las columnas podrán ser resistidas por aplastamiento contra elementos de concreto o por fricción entre la placa de base de la columna y la cimentación. Cuando los pernos de anclaje sean diseñados para resistir la fuerza horizontal, el diseño deberá tener en cuenta el tamaño de las perforaciones en la placa de base, las tolerancias de instalación de los pernos y el desplazamiento horizontal de la columna.

En las placas de base se permiten perforaciones circulares o de ranura de mayor tamaño cuando se provee un adecuado apoyo para la tuerca usando arandelas ASTM F844 o arandelas de lámina que actúen como puente sobre la perforación.

F.2.10.10 — ALETAS Y ALMAS CON FUERZAS CONCENTRADAS — Este numeral se aplica a fuerzas concentradas simples y dobles aplicadas perpendicularmente a la(s) aleta(s) de perfiles en **I** de aleta ancha y perfiles armados similares. Una fuerza concentrada simple puede ser de tensión o de compresión. Las fuerzas concentradas dobles consisten en una fuerza de tensión y una de compresión, que forman un par sobre el mismo lado del miembro cargado.

Cuando la resistencia requerida exceda la resistencia de diseño determinada por los estados límites considerados en este numeral, se proporcionarán rigidizadores o placas de enchape dimensionados para atender la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño para el estado límite aplicable. El diseño de los rigidizadores deberá satisfacer además los requerimientos del numeral F.2.10.10.8. Las placas de enchape deberán igualmente satisfacer los requisitos de diseño del numeral F.2.10.10.9.

Véase el numeral F.2.20.3 para requisitos aplicables en extremos de miembros en voladizo.

En los extremos no aporticados de vigas se requieren rigidizadores transversales de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.10.10.7.

F.2.10.10.1 — *Flexión local de las aletas* — Este numeral se aplica tanto a fuerzas concentradas simples de tensión como a la componente de tensión de las fuerzas concentradas dobles.

La resistencia de diseño para el estado límite de flexión local de la aleta, ϕR_n, se determinará con base en:

$\phi = 0.90$

y

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf} \qquad \text{(F.2.10.10-1)}$$

donde:

F_{yf} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la aleta, MPa

t_f = espesor de la aleta cargada, mm

Si la longitud de la zona cargada medida a lo ancho de la aleta es menor que $0.15 b_f$, donde b_f es el ancho de la aleta del miembro, no se necesita verificar la fórmula F.2.10.10-1.

Cuando la fuerza concentrada que se debe soportar está aplicada a una distancia menor que $10 t_f$ desde el extremo del miembro, R_n se debe reducir en un 50%.

Cuando se requiera, se debe proporcionar un par de rigidizadores transversales.

F.2.10.10.2 — *Fluencia local del alma* — Este numeral se aplica tanto a fuerzas concentradas simples como a ambas componentes de fuerzas concentradas dobles.

La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia local del alma se determinará con base en:

$\phi = 1.00$

y R_n, la resistencia nominal, calculada como sigue:

(a) Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse está aplicada a una distancia, medida desde el extremo del miembro, mayor que el peralte **d** del miembro,

$$R_n = (5k + l_b) F_{yw} t_w \qquad \text{(F.2.10.10-2)}$$

(b) Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse está aplicada a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor o igual que el peralte **d** del miembro,

$$R_n = (2.5k + l_b) F_{yw} t_w \qquad \text{(F.2.10.10-3)}$$

donde:

k = distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie del filete sobre el alma, mm

F_{yw} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el alma, MPa.

l_b = longitud de apoyo (no inferior a **k** para reacciones de extremo en vigas), mm

t_w = espesor del alma, mm

Cuando se requiera, se proveerá un par de rigidizadores transversales o una placa de enchape.

F.2.10.10.3 — *Arrugamiento del alma* — Este numeral se aplica tanto a fuerzas concentradas simples de compresión como a la componente de compresión de las fuerzas concentradas dobles.

La resistencia de diseño para el estado límite de arrugamiento local del alma se determinará con base en:

$\phi = 0.75$

y R_n, la resistencia nominal, calculada como sigue:

(a) Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia, medida desde el extremo del miembro, mayor o igual que $d/2$:

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(F.2.10.10-4)}$$

(b) Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor que $d/2$:

(i) Si $l_b/d \leq 0.2$

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(F.2.10.10-5a)}$$

(ii) Si $l_b/d > 0.2$

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4(l_b)}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(F.2.10.10-5b)}$$

donde:

d = peralte del miembro, mm

t_f = espesor de la aleta, mm

Cuando se requiera, se proveerán uno o dos rigidizadores trasversales, o una placa de enchape, los cuales deberán extenderse por lo menos hasta la mitad de la profundidad del alma.

F.2.10.10.4 — *Pandeo lateral del alma* — Este numeral se aplica únicamente a fuerzas concentradas simples de compresión que actúan sobre miembros en los que, para la sección en la cual se aplica la fuerza concentrada, no está restringido el movimiento lateral relativo entre la aleta a tensión y la aleta a compresión, que recibe la carga.

La resistencia de diseño del alma se determinará con base en:

$\phi = 0.85$

y R_n, la resistencia nominal para el estado límite de pandeo lateral del alma, calculada como sigue:

(a) Si la aleta a compresión está restringida contra rotación:

(i) Para $\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \leq 2.3$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^3\right] \qquad \text{(F.2.10.10-6)}$$

(ii) Para $\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia de diseño, ϕR_n, se debe proporcionar arriostramiento lateral local a la aleta a tensión, o proveer un par de rigidizadores transversales o una placa de enchape.

(b) Si la aleta a compresión no está restringida contra la rotación:

(i) Para $\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \leq 1.7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^3\right] \qquad \text{(F.2.10.10-7)}$$

(ii) Para $\frac{h/t_w}{l/b_f} > 1.7$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia de diseño, ϕR_n, se debe proporcionar arriostramiento lateral local a ambas aletas en el punto de aplicación de la fuerza concentrada.

Las siguientes definiciones se aplican a las fórmulas F.2.10.10-6 y F.2.10.10-7:

C_r = 6.62×10^6 cuando $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga, MPa.

= 3.31×10^6 cuando $M_u \geq M_y$ en el punto de aplicación de la carga, MPa.

M_u = resistencia requerida a momento, N·mm

L_b = la mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquiera de las aletas en el punto de aplicación de la carga, mm

b_f = ancho de la aleta, mm

h = distancia libre entre aletas menos el filete o el radio de la transición alma-aleta para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de conectores, o distancia libre entre aletas cuando se usa soldadura, para perfiles armados, mm

t_f = espesor de la aleta, mm

t_w = espesor del alma, mm

En el numeral F.2.19 se dan criterios para el diseño de elementos que puedan proveer una restricción adecuada.

F.2.10.10.5 — *Pandeo del alma por compresión* — Este numeral se aplica a un par de fuerzas de compresión que actúan sobre una y otra aleta en una misma sección de un miembro, sean ellas fuerzas concentradas simples o a las componentes de compresión de un par de fuerzas concentradas dobles.

La resistencia de diseño para el estado límite de pandeo local del alma se determinará tomando:

$\phi = 0.90$

y

$$R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \qquad \text{(F.2.10.10-8)}$$

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión a resistir se aplique a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor que $d/2$, R_n se reducirá en un 50%.

Cuando se requiera, se deberá proporcionar uno o dos rigidizadores transversales, o una placa de enchape, los cuales deberán extenderse sobre toda la profundidad del alma.

F.2.10.10.6 — *Cortante en la zona de panel del alma* — Este numeral se aplica a fuerzas concentradas dobles que actúan sobre una o ambas aletas de un miembro en la misma localización.

La resistencia de diseño de la zona de panel del alma para el estado límite de fluencia por cortante se determinará con base en:

$\phi = 0.90$

y R_n, la resistencia nominal, calculada como sigue:

(a) Cuando en el análisis no se considera el efecto de la deformación de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

(i) Para $P_u \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \qquad \text{(F.2.10.10-9)}$$

(ii) Para $P_u > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y}\right) \qquad \text{(F.2.10.10-10)}$$

(b) Cuando en el análisis se considera el efecto la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

(i) Para $P_u \leq 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad \text{(F.2.10.10-11)}$$

(ii) Para $P_u > 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y}\right) \qquad \text{(F.2.10.10-12)}$$

En las fórmulas F.2.10.10-9 a F.2.10.10-12 se aplican las siguientes definiciones:

A = área de la sección transversal de la columna, mm².
b_{cf} = ancho de la aleta de la columna, mm
d_b = peralte de la viga, mm
d_c = peralte de la columna, mm
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma de la columna, MPa.
P_u = resistencia requerida, N.
P_y = $F_y A$, resistencia de la columna a la fluencia bajo carga axial, N.
t_{cf} = espesor de la aleta de la columna, mm
t_w = espesor del alma de la columna, mm

Cuando se requiera, se usará(n) placa(s) de enchape o un par de rigidizadores diagonales dentro de los límites de la conexión rígida de dos o más miembros cuyas almas están en el mismo plano.

Véase el numeral F.2.10.10.9 para los requerimientos de diseño de las placas de enchape.

F.2.10.10.7 — *Extremos no aporticados de vigas y viguetas* — En los extremos no aporticados de vigas y viguetas que no estén restringidas de otra manera contra la rotación alrededor de su eje longitudinal, se proporcionará un par de rigidizadores transversales que se extiendan sobre toda la profundidad del alma.

F.2.10.10.8 — *Requisitos adicionales para los rigidizadores para cargas concentradas* — Los rigidizadores requeridos para resistir fuerzas concentradas de tensión deberán ser diseñados de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.10.4.1 y soldarse a la aleta que recibe la carga y al alma. Las soldaduras a la aleta se dimensionarán para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño para el estado límite aplicable. Las soldaduras del rigidizador al alma se dimensionarán para transferir al alma la diferencia algebraica entre las fuerzas de tensión en uno y otro extremo del rigidizador.

Los rigidizadores requeridos para resistir fuerzas concentradas de compresión se diseñarán de acuerdo con lo especificado en el numeral F.2.10.4.4, se soldarán al alma y podrán alternativamente estar en contacto directo con la aleta cargada o soldarse a ella. Las soldaduras a la aleta se dimensionarán para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño para el estado límite aplicable. La soldadura al alma se dimensionará para transferir a ella la diferencia algebraica entre las fuerzas de compresión en uno y otro extremo del rigidizador. Para el diseño de los rigidizadores ajustados, donde la carga se transfiere por contacto, véase el numeral F.2.10.7.

Los rigidizadores transversales que se extienden sobre toda la profundidad de una viga laminada en caliente o de una viga armada para atender fuerzas de compresión aplicadas a la(s) aleta(s) se diseñarán como miembros solicitados por compresión axial (columnas) de acuerdo con los requisitos de los numerales F.2.5.6.2 y F.2.10.4.4. Las propiedades de tales columnas se determinarán usando una longitud efectiva de $0.75h$ y considerando una sección transversal compuesta por dos rigidizadores y una franja del alma que tenga un ancho de $25t_w$ para rigidizadores interiores o de $12t_w$ para rigidizadores en los extremos de la viga. La soldadura que conecta un rigidizador de apoyo con el alma se dimensionará para transmitir a esta última la diferencia entre las fuerzas de compresión en uno y otro extremo del rigidizador.

Los rigidizadores transversales y diagonales deberán además satisfacer los siguientes criterios:

(a) El ancho de cada rigidizador más la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser inferior a un tercio del ancho de la aleta o de la platina de la conexión a momento que transmite la fuerza concentrada.
(b) El espesor de un rigidizador no será menor que la mitad del espesor de la aleta o de la platina de la conexión a momento que transmite la fuerza concentrada, ni menor que el ancho dividido entre 16.
(c) Los rigidizadores transversales deberán extenderse como mínimo sobre la mitad de la profundidad del miembro excepto lo especificado en F.2.10.10.5 y F.2.10.10.7.

F.2.10.10.9 — *Requisitos adicionales para placas de enchape bajo cargas concentradas* — Las placas de enchape requeridas por resistencia a compresión deberán ser diseñadas de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.5.

Las placas de enchape requeridas por resistencia a tensión deberán ser diseñadas de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.4.

Las placas de enchape requeridas por resistencia a cortante (véase el numeral F.2.10.10.6) deberán ser diseñadas de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.7.

Además, las placas de enchape deberán cumplir con los siguientes criterios:

(a) Se usarán placas de enchape de espesor y extensión adecuados para suministrar el material adicional que permita igualar o exceder los requisitos de resistencia.
(b) La placa de enchape se soldará de manera que se desarrolle la proporción de la fuerza total que se transmite a ella.

F.2.11 — DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) Y MIEMBROS EN CAJÓN

Este numeral abarca las consideraciones de diseño aplicables a las conexiones para miembros fabricados en Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) o de sección en cajón con espesor de pared uniforme.

El diseño de las conexiones controla con frecuencia el dimensionamiento de los miembros en PTE, en particular el espesor de los miembros principales de las armaduras, y debe por lo tanto ser considerado desde el diseño inicial.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.11.1 — Fuerzas Concentradas sobre PTE
F.2.11.2 — Conexiones de PTE a PTE en Armaduras
F.2.11.3 — Conexiones a Momento de PTE a PTE
F.2.11.4 — Soldaduras a ramales

Véase también el numeral F.2.10 para requisitos adicionales para conexiones pernadas a PTE. Para pernos pasantes, véase el numeral F.2.10.3.10(c)

Las dimensiones de las conexiones deben estar dentro del rango de aplicabilidad. Se requiere verificar un estado límite solamente cuando la geometría de la conexión o la carga están dentro de los parámetros dados en la descripción del mismo.

La resistencia de diseño de las conexiones, ϕR_n, debe ser determinada de acuerdo con las provisiones de este numeral y las provisiones del numeral F.2.2.

En la figura F.2.11-1 se ilustran las definiciones de algunos de los parámetros usados en este numeral.

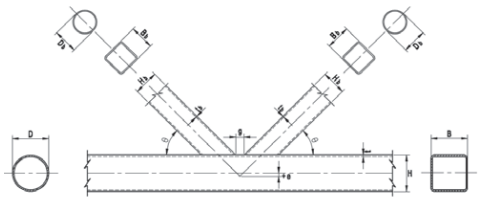


Figura F.2.11-1 — Notación para conexiones en PTE

F.2.11.1 — FUERZAS CONCENTRADAS SOBRE PTE

F.2.11.1.1 — *Definiciones de los parámetros*

A_g = área bruta (total) de la sección transversal del miembro, mm²
B = ancho total del miembro en PTE rectangular, medido a 90 grados del plano de la conexión, mm
B_p = ancho de platina, medido a 90 grados del plano de la conexión, mm
D = diámetro exterior de miembro en PTE circular, mm
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del miembro en PTE, MPa
F_{yp} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la platina, MPa
F_u = resistencia a tensión mínima especificada del material del PTE, MPa
H = peralte del miembro en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
l_b = longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del miembro en PTE, (o medida a través del ancho del PTE en el caso de tapas de extremo cargadas), mm
t = espesor de diseño de la pared de un miembro en PTE, mm
t_p = espesor de la platina, mm

F.2.11.1.2 — *PTE Circulares* — La resistencia de diseño de las conexiones con cargas concentradas dentro de los límites de la tabla F.2.11.1-1A se debe tomar como se muestra en la tabla F.2.11.1-1.

Tabla F.2.11.1-1
Resistencia de diseño para la conexión de una platina a un PTE circular

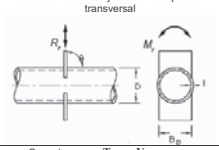
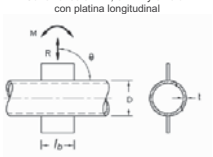
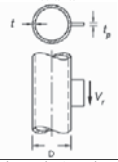
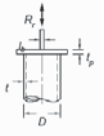
Tipo de Conexión	Resistencia de diseño de la conexión	Flexión en la Platina	
Conexiones en T y en cruz con platina transversal 	Estado límite: fluencia local del PTE Carga axial en la platina: $R_n \operatorname{sen}\theta = F_y t^2 \left[\frac{5.5}{1 - 0.81\frac{B_p}{D}}\right] Q_f$ (F.2.11.1-1) $\phi = 0.90$	En el plano	Fuera del plano $M_n = 0.5B_p R_n$
Conexiones en T, en Y y en cruz con platina longitudinal 	Estado límite: plastificación del PTE Carga axial en la platina: $R_n \operatorname{sen}\theta = 5.5F_y t^2 \left[1 + 0.25\frac{l_b}{D}\right] Q_f$ (F.2.11.1-2) $\phi = 0.90$	$M_n = 0.8(l_b)R_n$	—
Conexiones en T con platina longitudinal de cortante 	Estados límites: fluencia de la platina y falla a cortante (punzonamiento) en el PTE Espesor máximo de la platina: $t_p \le \frac{F_u}{F_{yp}} t$ (F.2.11.1-3)	—	—
Conexiones sobre tapas de extremo 	Estado límite: fluencia local del PTE Carga axial: $R_n = 2F_y t\left[5t_p + l_b\right] \le AF_y$ (F.2.11.1-4) $\phi = 1.00$	—	—

Tabla F.2.11.1-1 (continuación)
Resistencia de diseño para la conexión de una platina a un PTE circular

FUNCIONES	
$Q_f = 1$	para conexión a una superficie a tensión en el PTE .
$= 1 - 0.3U(1+U)$	para conexión a una superficie a compresión en el PTE (F.2.11.1-5)
$U = \left\lvert \frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c} \right\rvert$	, donde P_u y M_u se obtienen sobre el lado de la junta que tiene el menor esfuerzo de compresión.
P_u y M_u	se refieren a las fuerzas en el PTE (F.2.11.1-6)

Tabla F.2.11.1-1 A
Límites de aplicación de la tabla F.2.11.1-1

1. Angulo de aplicación de la carga en la platina $\theta \geq 30°$
2. Relaciones de esbeltez de la pared del PTE $D/t \leq 50$ para conexiones en T con platinas a carga axial o momento.
   $D/t \leq 40$ para conexiones en cruz con platinas a carga axial o momento.
   $D/t \leq 0.11E/F_y$ para conexiones con platina a cortante.
   $D/t \leq 0.11E/F_y$ para conexiones con tapa a compresión
3. Relación de ancho $0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con platina transversal.
4. Resistencia del material $F_y \leq 360$ Mpa
5. Ductilidad $F_y/F_u \leq 0.8$ (es aceptable el material ASTM A500 Gr. C)

F.2.11.1.3 — ***PTE Rectangulares*** — La resistencia de diseño de las conexiones con cargas concentradas dentro de los límites de la tabla F.2.11.1-2A se debe tomar como el menor valor entre los estados límites aplicables según la tabla F.2.11.1-2.

Tabla F.2.11.1-2
Resistencia de diseño para la conexión de una platina a un PTE rectangular

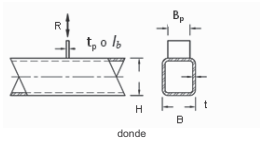
Tipo de conexión	Resistencia de diseño en la conexión
Conexiones en T y en cruz con platina transversal bajo carga axial en la platina  donde $\beta = \frac{B_p}{B}$	Estado límite: fluencia local de la platina, para cualquier valor de β $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p$ (F.2.11.1-7) $\phi = 0.95$
	Estado límite: fluencia a cortante (punzonamiento) en el PTE, cuando $0.85B \leq B_p \leq B - 2t$ $R_n = 0.6F_y t\left[2t_p + 2B_{ep}\right]$ (F.2.11.1-8) $\phi = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de la pared del PTE, cuando $\beta = 1.0$ $R_n = 2F_y t\left[5k + l_b\right]$ (F.2.11.1-9) $\phi = 1.00$
	Estado límite: arrugamiento de la pared del PTE, para conexiones en T , cuando $\beta = 1.0$ y la platina está a compresión, $R_n = 1.6t^2\left[1 + \frac{3(l_b)}{H - 3t}\right]\sqrt{EF_y Q_f}$ (F.2.11.1-10) $\phi = 0.75$
	Estado límite: arrugamiento de la pared del PTE, para conexiones en cruz, cuando $\beta = 1.0$ y la platina está a compresión, $R_n = \left[\frac{48t^3}{H - 3t}\right]\sqrt{EF_y Q_f}$ (F.2.11.1-11) $\phi = 0.90$

Tabla F.2.11.1-2 (continuación)
Resistencia de diseño para la conexión de una platina a un PTE rectangular

FUNCIONES	
$Q_f = 1.0$	para conexión a una superficie a tensión en el PTE.
$= 1.3 - 0.4\frac{U}{\beta} \leq 1.0$	para conexión de una platina transversal a una superficie a compresión en el PTE (F.2.11.1-16)
$= \sqrt{1 - U^2}$	para conexión de una platina longitudinal o una platina longitudinal pasante a una superficie a compresión en el PTE (F.2.11.1-17)
$U = \left\lvert \frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c} \right\rvert$	donde P_u y M_u se obtienen en el lado de la junta que tiene el mayor esfuerzo de compresión (F.2.11.1-6)
P_u y M_u	se refieren a las fuerzas en el PTE
$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$	(F.2.11.1-18)
k =	radio exterior en la esquina del PTE, $\geq 1.5t$

Tabla F.2.11.1-2A Límites de aplicación de la tabla F.2.11.1-2

1. Ángulo de aplicación de la carga $\theta \geq 30°$
2. Relaciones de esbeltez de la pared del PTE: B/t o $H/t \leq 35$ para la pared cargada, en conexiones con platina transversal.
   B/t o $H/t \leq 40$ para la pared cargada, en conexiones con platina longitudinal o platina pasante
   $(B-3t)/t$ o $(H-3y)/t \leq 1.40\sqrt{E/F_y}$ para la pared cargada, cuando la platina está solicitada por cortante.
3. Relación de ancho: $0.25 \leq B_p/B \leq 1.00$ para conexiones con platina transversal.
4. Resistencia del material $F_y \leq 360$ MPa
5. Ductilidad: $F_y/F_u \leq 0.8$ (es aceptable el material ASTM A500 Gr. C)

F.2.11.2 — **CONEXIONES DE PTE A PTE EN ARMADURAS** — Se definen como conexiones de PTE a PTE en armaduras aquellas conexiones conformadas por uno o más ramales que se sueldan directamente a un miembro principal continuo que pasa a través de la conexión. Se clasifican como sigue:

(a) Cuando la carga de punzonamiento $(P_r \text{ sen } \theta)$ de un ramal está equilibrada por fuerzas de cortante de viga en el miembro principal, la conexión se clasifica como conexión en T si el ramal es perpendicular al miembro principal, y como conexión en Y en otros casos.

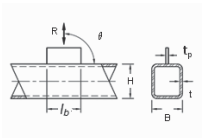
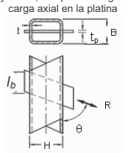
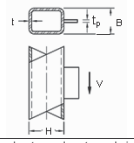
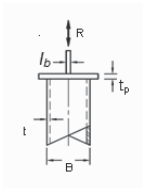
(b) Cuando la carga de punzonamiento $(P_r \text{ sen } \theta)$ de un ramal está equilibrada básicamente (dentro de un 20 por ciento de variación) por cargas en otro(s) ramal(es) ubicado(s) sobre el mismo lado de la conexión, ésta se clasifica como una conexión en K . La separación relevante se toma entre los miembros ramales primarios cuyas cargas se equilibran. Se incluye aquí el caso de una conexión en K donde un ramal es perpendicular al miembro principal, denominada usualmente conexión en **N**.

(c) Cuando la carga de punzonamiento $(P_r \text{ sen } \theta)$ se transmite a través del miembro principal y es equilibrada por ramales sobre el lado opuesto, la conexión se clasifica como conexión en cruz.

(d) Cuando a una conexión llegan más de dos ramales primarios, o llegan ramales en más de un plano, la conexión se clasifica como una conexión general o multiplanar.

En la figura F.2.11.2-1 se presentan ejemplos de clasificación de las conexiones.

Tabla F.2.11.1-2 (continuación)
Resistencia de diseño para la conexión de una platina a un PTE rectangular

Tipo de conexión	Resistencia de diseño en la conexión
Conexiones en T , en Y y en cruz bajo carga axial en la platina. 	Estado límite: plastificación de la pared del PTE $R_n \text{sen}\,\theta = \frac{F_y t^2}{1-(t_p/B)}\left[\frac{2(l_b)}{B} + 4\sqrt{1-\frac{t_p}{B}Q_f}\right]$ (F.2.11.1-12) $\phi = 1.00$
Conexiones en T y en Y , con platina longitudinal pasante, bajo carga axial en la platina 	Estado límite: plastificación de la pared del PTE $R_n \text{sen}\,\theta = \frac{2F_y t^2}{1-(t_p/B)}\left[\frac{2(l_b)}{B} + 4\sqrt{1-\frac{t_p}{B}Q_f}\right]$ (F.2.11.1-13) $\phi = 1.00$
Conexiones en T con platina longitudinal de cortante bajo fuerza cortante en la platina. 	Estados límites: fluencia en la platina y falla a cortante (punzonamiento) en el PTE. $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t$ (F.2.11.1-3)
Conexiones sobre tapas de extremo bajo carga axial 	Estado límite : fluencia en las paredes laterales $R_n = 2F_y t\left[5t_p + l_b\right]$, cuando $\left(5t_p + l_b\right) < B$ (F.2.11.1-14) $R_n = AF_y$, cuando $\left(5t_p + l_b\right) \geq B$ $\phi = 1.00$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales cuando la platina está a compresión. $R_n = 1.6t^2\left[1 + \frac{6(l_b)}{B}\left(\frac{t}{t_p}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\frac{t_p}{t}}$ cuando $\left(5t_p + l_b\right) < B$ (F.2.11.1-15) $\phi = 0.75$

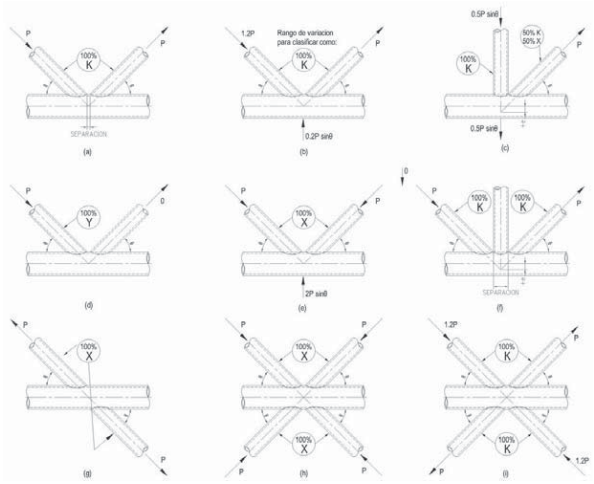
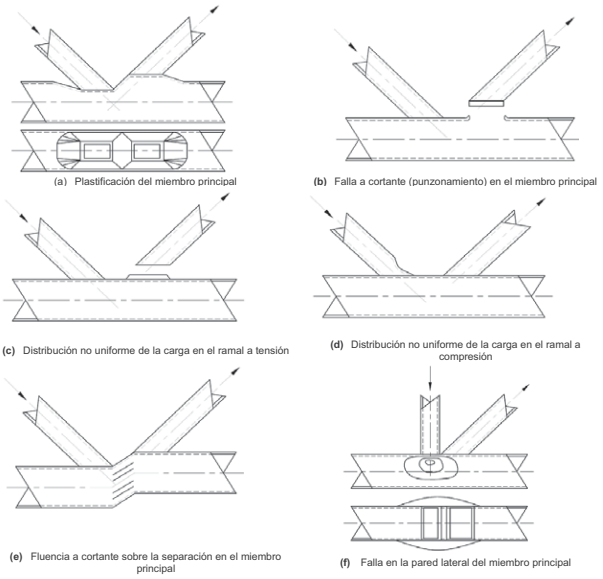


Figura F.2.11.2-1 — **Ejemplos de clasificación de conexiones de PTE a PTE**

Cuando un ramal transmita una parte de su carga como conexión en K y otra parte a través de mecanismos de conexión en T , en Y o en cruz, la resistencia nominal se determinará en proporción a la participación de cada tipo de conexión sobre el total.

Para los efectos del numeral F.2.11, las líneas de eje de los ramales y miembros principales estarán en un plano común. Para las conexiones de PTE rectangulares se tiene la limitación adicional de que todos los miembros estén orientados con dos paredes paralelas al plano. Para armaduras fabricadas con PTE, con los ramales soldados a los miembros principales, se permiten excentricidades dentro de los límites de aplicabilidad sin que se requiera considerar los momentos resultantes en el diseño de la conexión.

En la figura F.2.11.2-2 se presentan algunos modos típicos de falla para conexiones de PTE a PTE en armaduras.



(a) Plastificación del miembro principal

(b) Falla a cortante (punzonamiento) en el miembro principal

(c) Distribución no uniforme de la carga en el ramal a tensión

(d) Distribución no uniforme de la carga en el ramal a compresión

(e) Fluencia a cortante sobre la separación en el miembro principal

(f) Falla en la pared lateral del miembro principal

Figura F.2.11.2-2 — Estados límites típicos para conexiones de PTE a PTE en armaduras

F.2.11.2.1 — *Definiciones de los parámetros*

A_g = área bruta (total) de la sección transversal del miembro, mm^2
B = ancho total del miembro principal en PTE rectangular, medido a 90 grados del plano de la conexión, mm
B_b = ancho total del ramal en PTE rectangular, medido a 90 grados del plano de la conexión, mm
D = diámetro exterior del miembro principal en PTE circular, mm
D_b = diámetro exterior del ramal en PTE circular, mm
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el material del miembro principal en PTE, MPa.
F_{yb} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el material del ramal en PTE, MPa.
F_u = resistencia a tensión mínima especificada para el material del PTE, MPa.
H = peralte del miembro principal en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm

H_b = peralte del ramal en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
O_v = $l_{ov}/l_p \times 100$, %
e = excentricidad en una conexión de armadura, positiva alejándose de los ramales, mm
g = separación entre ramales, medida sobre la cara del miembro principal en una conexión en K, sin considerar las soldaduras, mm
l_{ov} = longitud del traslapo entre dos ramales, proyectados hasta la cara de conexión sobre el miembro principal, medida sobre esta cara, mm
l_p = longitud proyectada, sobre el miembro principal, del ramal que traslapa, mm
t = espesor de diseño de la pared de un miembro principal en PTE, mm
t_b = espesor de diseño de la pared de un ramal en PTE, mm
β = relación de anchos; relación del diámetro del ramal al diámetro del miembro principal = D_b/D para PTE circular; relación del ancho total del ramal al ancho total del miembro principal = B_b/B para PTE rectangular.
β_{eff} = relación de anchos efectiva; igual a la suma de los perímetros de los dos ramales en una conexión en K dividida entre ocho veces el ancho del miembro principal.
γ = relación de esbeltez de la pared del miembro principal; relación entre la mitad del diámetro y el espesor de la pared = $D/2t$ para PTE circular; relación entre la mitad del ancho y el espesor de la pared = $B/2t$ para PTE rectangular.
η = parámetro de longitud de carga, aplicable sólo a PTE rectangular; relación entre la longitud de contacto del ramal con el miembro principal, en el plano de la conexión, y el ancho del miembro principal = l_b/B, donde $l_b = H_b/\text{sen}\,\theta$.
θ = ángulo agudo entre el ramal y el miembro principal (grados)
ζ = relación de separación; relación de la separación entre los ramales de la conexión en K al ancho del miembro principal = g/B para un PTE rectangular.

F.2.11.2.2 — *PTE Circulares* — La resistencia de diseño de las conexiones de PTE a PTE en armaduras que estén dentro de los límites de la tabla F.2.11.2-1A se debe tomar como el menor valor entre los estados límites aplicables que se presentan en la tabla F.2.11.2-1.

Tabla F.2.11.2-1
Resistencia de diseño de conexiones tipo armadura entre PTE circulares

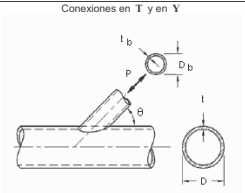
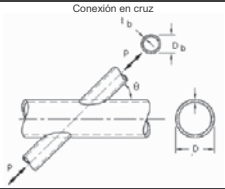
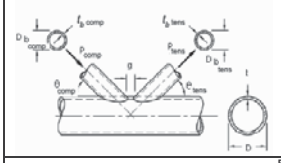
Tipo de conexión	Resistencia de diseño de la conexión a carga axial
Chequeo general Para conexiones en T, en Y, en cruz y en K con separación cuando $D_{b\{tens/comp\}} < (D - 2t)$	Estado límite: fluencia por cortante (punzonamiento) $P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left[\frac{1+\text{sen}\theta}{2\text{sen}^2\theta}\right]$ (F.2.11.2-1) $\phi = 0.95$
Conexiones en T y en Y 	Estado límite: plastificación del miembro principal $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left[3.1 + 15.6\beta^2\right] \gamma^{0.2} Q_f$ (F.2.11.2-2) $\phi = 0.90$

Tabla F.2.11.2-1 (continuación)
Resistencia de diseño de conexiones tipo armadura entre PTE circulares

Conexión en cruz 	Estado límite: plastificación del miembro principal. $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left[\frac{5.7}{1 - 0.81\beta}\right] Q_f$ (F.2.11.2-3) $\phi = 0.90$
Conexiones en K con separación o traslapo 	Estado límite: plastificación del miembro principal. $(P_n \text{sen}\theta)_{\text{ramal a compresión}} = F_y t^2 \left[2.0 + 11.33 \frac{D_{b\,comp.}}{D}\right] Q_g Q_f$ (F.2.11.2-4) $(P_n \text{sen}\theta)_{\text{ramal a tensión}} = (P_n \text{sen}\theta)_{\text{ramal a compresión}}$ (F.2.11.2-5) $\phi = 0.90$

FUNCIONES

$Q_f = 1.0$ para conexión a una superficie a tensión en el PTE.
$= 1.0 - 0.3(1 + U)$ para conexión a una superficie a compresión en el PTE (F.2.11.1-5)

$U = \left|\frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c}\right|$, donde P_u y M_u se obtienen en el lado de la junta que tiene el menor esfuerzo de compresión (F.2.11.1-6)

P_u y M_u se refieren a las fuerzas en el miembro principal.

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1}\right] \quad \text{(F.2.11.2-6)}$$

(nota: $\exp(x) = e^x$)

Tabla F.2.11.2-1 A
Límites de aplicación de la Tabla F.2.11.2-1

Excentricidad de la junta:	$-0.55 \le e/D \le 0.25$ para conexiones en K
Angulo del ramal:	$\theta \ge 30°$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda:	$D/t \le 50$ para conexiones en T, en Y, y en K $D/t \le 40$ para conexiones en cruz
Relación de esbeltez de la pared del ramal:	$D_b/t_b \le 50$ para ramales a tensión $D_b/t_b \le 0.05 E/F_{yb}$ para ramales a compresión
Relación de ancho	$0.2 \le D_b/D \le 1.0$ conexiones en T, en Y, en cruz y en K con traslapo $0.4 \le D_b/D \le 1.0$ para conexiones en K con separación.
Separación:	$g \le t_{b\,comp} + t_{b\,tens}$ para conexiones en K con separación
Traslapo:	$25\% \le O_v \le 100\%$ para conexiones en K con traslapo
Espesor del ramal:	$t_{b\,ramal\,que\,traslapa} \le t_{b\,ramal\,traslapado}$ para ramales en conexiones en K con traslapo
Resistencia del material:	F_y y $F_{yb} \le 360$ MPa
Ductilidad:	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \le 0.8$ (es aceptable el material ASTM A500 Gr. C)

F.2.11.2.3 — *PTE Rectangulares* — La resistencia de diseño de las conexiones de PTE a PTE en armaduras que estén dentro de los límites de la tabla F.2.11.2-2A se debe tomar como el menor valor entre los estados límites aplicables que se presentan en la tabla F.2.11.2-2.

Tabla F.2.11.2-2
Resistencia de diseño de conexiones tipo armadura entre PTE rectangulares

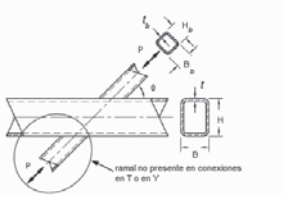
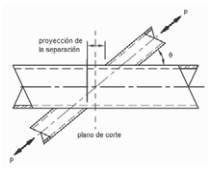
Tipo de conexión	Resistencia de diseño de la conexión a carga axial
Conexiones en T, en Y y en cruz 	Estado límite: plastificación de la pared, cuando $\beta \le 0.85$ $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}}\right] Q_f$ (F.2.11.2-7) $\phi = 1.00$
	Estado límite: fluencia por cortante (punzamiento), cuando $0.85 < \beta \le (1 - 1/\gamma)$ ó $B/t < 10$ (F.2.11.2-8) $P_n \text{sen}\theta = 0.6 F_y t B \left[2\eta + 2\beta_{eop}\right]$ $\phi = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales del miembro principal cuando $\beta = 1.0$ $P_n \text{sen}\theta = 2F_y t \left[5k + l_b\right]$ (F.2.11.2-9) $\phi = 1.00$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales del miembro principal, cuando $\beta = 1.0$ y el ramal está solicitado por compresión, para conexiones en T o en Y $P_n \text{sen}\theta = 1.6 t^2 \left[1 + \frac{3(l_b)}{H - 3t}\right] \sqrt{EF_y} Q_f$ (F.2.11.2-10) $\phi = 0.75$

Tabla F.2.11.2-2 (continuación)
Resistencia de diseño de conexiones tipo armadura entre PTE rectangulares

Caso que requiere verificación del estado límite de cortante en las paredes laterales del miembro principal:



Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales del miembro principal, cuando $\beta = 1.0$ y el ramal está solicitado por compresión, para conexiones en cruz

$$P_n \operatorname{sen}\theta = \left[\frac{48t^3}{H-3t}\right]\sqrt{EF_y}\,Q_f \qquad \text{(F.2.11.2-11)}$$

$$\phi = 0.90$$

Estado límite: fluencia local del ramal o los ramales debida a una distribución desigual de la carga, cuando $\beta > 0.85$

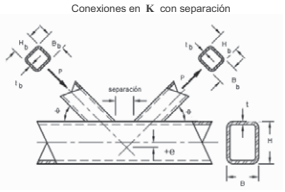
$$P_n = F_{yb}t_b\left[2H_b + 2b_{coi} - 4t_b\right] \qquad \text{(F.2.11.2-12)}$$

$$\phi = 0.95$$

$$b_{coi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{yb}t_b}\right)B_b \le B_b \qquad \text{(F.2.11.2-13)}$$

Estado límite: cortante en las paredes laterales del miembro principal, para conexiones en cruz con $\theta < 90^\circ$ donde se genere una proyección de la separación (ver figura)
Determinar $P_n \operatorname{sen}\theta$ de acuerdo con el numeral F.2.7.5

Conexiones en **K** con separación



Estado límite: plastificación de la pared del miembro principal, para todo β.

$$P_n \operatorname{sen}\theta = F_y t^2\left[9.8\beta_{eff}\gamma^{0.5}\right]Q_f \qquad \text{(F.2.11.2-14)}$$

$$\phi = 0.90$$

Estado límite: fluencia por cortante (punzonamiento), cuando $B_b < B - 2t$ No se requiere esta verificación para ramales en PTE cuadrado

$$P_n \operatorname{sen}\theta = 0.6F_y tB\left[2\eta + \beta + \beta_{eop}\right]Q_f \qquad \text{(F.2.11.2-15)}$$

$$\phi = 0.95$$

Estado límite: cortante en las paredes laterales del miembro principal en la zona de la separación.
Determinar $P_n \operatorname{sen}\theta$ de acuerdo con el numeral F.2.7.5
No se requiere esta verificación para ramales en PTE cuadrado

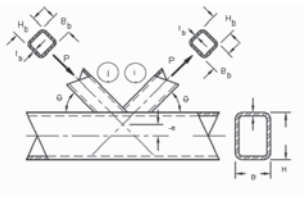
Estado límite: fluencia local del ramal o los ramales debido a una distribución desigual de la carga. No se requiere esta verificación para ramales en PTE cuadrado ni cuando $B/t \ge 15$

$$P_n = F_{yb}t_b\left[2H_b + B_b + b_{coi} - 4t_b\right] \qquad \text{(F.2.11.2-16)}$$

$$\phi = 0.95$$

$$b_{coi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{yb}t_b}\right)B_b \le B_b \qquad \text{(F.2.11.2-13)}$$

Conexiones en **K** con traslapo



Nótese que los sentidos de las fuerzas pueden invertirse; "i" y "j" determinan la identificación de los miembros

Estado límite: fluencia local del ramal o los ramales debida a una distribución desigual de la carga.

$$\phi = 0.95$$

Cuando $25\% \le O_v < 50\%$:

$$P_{n,\,ramal\ que\ traslapa} = F_{yb}t_{bi}\left[\frac{O_v}{50}\left(2H_{bi} - 4t_{bi}\right) + b_{coi} + b_{cov}\right] \qquad \text{(F.2.11.2-17)}$$

Cuando $50\% \le O_v < 80\%$

$$P_{n,\,ramal\ que\ traslapa} = F_{ybi}t_{bi}\left[2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{coi} + b_{cov}\right] \qquad \text{(F.2.11.2-18)}$$

Cuando $80\% \le O_v < 100\%$

$$P_{n,\,ramal\ que\ traslapa} = F_{ybi}t_{bi}\left[2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{cov}\right] \qquad \text{(F.2.11.2-19)}$$

$$b_{coi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybi}t_{bi}}\right)B_{bi} \le B_{bi} \qquad \text{(F.2.11. 2-20)}$$

$$b_{cov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}}\left(\frac{F_{ybj}t_{bj}}{F_{ybi}t_{bi}}\right)B_{bi} \le B_{bi} \qquad \text{(F.2.11.2-21)}$$

El subíndice **i** se refiere al ramal que traslapa.
El subíndice **j** se refiere al ramal traslapado

$$P_{n,\,ramal\ que\ traslapa} = P_{n,\,ramal\ que\ traslapa}\left(\frac{A_{bj}F_{ybj}}{A_{bi}F_{ybi}}\right) \qquad \text{(F.2.11.2-22)}$$

FUNCIONES

$Q_f = 1.0$ para una conexión a una superficie a tensión en el PTE

$= 1.3 - 0.4\frac{U}{\beta} \le 1.0$ para una conexión a una superficie a compresión en el miembro principal, para conexiones en **T**, en **Y** y en cruz (F.2.11-16)

$= 1.3 - 0.4\frac{U}{\beta_{eff}} \le 1.0$ para una conexión a una superficie a compresión en el miembro principal, para conexiones en **K** con separación (F.2.11.2-23)

$U = \left|\frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c}\right|$, donde P_u y M_u se obtienen en el lado de la junta que tiene el mayor esfuerzo de compresión (F.2.11.1-6)

P_u y M_u se refieren a las fuerzas en el miembro principal.

$\beta_{eff} = \left[\left(B_b + H_b\right)_{ramal\ a\ compresión} + \left(B_d + H_b\right)_{ramal\ a\ tensión}\right]/4B$ (F.2.11.2-24)

$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \le \beta$ (F.2.11.2-25)

Tabla F.2.11.2-2 A
Límites de aplicación de la tabla F.2.11.2-2

Excentricidad de la junta:	$-0.55 \le e/H \le 0.25$ para conexiones en **K**.
Angulo del ramal:	$\theta \ge 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared del miembro principal:	B/t y $H/t \le 35$ para conexiones en **K** con separación, en **T**, en **Y** y en cruz.
Relación de esbeltez de la pared del ramal:	$B/t \le 30$ para conexiones en **K** con traslapo. $H/t \le 35$ para conexiones en **K** con traslapo. B_b/t_b y $H_b/t_b \le 35$ para el ramal a tensión. $\le 1.25\sqrt{E/F_{yb}}$ para el ramal a compresión en conexiones en **K** con separación, en **T**, en **Y** y en cruz. $\le 1.1\sqrt{E/F_{yb}}$ para el ramal a compresión en conexiones en **K** con traslapo.
Relación de ancho:	B_b/B y $H_b/B \ge 0.25$ para conexiones en **K** con traslapo, en **T**, en **Y** y en cruz.
Relación de aspecto:	$0.5 \le H_b/B_b \le 2.0$ y $0.5 \le H/B \le 2.0$
Traslapo:	$25\% \le O_v \le 100\%$ para conexiones en **K** con traslapo
Relación de ancho del ramal:	$B_{bi}/B_{bj} \ge 0.75$ para conexiones en **K** con traslapo donde el subíndice **i** se refiere al paral que traslapa, y el subíndice **j** se refiere al paral traslapado.
Relación de espesores de los ramales:	$t_{bi}/t_{bj} \le 1.0$ para conexiones en **K** con traslapo, donde el subíndice **i** se refiere al ramal que traslapa, y el subíndice **j** se refiere al ramal traslapado.
Resistencia del material:	F_y y $F_{yb} \le 360$ MPa
Ductilidad:	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \le 0.8$ (es aceptable el material ASTM A500 Gr. C)

Limitaciones adicionales para conexiones en K con separación

Relación de anchos: $\frac{B_b}{B}$ y $\frac{H_b}{B} \ge 0.1 + \frac{\gamma}{50}$

$\beta_{eff} \ge 0.35$

Relación de separación: $\zeta = g/B \ge 0.51\left(1 - \beta_e\right)$

Separación: $g \ge t_{b\ ramal\ a\ compresión} + t_{b\ ramal\ a\ tensión}$

Tamaño del ramal: el menor B_b, pero no necesita tomarse menor que 0.63 (el mayor B_b) si ambos ramales son cuadrados.

Nota: La máxima separación estará controlada por el límite de e/H. Si la separación es grande, se debe analizar como dos conexiones en **Y**.

F.2.11.3 — CONEXIONES A MOMENTO DE PTE A PTE — Se definen como conexiones a momento de PTE a PTE aquellas conexiones que consisten en uno o dos ramales que están soldados directamente a un miembro principal continuo que pasa a través de la conexión, estando el miembro o los ramales solicitados por momentos flectores.

Una conexión se clasificará:

(a) Como una conexión en **T** cuando hay un ramal y éste es perpendicular al miembro principal, y como una conexión en **Y** cuando hay un ramal pero éste no es perpendicular al miembro principal.
(b) Como una conexión en cruz cuando hay un ramal sobre cada uno de los dos lados opuestos del miembro principal.

Para los efectos del numeral F.2.11, los ejes del ramal o de los ramales y del miembro principal deberán estar en un plano común.

F.2.11.3.1 — Definiciones de los parámetros

A_g = área bruta (total) de la sección transversal del miembro, mm^2
B = ancho total del miembro principal en PTE rectangular, medido a 90 grados del plano de la conexión, mm

B_b = ancho total del ramal en PTE rectangular, medido a 90 grados con respecto al plano de la conexión, mm
D = diámetro exterior del miembro principal en PTE circular, mm
D_b = diámetro exterior del ramal en PTE circular, mm
F_e = resistencia de diseño por unidad de área, $= F_y$, MPa
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del miembro principal en PTE, MPa
F_{yb} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ramal en PTE, MPa
F_u = resistencia última del miembro en PTE, MPa
H = peralte del miembro principal en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
H_b = peralte del ramal en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm
Z_b = módulo de sección plástico del ramal con respecto al eje de flexión aplicable, mm^3
t = espesor de diseño de la pared del miembro principal en PTE, mm
t_b = espesor de diseño de la pared del ramal en PTE, mm
β = relación de anchos; relación del diámetro del ramal al diámetro del miembro principal $= D_b/D$ para PTE circular; relación del ancho total del ramal al ancho del miembro principal $= B_b/B$ para PTE rectangular.
γ = relación de esbeltez de la pared del miembro principal; relación entre la mitad del diámetro y el espesor de la pared $= D/2t$ para PTE circular; relación entre la mitad del ancho y el espesor de la pared $= B/2t$ para PTE rectangular.
η = parámetro de longitud de carga, aplicable sólo a PTE rectangular; relación entre la longitud de contacto del ramal con el miembro principal en el plano de la conexión y el ancho del miembro principal $= l_b/B$, donde $l_b = H_b/\operatorname{sen}\theta$
θ = ángulo agudo entre el ramal y el miembro principal (grados)

F.2.11.3.2 — *PTE Circulares* — La resistencia de diseño de las conexiones a momento que estén dentro de los límites de la tabla F.2.11.3-1A se debe tomar como el menor entre los valores calculados para los estados límites aplicables que se presentan en la tabla F.2.11.3-1.

Tabla F.2.11.3-1
Resistencia de diseño de conexiones a momento entre PTE circulares

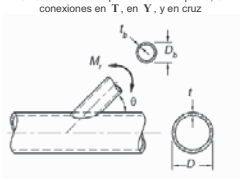
Tipo de conexión	Resistencia de diseño a momento de la conexión
Ramales solicitados por flexión en el plano, en conexiones en **T**, en **Y**, y en cruz 	Estado límite: plastificación del miembro principal $M_n \operatorname{sen}\theta = 5.39F_y t^2\gamma^{0.5}\beta D_b Q_f$ (F.2.11.3-1) $\phi = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (punzamiento), cuando $D_b < \left(D - 2t\right)$ $M_n = 0.6F_y tD_b^2\left[\frac{1 + 3\operatorname{sen}\theta}{4\operatorname{sen}^2\theta}\right]$ (F.2.11.3-2) $\phi = 0.95$

Tabla F.2.11.3-1 (continuación)
Resistencia de diseño de conexiones a momento entre PTE circulares

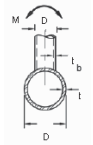
Tipo de conexión	Resistencia de diseño a momento de la conexión
Ramales solicitados por flexión fuera del plano, en conexiones en **T**, en **Y**, y en cruz 	Estado límite: plastificación del miembro principal $M_n \operatorname{sen}\theta = F_y t^2 D_b \left[\frac{3.0}{1-0.81\beta}\right] Q_f$ **(F.2.11.3-3)** $\phi = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (punzamiento) cuando $D_b < (D-2t)$ $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[\frac{3+\operatorname{sen}\theta}{4\operatorname{sen}^2\theta}\right]$ **(F.2.11.3-4)** $\phi = 0.95$
Para conexiones en **T**, en **Y** y en cruz, con el ramal o los ramales solicitados por una combinación de carga axial, flexión en el plano y flexión fuera del plano: $\left[P_u/\phi P_n\right] + \left[M_{u-ip}/\phi M_{n-ip}\right] + \left[M_{u-op}/\phi M_{n-op}\right] \le 1.0$ **(F.2.11.3-5)** ϕP_n = resistencia de diseño obtenida de la tabla **F.2.11.2-1** ϕM_{n-ip} = resistencia de diseño para flexión en el plano ϕM_{n-op} = resistencia de diseño para flexión fuera del plano.	
$Q_f = 1.0$ para conexión a una superficie a tensión en el PTE. $= 1.0 - 0.3U(1+U)$ para conexión a una superficie a compresión en el miembro principal **(F.2.11.1-5)** $U = \left\lvert \frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c} \right\rvert$ **(F.2.11.1-6)** donde = P_u y M_u se refieren a las fuerzas en el miembro principal.	

Tabla F.2.11.3-1 A
Límites de aplicación de la tabla F.2.11.3-1

- Ángulo del ramal: $\theta \ge 30°$
- Relación de esbeltez de la pared del miembro principal: $D/t \le 50$ para conexiones en **T** y en **Y**
  $D/t \le 40$ para conexiones en cruz.
- Relación de esbeltez de la pared del ramal: $D_b/t_b \le 50$
  $D_b/t_b \le 0.05E/F_{yb}$
- Relación de anchos: $0.2 < D_b/D \le 1.0$
- Resistencia del material: F_y y $F_{yb} \le 360$ MPa
  Ductilidad: F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \le 0.8$ (es aceptable el material ASTM A500 Gr. C)

F.2.11.3.3 — *PTE Rectangulares* — La resistencia de diseño de las conexiones a momento que estén dentro de los límites de la tabla F.2.11.3-2A se debe tomar como el menor valor entre los estados límites aplicables que se presentan en la tabla F.2.11.3-2.

Tabla F.2.11.3-2
Resistencia de diseño de conexiones a momento entre PTE rectangulares

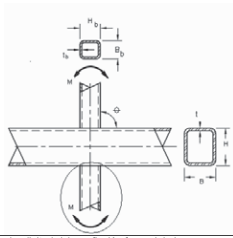
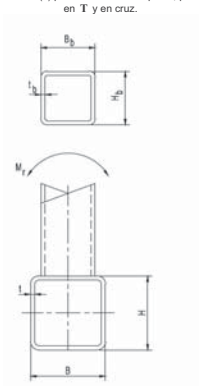
Tipo de conexión	Resistencia de diseño a momento de la conexión.
Ramal(es) solicitados por flexión en el plano, para conexiones en **T** y en cruz. 	Estado límite: plastificación de la pared del miembro principal, cuando $\beta \le 0.85$ $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)}\right] Q_f$ **(F.2.11.3-7)** $\phi = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de la pared lateral, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2$ **(F.2.11.3-8)** $\phi = 1.00$
	Estado límite: fluencia local del ramal o los ramales, debida a una distribución desigual de la carga, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_{yp}\left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b}\right) B_b H_b t_b\right]$ **(F.2.11.3-9)** $\phi = 0.95$
Ramal(es) solicitado(s) por flexión fuera del plano, para conexiones en **T** y en cruz. 	Estado límite: plastificación de la pared del miembro principal cuando $\beta \le 0.85$ $M_n = F_y t^2 \left[\frac{0.5H_b(1+\beta)}{(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2BB_b(1+\beta)}{(1-\beta)}}\right] Q_f$ **(F.2.11.3-10)** $\phi = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de la pared lateral, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_y^* t (B - t)(H_b + 5t)$ **(F.2.11.3-11)** $\phi = 1.00$
	Estado límite: fluencia local del ramal o los ramales debida a una distribución desigual de la carga, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_{yb}\left[Z_b - 0.5\left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b}\right) B_b^2 t_b\right]$ **(F.2.11.3-12)** $\phi = 0.95$
	Estado límite: falla distorsional del miembro principal, para conexiones en **T** y conexiones en cruz no balanceada $M_n = 2F_y t\left[H_b t + \sqrt{BHt(B+H)}\right]$ **(F.2.11.3-13)** $\phi = 1.00$

Tabla F.2.11.3-2 (continuación)
Resistencia de diseño de conexiones a momento entre PTE rectangulares

Para conexiones en **T** y en cruz, con ramal(es) solicitado(s) por una combinación de carga axial, flexión en el plano y flexión fuera del plano:
$\left[P_u/\phi P_n\right] + \left[M_{u-ip}/\phi M_{n-ip}\right] + \left[M_{u-op}/\phi M_{n-op}\right] \le 1.0$ **(F.2.11.3-14)**

ϕP_n = resistencia de diseño obtenida de la tabla **F.2.11.2-2**
ϕM_{n-ip} = resistencia de diseño para flexión en el plano (véase arriba)
ϕM_{n-op} = resistencia de diseño para flexión fuera del plano (véase arriba)

FUNCIONES

$Q_f = 1.0$ para conexión a una superficie a tensión en el miembro principal

$= 1.3 - 0.4\frac{U}{\beta} \le 1.0$ para conexión a una superficie a compresión en el miembro principal **(F.2.11.1-16)**

$U = \left\lvert \frac{P_u}{A_g F_c} + \frac{M_u}{SF_c} \right\rvert$ **(F.2.11.1-6)**

donde P_u y M_u se refieren a las fuerzas en el miembro principal.
$F_y^* = F_y$ para conexiones en **T**
$= 0.8F_y$ para conexiones en cruz.

$b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_{yt}}{F_{yb}t_b}\right) B_b \le B_b$ **(F.2.11.2-13)**

Tabla F.2.11.3-2 A
Límites de aplicación de la tabla F.2.11.3-2

Angulo del ramal: $\theta \cong 90°$
Esbeltez de la pared del miembro principal B/t y $H/t \le 35$
Esbeltez de la pared del ramal B_b/t_b y $H_b/t_b \le 35$
$\le 1.25\sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$
Relación de anchos: $B_b/B \ge 0.25$
Relación de aspecto: $0.5 \le H_b/B_b \le 2.0$ y $0.5 \le H/B \le 2.0$
Resistencia del material: F_y y $F_{yb} \le 360$ MPa
Ductilidad: F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \le 0.8$ (nota: el material ASTM A500 Gr. C es aceptable)

F.2.11.4 — SOLDADURAS DE LOS RAMALES — Al diseñar las soldaduras a los ramales deberá darse la debida consideración a la condición de no uniformidad en la transferencia de carga a lo largo de la línea de soldadura, debida a las diferencias en las rigideces relativas de las paredes de los PTE en conexiones de PTE a PTE y de platinas transversales a PTE, Este requisito se deberá satisfacer calculando, como se presenta a continuación, la resistencia de diseño de las soldaduras de conexión de los ramales y comparándola con la resistencia requerida:

$R_n = F_{nw} t_w l_e$ **(F.2.11.4-1)**
$M_{n-ip} = F_{nw} S_{ip}$ **(F.2.11.4-2)**
$M_{n-op} = F_{nw} S_{op}$ **(F.2.11.4-3)**

Para considerar los efectos de la interacción, véase la ecuación F.2.11.3-14.

Para soldaduras de filete:
$\phi = 0.75$

Para soldaduras acanaladas de penetración parcial:
$\phi = 0.80$

donde:
F_{nw} = resistencia nominal por unidad de área (véase el numeral F.2.10) sin incrementar la resistencia por consideraciones de la dirección de la carga, MPa.
S_{ip} = módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano (véase la tabla F.2.11.4-1), mm^3
S_{op} = módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (véase la tabla F.2.11.4-1), mm^3
l_e = longitud efectiva total de las soldaduras acanaladas y de filete a PTE rectangulares para efectos de cálculo de la resistencia de la soldadura, mm
t_w = menor valor de la garganta efectiva de la soldadura alrededor del ramal o la platina, mm

Tabla F.2.11.4-1
Resistencia de la soldadura en conexiones tipo armadura entre PTE rectangulares

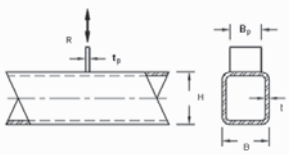
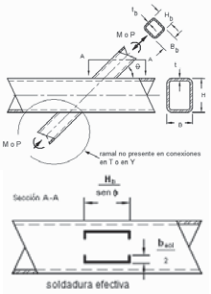
Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura en la conexión
Conexiones en **T** y en cruz con platina transversal bajo carga axial en la platina 	Propiedades efectivas de la soldadura $l_e = 2\left(\frac{10}{B/t}\right)\left(\frac{F_{yt}}{F_{yp}t_p}\right) B_p \le 2B_p$ **(F.2.11.4-4)** donde: l_e = longitud efectiva total de la soldadura para soldaduras a ambos lados de la platina transversal
Conexiones en **T**, en **Y** y en cruz sometidas a carga axial o momento en el ramal 	Propiedades efectivas de la soldadura $l_e = \frac{2H_b}{\operatorname{sen}\theta} + 2b_{eoi}$ **(F.2.11.4-5)** $S_{ip} = \frac{t_w}{3}\left(\frac{H_b}{\operatorname{sen}\theta}\right)^2 + t_w b_{eoi}\left(\frac{H_b}{\operatorname{sen}\theta}\right)$ **(F.2.11.4-6)** $S_{op} = t_w\left(\frac{H_b}{\operatorname{sen}\theta}\right) B_b + \frac{t_w}{3}B_b^2 - \frac{(t_w/3)(B_b - b_{eoi})^3}{B_b}$ **(F.2.11.4-7)** $b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_{yt}}{F_{yb}t_b}\right) B_b \le B_b$ **(F.2.11.2-13)** Cuando $\beta > 0.85$ o $\theta > 50°$, $b_{eoi}/2$ no debe ser mayor que $2t$

Tabla F.2.11.4-1 (continuación)
Resistencia de la soldadura en conexiones tipo armadura entre PTE rectangulares

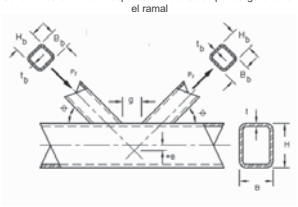
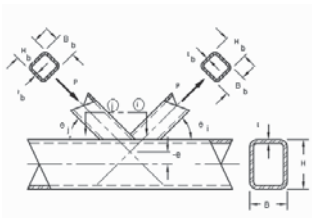
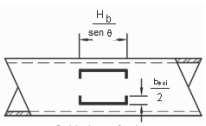
Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura en la conexión
Conexiones en **K** con separación solicitadas por carga axial en el ramal 	Propiedades efectivas de la soldadura Cuando $\theta \le 50°$: $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{sen\theta} + 2(B_b - 1.2t_b)$ (F.2.11.4-8) Cuando $\theta \ge 60°$: $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{sen\theta} + 2(B_b - 1.2t_b)$ (F.2.11.4-9) Cuando $50° < \theta < 60°$: Determinar l_e usando interpolación lineal.
Conexiones en **K** con traslapo solicitadas por carga axial en el ramal 	Propiedades efectivas de la soldadura para el ramal que traslapa (todas las dimensiones se refieren al ramal que traslapa, **i**) Cuando $25\% \le O_v < 50\%$: $l_{e,\ ramal\ que\ traslapa} = \frac{2O_v}{50}\left[\left(1-\frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{sen\theta_i}\right)+\frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{sen(\theta_i+\theta_j)}\right)\right]+b_{esi}+b_{eov}$ (F.2.11.4 -10) Cuando $50\% \le O_v < 80\%$ $l_{e,\ ramal\ que\ traslapa} = 2\left[\left(1-\frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{sen\theta_i}\right)+\frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{sen(\theta_i+\theta_j)}\right)\right]+b_{esi}+b_{eov}$ (F.2.11.4-11) $b_{esi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_{yt}}{F_{ybi}t_{bi}}\right)B_{bi} \le B_{bi}$ (F.2.11.2-20) $b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}}\left(\frac{F_{ybj}t_{bj}}{F_{ybi}t_{bi}}\right)B_{bi} \le B_{bi}$ (F.2.11.2-21) Cuando $B_{bi}/B_b > 0.85$ o $\theta_i > 50°$, $b_{esi}/2$ no deberá ser mayor que $2t_i$, y cuando $B_{bi}/B_{bj} > 0.85$ o $(180-\theta_i-\theta_j) > 50°$, $b_{eov}/2$ no deberá ser mayor que $2t_{bj}$ El subíndice **i** se refiere al ramal que traslapa El subíndice **j** se refiere al ramal traslapado.

Tabla F.2.11.4-1 (continuación)
Resistencia de la soldadura en conexiones tipo armadura entre PTE rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura en la conexión
Nótese que el sentido de las fuerzas mostradas puede invertirse; las marcas "i" y "j" determinan la identificación del elemento.  Soldadura efectiva	**Propiedades efectivas de la soldadura para el ramal traslapado** (todas las dimensiones se refieren al ramal traslapado, **j**) $l_e = \frac{2H_{bj}}{sen\theta} + 2b_{eoj}$ (F.2.11.4-13) $b_{eoj} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybj}t_{bj}}\right)B_{bj} \le B_{bj}$ (F.2.11.4-14) Cuando $B_{bj}/B > 0.85$ o $\theta_j > 50°$: $l_e = 2(H_{bj} - 1.2t_{bj})/sen\theta_j$

Cuando una conexión en **K** con traslapo ha sido diseñada de acuerdo con la tabla F.2.11.2.2 y las componentes de las fuerzas de los ramales que actúan en dirección perpendicular al miembro principal están balanceadas en un 80% (es decir, cuando las componentes perpendiculares a la cara del miembro principal no difieren en más de un 20%), puede omitirse la soldadura que queda "oculta" bajo el ramal que traslapa si las otras soldaduras al ramal traslapado son suficientes para desarrollar la capacidad total de este ramal.

Cuando las soldaduras sean suficientes para desarrollar la capacidad total del ramal o de la platina, pueden omitirse las verificaciones requeridas por la tabla F.2.11.4.1 para dichas soldaduras.

El enfoque utilizado en este numeral para disminuir el tamaño de las soldaduras supone el uso de un tamaño de soldadura constante alrededor de todo el perímetro del ramal en PTE, incluyendo todas las áreas "no efectivas", excepto cuando se permite omitir la soldadura "oculta" bajo el ramal que traslapa. Se debe poner especial atención a las conexiones entre PTE de anchos iguales, o aproximadamente iguales, que combinen soldaduras acanaladas de penetración parcial a lo largo de los bordes que coinciden, con soldaduras de filete que generalmente se usarán a lo ancho de la cara del miembro principal.

F.2.12 — DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Este numeral establece los requisitos del diseño para estados límites de servicio.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.12.1 — Provisiones Generales
F.2.12.2 — Contraflecha
F.2.12.3 — Deflexiones
F.2.12.4 — Deriva
F.2.12.5 — Vibración
F.2.12.6 — Movimiento Inducido por Viento
F.2.12.7 — Expansión y Contracción
F.2.12.8 — Deslizamiento en las Conexiones

F.2.12.1 — PROVISIONES GENERALES — Las condiciones de servicio garantizan que, bajo uso normal, se preserven la funcionalidad, el aspecto, la facilidad para el mantenimiento y la durabilidad de una edificación, así como la comodidad de sus ocupantes. Los valores límite de la respuesta estructural para asegurar la funcionalidad (por ejemplo, deflexiones máximas, aceleraciones) se adoptarán teniendo en cuenta la función para la cual se destina la estructura. Las condiciones de servicio se evaluarán usando las combinaciones de carga apropiadas para los estados límites de servicio identificados.

F.2.12.2 — CONTRAFLECHA — Donde esté previsto el uso de una contraflecha para lograr condiciones apropiadas de posicionamiento y localización de la estructura, su magnitud, dirección y localización deberán quedar especificadas en los planos estructurales.

Las vigas y armaduras detalladas sin que se especifique una contraflecha se fabricarán de tal forma que cualquier contraflecha que resulte después del montaje, causada por el proceso de laminación o el ensamble en el taller, sea hacia arriba.

En general, a las armaduras de 25 o más metros de luz se les dará una contraflecha que contrarreste aproximadamente la deflexión debida a la carga muerta. A los puentes grúas de 23 o más metros de luz se les dará una contraflecha que compense aproximadamente la deflexión causada por la carga muerta más la mitad de la deflexión producida por la carga viva.

F.2.12.3 — DEFLEXIONES — Las deflexiones que ocurran en miembros y sistemas estructurales bajo las combinaciones de carga de servicio aplicables no deben menoscabar la funcionalidad de la estructura.

Las condiciones a considerarse incluyen la nivelación de los pisos, la alineación de los miembros estructurales, la integridad de los acabados de la edificación y otros factores que afectan el uso y funcionamiento normales de la estructura. Para los miembros de construcción compuesta, se deben considerar las deflexiones adicionales debidas a la contracción y la expansión del concreto.

F.2.12.4 — DERIVA — La deriva de una estructura se evaluará bajo cargas de servicio para garantizar la funcionalidad de la estructura, incluyendo la integridad de particiones interiores y revestimientos exteriores. La deriva calculada bajo combinaciones de carga para resistencia no deberá causar colisión con estructuras adyacentes ni exceder los valores límites especificados por el presente Reglamento para tales derivas.

F.2.12.5 — VIBRACIÓN — Se dará la debida consideración a los efectos de la vibración en la comodidad de los ocupantes y en la funcionalidad de la estructura. Las fuentes de la vibración a considerarse incluyen cargas por tráfico de peatones, maquinaria vibratoria y otras identificadas para la estructura.

F.2.12.6 — MOVIMIENTO INDUCIDO POR VIENTO — El efecto del movimiento inducido por el viento en una edificación deberá ser considerado en cuanto pueda afectar la comodidad de sus ocupantes.

F.2.12.7 — EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN — Deberán considerarse los efectos de la expansión y contracción térmica en una edificación. Los daños en los revestimientos de la edificación pueden permitir la penetración del agua y originar corrosión.

F.2.12.8 — DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES — Los efectos del deslizamiento en las conexiones pernadas serán considerados en el diseño siempre que tal deslizamiento pueda causar deformaciones que menoscaben la funcionalidad de la estructura. Cuando sea apropiado, la conexión se diseñará para evitar el deslizamiento. Véanse los numerales F.2.10.3.8 y F.2.10.3.9 para el diseño de conexiones de deslizamiento crítico.

Para mayor información sobre el diseño de conexiones de deslizamiento crítico, véanse las "Especificaciones para juntas estructurales usando pernos ASTM A325 o A490" del Consejo de Investigación en Conexión Estructurales (RCSC).

F.2.13 — FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

Este numeral presenta los requisitos que se deben cumplir para los planos de taller, la fabricación, la pintura de taller, el montaje y el control de calidad.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.13.1 — Planos de Taller y Montaje
F.2.13.2 — Fabricación
F.2.13.3 — Pintura de Taller
F.2.13.4 — Montaje

F.2.13.1 — PLANOS DE TALLER Y MONTAJE — Con anterioridad a la fabricación de una estructura se deben preparar planos de taller que suministren la totalidad de la información necesaria para la fabricación de cada uno de los componentes, incluyendo la localización, tipo y dimensiones de las soldaduras y los pernos. Igualmente, los planos de montaje se prepararán con anterioridad al montaje y deberán proporcionar la información necesaria para el montaje de la estructura. Los planos de taller y los de montaje distinguirán claramente entre soldaduras y pernos de taller y de campo e identificarán claramente las conexiones con pernos de alta resistencia que deban ser de deslizamiento crítico o pretensionadas. Los planos de taller y los de montaje deberán ejecutarse teniendo en cuenta la agilidad y economía en la fabricación y el montaje.

F.2.13.2 — FABRICACIÓN

F.2.13.2.1 — *Generación de la contraflecha, curvado y enderezado* — Se permite la aplicación local de calor o de medios mecánicos para generar o corregir la contraflecha, la curvatura y la rectitud. La temperatura en las áreas sometidas a calentamiento, según mediciones por métodos aprobados, no excederá de 593 ºC para aceros A514/A514M y A852/A852M ni de 649 ºC para otros aceros.

F.2.13.2.2 — *Corte por fusión* — Los bordes cortados por fusión deberán satisfacer los requisitos de AWS D1.1, Secciones 5.15.1.2, 5.15.4.3 y 5.15.4.4, excepto que los bordes libres cortados por fusión que no vayan a estar sujetos a fatiga deberán estar libres de socavaciones de fondo redondeado con más de 5 mm de profundidad, y de cualquier muesca en V aguda.

Las socavaciones mayores que 5 mm de profundidad y las muescas que queden después del corte se deberán pulir o reparar con soldadura.

Las esquinas entrantes deberán tener una transición curva. El radio de esta transición no requiere ser mayor que el requerido para el ajuste de la conexión. La superficie que resulta cuando dos cortes libres con llama se encuentran en un punto no se considera una transición curva. Se permiten el uso de una esquina entrante discontinua cuando los materiales a lado y lado de ella estén conectados a una pieza de unión que prevenga la deformación y las concentraciones de esfuerzos asociadas.

Una esquina entrante con un radio de 9.5 mm es adecuada para cargas estáticas. Para piezas que requieren ser ajustadas sin holgura, se considera aceptable el uso de una esquina entrante discontinua si las piezas se conectan cerca a la esquina y por ambos lados de ella. Las ranuras que se corten en perfiles tubulares estructurales (PTE) para insertar platinas pueden ejecutarse con sus extremos semicirculares, o con esquinas redondeadas. Se aceptan extremos en ángulo recto siempre y cuando el borde de la platina se suelde al PTE.

Los destijeres en vigas y los agujeros de acceso de soldadura deberán cumplir con los requisitos geométricos del numeral F.2.10.1.6. Cuando se usen en perfiles que vayan a ser galvanizados, los destijeres de vigas y los agujeros de acceso de soldadura deberán ser pulidos. Para perfiles con un espesor de aleta que no exceda de 51 mm, las superficies cortadas por fusión en destijeres de vigas no tendrán un valor de rugosidad de superficie mayor que 50 µm según lo definido en la norma ASME B46.1. Para destijeres y agujeros de acceso para soldadura en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con un espesor de aleta superior a 51 mm, y en perfiles armados soldados con un espesor de material mayor que 51 mm, en los cuales la parte curva se corte por fusión, se aplicará antes del corte una temperatura de precalentamiento no menor que 66 ºC. Las superficies de los agujeros de acceso cortados térmicamente en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con un espesor de aleta superior a 51 mm, y en perfiles armados con un espesor de material mayor que 51 mm, serán pulidas.

F.2.13.2.3 — *Cepillado de Bordes* — No se requiere el cepillado o pulido de bordes cizallados o cortados por fusión en platinas o perfiles a menos que así se exija específicamente en los documentos del proyecto o esté previsto en la preparación de bordes estipulada para la soldadura.

F.2.13.2.4 — Construcción Soldada — La técnica de la soldadura, la ejecución, el aspecto y la calidad de la soldadura, así como los métodos a usarse en la corrección de los trabajos no conformes, estarán de acuerdo con AWS D1.1 excepto según las modificaciones anotadas en el numeral F.2.10.2.

F.2.13.2.5 — Construcción Pernada — Las partes de los miembros que se conectan con pernos deberán estar bien aseguradas con pasadores o pernos y rígidamente unidas durante el ensamble.

El empleo de pasadores de ensamble en las perforaciones durante el montaje no deberá distorsionar el metal ni agrandar las perforaciones. El alineamiento deficiente de las perforaciones será causa de rechazo.

Las perforaciones de los pernos deberán cumplir con las provisiones de las Especificaciones para Juntas Estructurales Usando Pernos ASTM A325 o A490 del RCSC, Sección 3.3, excepto que se permitirán perforaciones cortadas por fusión siempre y cuando el perfil de rugosidad superficial no exceda 25 µm, tal como se define en ASME B46.1. No son aceptables estrías con más de 1.6 mm de profundidad. Se permiten igualmente las perforaciones ejecutadas con chorro de agua.

En los empalmes se permite el uso de platinas de relleno con ranuras, insertadas completamente, con un espesor total de no más de 6 mm, sin que para el diseño de la conexión se requiera modificar la resistencia calculada de conformidad con el tipo de perforaciones. La orientación de tales platinas de relleno es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia obedecerá a los requisitos de las Especificaciones para Juntas Estructurales Usando Pernos ASTM A325 o A490 del RCSC, excepto por las modificaciones anotadas en el numeral F.2.10.3.

F.2.13.2.6 — ***Juntas a Compresión*** — En juntas a compresión cuya capacidad portante depende total o parcialmente del contacto por aplastamiento, las superficies de contacto de las piezas individualmente fabricadas deberán ser preparadas por cepillado, corte con sierra o por otros medios apropiados.

F.2.13.2.7 — ***Tolerancias Dimensionales*** — Las tolerancias dimensionales estarán de acuerdo con el *Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC.

F.2.13.2.8 — ***Acabado de Bases de Columnas*** — Las bases de las columnas y las placas de base deberán tener un acabado de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las placas de base de acero con espesor menor o igual que 51 mm podrán utilizarse sin maquinado siempre y cuando se obtenga un contacto satisfactorio en el apoyo. Las placas de base de acero con espesor mayor que 51 mm pero no superior a 102 mm podrán enderezarse por medio de prensas o, cuando no se disponga de éstas, rectificando las superficies de apoyo (excepto según lo especificado en los subpárrafos 2 y 3 de este numeral), para obtener un contacto satisfactorio en el apoyo. Las superficies de contacto en placas de base de acero con espesor mayor que 102 mm deberán ser rectificadas (excepto según lo especificado en los subpárrafos 2 y 3 de este numeral).
(b) No es necesario rectificar las superficies inferiores de las placas de base o de las bases de columnas cuando se usa mortero para obtener una superficie completa de contacto sobre las cimentaciones.
(c) No es necesario rectificar las superficies superiores de las placas de base cuando se proporcionan soldaduras acanaladas de penetración completa entre las columnas y las placas de base.

F.2.13.2.9 — ***Agujeros para Pernos de Anclaje*** — Se permite el corte por fusión de los agujeros para pernos de anclaje de acuerdo con las provisiones del numeral F.2.13.2.2.

F.2.13.2.10 — ***Agujeros de Drenaje*** — Cuando exista el riesgo de que se acumule agua en el interior de miembros en PTE o en cajón, tanto durante la construcción como en servicio, los miembros deberán ser sellados, provistos con un agujero de drenaje en la base, o protegidos con otros medios apropiados.

F.2.13.2.11 — ***Requisitos para Miembros Galvanizados*** — Los miembros y partes a ser galvanizados deberán ser diseñados, detallados y fabricados para garantizar el flujo y el drenaje tanto en los baños de preparación de la superficie como en la inmersión en zinc, así como para evitar la acumulación de presión en partes herméticas.

Véase el documento "Diseño de productos a ser galvanizados por inmersión en caliente después de fabricados", de la Asociación Americana de Galvanizado, y las normas ASTM A123, A153, A384 y A780 para información útil sobre el diseño y detallado de miembros galvanizados. Véanse en el numeral F.2.13.2.2 los requisitos para destijeres en miembros que vayan a ser galvanizados.

F.2.13.3 — **PINTURA DE TALLER**

F.2.13.3.1 — ***Requisitos Generales*** — La preparación de la superficie y la pintura de taller estarán de acuerdo con las provisiones del *Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC.

No se requiere la aplicación de pintura de taller a menos que se haya especificado en los documentos del proyecto.

F.2.13.3.2 — ***Superficies Inaccesibles*** — Con excepción de las superficies de contacto, las superficies que sean inaccesibles después del ensamble de taller deberán ser limpiadas y pintadas previamente cuando así lo requieran los documentos de diseño.

F.2.13.3.3 — ***Superficies de Contacto*** — En conexiones tipo aplastamiento se permite la aplicación de pintura sobre las superficies de contacto. Para conexiones de deslizamiento crítico, los requisitos de las superficies de contacto estarán de acuerdo con las Especificaciones para Juntas Estructurales Usando Pernos ASTM A325 o A490 del RCSC, Sección 3.2.2 (b).

F.2.13.3.4 — ***Superficies con Acabado por Maquinado*** — Las superficies con acabado por maquinado deberán ser protegidas por medio de un recubrimiento inhibidor de la corrosión que pueda ser removido antes del montaje, o que tenga características que hagan innecesaria su remoción.

F.2.13.3.5 — ***Superficies Adyacentes a Soldaduras de Campo*** — A menos que se especifique lo contrario en los documentos de diseño, las zonas que estén a menos de 50 mm de cualquier soldadura de campo estarán libres de cualquier material que pueda impedir la correcta ejecución de la soldadura o producir humos inaceptables durante el proceso.

F.2.13.4 — **MONTAJE**

F.2.13.4.1 — ***Alineación de las Bases de las Columnas*** — Las bases de las columnas deberán quedar bien niveladas y a la elevación correcta y en pleno contacto con las superficies de concreto o mampostería según se especifica en el *Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC.

F.2.13.4.2 — ***Estabilidad y Conexiones*** — La estructura de acero de los edificios deberá erigirse a plomo y con los alineamientos requeridos dentro de los límites definidos por el *Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC. A medida que avance el montaje, se deben tomar las medidas necesarias para que la estructura pueda resistir las cargas muertas, de montaje y otras que se esperen durante el periodo de montaje. Se deben colocar arriostramientos temporales, de acuerdo con los requisitos del código citado, siempre que sean necesarios para resistir todas las cargas a que pueda estar sometida la estructura, incluyendo los equipos y las cargas asociadas a su operación. Tales arriostramientos deberán dejarse en su sitio durante el tiempo que sea necesario para garantizar la seguridad de la estructura.

F.2.13.4.3 — ***Alineación*** — No se dará el apriete final a los pernos ni se ejecutarán las soldaduras definitivas hasta tanto las zonas de la estructura comprendidas dentro del área de influencia de la respectiva conexión hayan sido alineadas de manera apropiada.

F.2.13.4.4 — ***Ajuste de juntas a compresión en columnas y placas de base*** — Se aceptará una falta de ajuste en la zona de contacto siempre y cuando la separación no exceda de 1.6 mm, cualquiera que sea el tipo de empalme utilizado (pernado o con soldadura acanalada de penetración parcial). Si la separación excede de 1.6 mm, pero es inferior a 6.4 mm, y si una investigación adecuada muestra que no hay suficiente superficie de contacto, la separación se rellenará con platinas de relleno de acero de espesor constante. Las platinas de relleno podrán ser de acero común, independientemente de la calidad del material principal.

F.2.13.4.5 — ***Soldaduras de Campo*** — Las superficies en las juntas y adyacentes a ellas que se vayan a soldar en campo deberán prepararse de manera adecuada para garantizar la calidad de la soldadura. Esta preparación deberá incluir el tratamiento de la superficie necesario para corregir cualquier daño o contaminación que haya ocurrido con posterioridad a la fabricación.

Las soldaduras de campo sobre elementos embebidos en concreto deberán ejecutarse en tal forma que se eviten dilataciones térmicas excesivas de dichos elementos embebidos, las cuales podrían originar resquebrajamiento o agrietamiento del concreto o inducir esfuerzos excesivos en los anclajes.

F.2.13.4.6 — ***Pintura de Campo*** — La pintura de campo, los retoques de pintura y la limpieza de la estructura deben ejecutarse de acuerdo con las prácticas aceptadas, las cuales se harán constar explícitamente en los documentos de diseño.

F.2.14 — CONTROL DE CALIDAD Y SUPERVISION TÉCNICA

Este numeral presenta los requisitos mínimos para el control de calidad, la supervisión técnica y la inspección mediante ensayos no destructivos para las estructuras de acero y los elementos de acero de miembros de construcción compuesta para edificios y otras estructuras.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.14.1 — Alcance
F.2.14.2 — Programa de Control de Calidad del Fabricante y el Montador
F.2.14.3 — Documentos del Fabricante y el Montador
F.2.14.4 — Personal a cargo de la Inspección y los Ensayos No Destructivos
F.2.14.5 — Requisitos Mínimos para la Inspección de Edificios de Acero Estructural
F.2.14.6 — Requisitos Mínimos para la Inspección de Construcción Compuesta
F.2.14.7 — Fabricantes y Montadores Certificados
F.2.14.8 — Materiales y Mano de Obra No Conformes

No se incluyen en este numeral el control de calidad ni la supervisión técnica para el refuerzo, los materiales ni el vaciado del concreto para miembros de construcción compuesta. Tampoco se incluyen el control de calidad ni la supervisión técnica para la preparación de superficies ni para los recubrimientos.

F.2.14.1 — ALCANCE — Dentro del alcance del numeral F.2.14, el control de calidad estará a cargo del fabricante y el montador, mientras que la supervisión técnica estará a cargo de otros cuando así sea requerido. Los ensayos no destructivos serán ejecutados por la firma responsable de la supervisión técnica, excepto lo permitido en el numeral F.2.14.7.

Los requisitos de control de calidad y supervisión técnica del numeral F.2.14 se consideran adecuados y efectivos para la mayoría de las estructuras de acero, y se recomienda su aplicación. Cuando se requiera el uso de un plan de aseguramiento de calidad, este numeral presenta los requisitos mínimos que se consideran efectivos para proveer resultados satisfactorios en la construcción de estructuras de acero. En algunos casos pueden resultar recomendables inspecciones suplementarias. Adicionalmente, cuando el programa de control de calidad del fabricante o montador haya demostrado su capacidad para ejecutar algunas de las tareas que dicho plan haya asignado al supervisor técnico, se puede considerar una modificación del mismo, sujeto a la aprobación del diseñador estructural.

Bajo el alcance del numeral F.2.14, no se consideran como fabricantes ni como montadores los productores de los materiales según las normas citadas en el numeral F.2.1.3, ni los fabricantes de tableros metálicos.

F.2.14.2 — PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD DEL FABRICANTE Y EL MONTADOR — El fabricante y el montador establecerán y mantendrán procedimientos de control de calidad y realizarán inspecciones para asegurar que su trabajo se ejecute de acuerdo con el Capítulo F.2 de este Reglamento y con los documentos del proyecto.

Los procedimientos de identificación de los materiales deberán cumplir con los requisitos del *Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC, y deberán ser monitoreados por el inspector de control de calidad del fabricante.

El inspector de control de calidad del fabricante deberá inspeccionar como mínimo los siguientes puntos, según sea aplicable:

(a) Soldaduras de taller, uso de pernos de alta resistencia, y detallado de acuerdo con el numeral F.2.14.5.
(b) Superficies cortadas y con acabado en taller, de acuerdo con el numeral F.2.13.2.

(c) Calentamiento en taller para enderezar, dar contraflecha o curvar, de acuerdo con el numeral F.2.13.2.1.
(d) Tolerancias para fabricación en taller, de acuerdo con el Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero, Norma Técnica Colombiana ICONTEC.

El inspector de control de calidad del montador deberá inspeccionar como mínimo los siguientes puntos, según sea aplicable:

(a) Soldaduras de campo, uso de pernos de alta resistencia, y detallado de acuerdo con el numeral F.2.14.5.
(b) Localización e instalación de tableros metálicos y conectores tipo espigo con cabeza de acuerdo con el numeral F.2.14.6.
(c) Superficies cortadas en campo, de acuerdo con el numeral F.2.13.2.2.
(d) Calentamiento en taller para enderezar, dar contraflecha o curvar, de acuerdo con el numeral F.2.13.2.1.
(e) Tolerancias para montaje en campo, de acuerdo con el Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero, Norma Técnica Colombiana ICONTEC.

F.2.14.3 — **DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y EL MONTADOR**

F.2.14.3.1 — ***Envío de los documentos*** — Antes de iniciarse las actividades respectivas, el fabricante o el montador enviará al diseñador estructural o a su delegado los documentos que se enumeran a continuación, de acuerdo con el *Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero*, Norma Técnica Colombiana ICONTEC:

(a) Planos de taller, excepto cuando éstos hayan sido suministrados por otros.
(b) Planos de montaje, excepto cuando éstos hayan sido suministrados por otros.

F.2.14.3.2 — ***Disponibilidad de los documentos*** — Los siguientes documentos deberán mantenerse disponibles en formato electrónico o impresos para revisión por parte del diseñador estructural o su delegado, con anterioridad a las actividades de fabricación o montaje, según sea aplicable:

(a) Para los elementos principales de acero estructural, copias de los reportes de ensayos de los materiales de acuerdo con el numeral F.2.1.3.1.
(b) Para las piezas forjadas y de fundición, copias de los reportes de ensayos de los materiales de acuerdo con el numeral F.2.1.3.2.
(c) Para los conectores, copias de los certificados del productor de acuerdo con el numeral F.2.1.3.3.
(d) Para los conectores de los tableros metálicos, copias de las especificaciones del producto o catálogos publicados por el productor. Las especificaciones deberán incluir la descripción del producto, limitaciones de uso y recomendaciones de instalación.
(e) Para pernos de anclaje y barras roscadas, copias de los reportes de ensayos de los materiales de acuerdo con el numeral F.2.1.3.4.
(f) Para los consumibles de soldadura, copias de los certificados del productor de acuerdo con el numeral F.2.1.3.5.
(g) Para los conectores tipo espigo con cabeza, copias de los certificados del productor de acuerdo con el numeral F.2.1.3.6.
(h) Para los metales de aporte y fundentes para las soldaduras, copias de las hojas de especificaciones del producto o catálogos publicados por el productor. Las especificaciones deberán incluir la descripción del producto, limitaciones de uso, parámetros típicos o recomendados para soldar, y condiciones de almacenamiento y exposición, incluyendo el uso de hornos cuando sea aplicable.
(i) Especificaciones de los procedimientos de soldadura (WPS).
(j) Registros de calificación de los procedimientos (PQR) para procedimientos no incluidos entre los precalificados por la norma AWS D1.1/D1.1M, o por la norma AWS D1.3/D1.3M, según sea aplicable.
(k) Registros de calificación de los soldadores (WPQR) y registros de continuidad.
(l) Manual de control de calidad escrito del fabricante o el montador, según sea aplicable, que deberá incluir como mínimo:
  (i) Procedimientos de control del material
  (ii) Procedimientos de inspección
  (iii) Tratamiento de no conformidades
(m) Calificación de los inspectores de control de calidad del fabricante o el montador, según sea aplicable.

F.2.14.4 — PERSONAL A CARGO DE LA INSPECCIÓN Y LOS ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

F.2.14.4.1 — *Calificación de los inspectores de control de calidad* — El personal de inspección del control de calidad de la soldadura deberá estar calificado de acuerdo con el programa de control de calidad del fabricante o el montador, según el caso, y de acuerdo con uno de los siguientes requisitos:

(a) Según se define en la norma AWS B5.1, Estándar para la Calificación de Inspectores de Soldadura, o
(b) Según las provisiones de la norma AWS D1.1/D1.1M, artículo 6.1.4, o
(c) Que esté calificado por la Asociación Colombiana de Soldadura y Ensayos no Destructivos, ACOSEND como Inspector de Construcciones soldadas Nivel I

El personal de inspección de control de calidad para los pernos deberá estar calificado con base en entrenamiento y experiencia documentados en la inspección de conexiones estructurales pernadas.

F.2.14.4.2 — *Calificación de los inspectores de la supervisión técnica* — El personal de inspección de la supervisión técnica de la soldadura deberá estar calificado de acuerdo con la práctica documentada de la firma de supervisión técnica, y de acuerdo con uno de los siguientes requisitos:

(a) Según se define en la norma AWS B5.1, Estándar para la Calificación de Inspectores de Soldadura, o
(b) Según las provisiones de la norma AWS D1.1/D1.1M, artículo 6.1.4, o
(c) Que esté calificado por la Asociación Colombiana de Soldadura y Ensayos no Destructivos, ACOSEND, como Inspector de Construcciones soldadas Nivel II

El personal de inspección de la supervisión técnica para los pernos deberá estar calificado con base en entrenamiento y experiencia documentados en la inspección de conexiones estructurales pernadas.

F.2.14.4.3 — *Calificación del personal para los ensayos no destructivos* — El personal a cargo de los ensayos no destructivos, distintos de la inspección visual, deberá estar calificado de acuerdo con la práctica documentada de la firma a la que pertenece, práctica que deberá satisfacer o superar los criterios de la norma AWS D1.1/D1.1M, Código de Soldadura Estructural en Acero, artículo 6.14.6, en adición a uno de los siguientes requisitos:

(a) Práctica Recomendada para la Calificación y Certificación de Personal para Ensayos No Destructivos, SNT-TC-1A, de la Sociedad Americana de Ensayos No Destructivos (ASNT), o
(b) Estándar para la Calificación y Certificación de Personal para Ensayos No Destructivos, ASNT CP-189, o
(c) Que este calificado por la Asociación Colombiana de Soldadura y Ensayos no Destructivos, ACOSEND, como Inspector de Ensayos No Destructivos, nivel II

F.2.14.5 — REQUISITOS MINIMOS PARA LA INSPECCION DE EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL

F.2.14.5.1 — *Control de calidad* — Las actividades de control de calidad deberán ser ejecutadas por el inspector de control de calidad del fabricante o el montador, según sea aplicable, de acuerdo con los numerales F.2.14.5.5, F.2.14.5.7 y F.2.14.5.8.

Las actividades que se presentan en las tablas F.2.14.5-1 a F.2.14.5-3 y en las tablas F.2.14.5.4 a F.2.14.5-6 bajo el encabezamiento Control de Calidad son aquellas inspecciones que debe ejecutar el inspector de control de calidad para asegurar que el trabajo se realice de acuerdo con los documentos del proyecto.

Para la inspección de control de calidad, los documentos del proyecto aplicables serán los planos de taller y los planos de montaje, y las especificaciones, códigos y estándares referenciados que sean aplicables.

F.2.14.5.2 — *Supervisión técnica* — La inspección por parte del supervisor técnico de los elementos fabricados deberá realizarse en la planta del fabricante. El inspector de la supervisión técnica programará su trabajo de tal manera que se minimicen las interrupciones a los trabajos del fabricante.

La inspección del supervisor técnico para la estructura de acero montada se ejecutará en el sitio del proyecto. El inspector de la supervisión técnica programará su trabajo de tal manera que se minimicen las interrupciones a los trabajos del montador.

El inspector de la supervisión técnica revisará los reportes de ensayos y certificados de los materiales según el listado del numeral F.2.14.3.2 y verificará su ajuste a los documentos del proyecto.

Las actividades de inspección del supervisor técnico estarán a cargo del inspector de la supervisión técnica, de acuerdo con los numerales F.2.14.5.5, F.2.14.5.7 y F.2.14.5.8.

Las actividades que se presentan en las tablas F.2.14.5-1 a F.2.14.5-3 y en las tablas F.2.14.5-4 a F.2.14.5-6 bajo el encabezamiento Supervisión Técnica son aquellas inspecciones que debe ejecutar el supervisor técnico para verificar que el trabajo se realice de acuerdo con los documentos del proyecto.

De manera concurrente con el envío de sus reportes al interventor o al propietario, la firma de supervisión técnica debe enviar al fabricante y al montador:

- Reportes de inspección
- Reportes de ensayos no destructivos

F.2.14.5.3 — *Coordinación de actividades de inspección* — Cuando una actividad involucre tanto al inspector de control calidad como al inspector de la supervisión técnica, se permite que ambas partes se coordinen de manera que solamente una de ellas realice tal actividad. Se requiere la aprobación del interventor o el diseñador estructural cuando sea el inspector de control de calidad quien realice las labores de inspección y el inspector de la supervisión técnica se apoye en ellas.

F.2.14.5.4 — *Inspección de las soldaduras* — La observación de las operaciones de soldadura y la inspección visual de soldaduras en proceso o completas constituirán el método básico para confirmar que los materiales, procedimientos y mano de obra estén de conformidad con los documentos del proyecto. Para el acero estructural, aplicarán todas las provisiones de la norma AWS D1.1/D1.1M.

El numeral F.2.10.2 del presente Reglamento contiene excepciones a las disposiciones de la norma AWS D1.1/D1.1M.

Como mínimo, las actividades de inspección de soldadura deben realizarse de acuerdo con las tablas F.2.14.5-1 a F.2.14.5-3. En estas tablas, las tareas de inspección se aplicarán como sigue:

O – Observar de manera aleatoria. Las operaciones no se deben retrasar por estar pendientes estas inspecciones.

P – Practicar estas tareas sobre cada junta soldada o miembro

Tabla F.2.14.5-1
Actividades de Inspección Previas a la Soldadura

Actividades de Inspección previas a la soldadura	Control de Calidad	Supervisión Técnica
Disponibilidad de los procedimientos de soldadura (WPS)	P	P
Disponibilidad de los certificados del productor para los consumibles de soldadura	P	P
Identificación del material	O	O
Sistema de identificación de los soldadores (trazabilidad)	O	O
Ajuste de las soldaduras acanaladas (Incluyendo la geometría) - Preparación de la junta - Dimensiones (alineación, abertura de raíz, cara de la raíz, bisel) - Limpieza (condición de las superficies de acero) - Punteado (calidad y localización de los puntos de soldadura) - Tipo y ajuste de las platinas de respaldo	O	O
Configuración y acabado de los agujeros de acceso	O	O
Ajuste de las soldaduras de filete - Dimensiones (alineación, separación en la raíz) - Limpieza (condición de las superficies de acero) - Punteado (calidad y localización de los puntos de soldadura)	O	O
Revisión de los equipos de soldadura	O	-

Tabla F.2.14.5-2
Actividades de Inspección Durante la Soldadura

Actividades de Inspección Durante la Soldadura	Control de Calidad	Supervisión Técnica
Empleo de soldadores calificados	O	O
Control y manipulación de los consumibles de soldadura - Empaque - Control de exposición	O	O
Control para evitar soldaduras sobre puntos de soldadura agrietados	O	O
Condiciones ambientales - Velocidad del viento por debajo del límite - Precipitación y temperatura	O	O
Cumplimiento de los procedimientos de soldadura (WPS) - Selección de parámetros en el equipo de soldadura - Velocidad de avance - Uso de los materiales de soldadura seleccionados - Tipo y rata de flujo del gas - Precalentamiento - Mantenimiento de la temperatura entre pases (min/máx) - Posición adecuada	O	O
Técnicas de soldadura - Limpieza entre pases y limpieza final - Ajuste a las dimensiones del perfil en cada pase - Cumplimiento de los requerimientos de calidad en cada pase	O	O

Tabla F.2.14.5-3
Actividades de Inspección sobre la Soldadura Terminada

Actividades de Inspección sobre la Soldadura Terminada	Control de Calidad	Supervisión Técnica
Limpieza	O	O
Tamaño, longitud y localización de las soldaduras	P	P
Criterios visuales de aceptación - grietas - fusión soldadura - metal base - perfiles de soldadura - tamaño de la soldadura - socavación - porosidad	P	P
Golpes de arco	P	P
Soldaduras en la "zona k" (cuando las soldaduras de placas de enchape, platinas de continuidad o rigidizadores involucren la "zona k", el alma en esta zona debe inspeccionarse visualmente hasta una distancia de 75 mm desde la soldadura para detectar la presencia de grietas)	P	P
Remoción de las platinas de respaldo y puntos de soldadura, cuando se requiera	P	P
Actividades de reparación	P	P
Documentación de la aceptación o rechazo de la junta o miembro	P	P

F.2.14.5.5 — *Ensayos no destructivos para juntas soldadas*

F.2.14.5.5.1 — *Procedimiento* — Cuando se requieran, los ensayos por ultrasonido, partículas magnéticas, tintas penetrantes y radiografías serán realizados por la supervisión técnica y de acuerdo con la norma AWS D1.1/D1.1M. Los criterios de aceptación serán los definidos en esta misma norma para estructuras cargadas estáticamente, excepto cuando los planos de diseño o las especificaciones del proyecto indiquen algo distinto.

F.2.14.5.5.2 — *Ensayos no destructivos para juntas acanaladas de penetración completa* — Para estructuras del grupo de uso IV de acuerdo a A.2.5.1 y Sistemas de Resistencia Sísmico de cualquier grupo de uso, se deberán ejecutar ensayos por ultrasonido en todas las juntas acanaladas de penetración completa, a tope, en **T** o en esquina, en materiales de 7.9 mm o más de espesor y

que estén solicitadas por cargas de tensión aplicadas transversalmente. Para juntas de las mismas características en estructuras de los grupos de uso II y III que no hagan parte del Sistema de Resistencia Sísmico, dichos ensayos por ultrasonido se ejecutarán solamente sobre el 10% de las juntas. Estos ensayos formarán parte de la supervisión técnica.

No se requiere la ejecución de ensayos no destructivos para las juntas acanaladas de penetración completa en estructuras del grupo de uso I que no hagan parte de Sistema de Resistencia Sísmico. Tampoco se requieren estos ensayos en juntas acanaladas de penetración completa en materiales de menos de 7.9 mm de espesor, sin importar la categoría de uso de la estructura.

F.2.14.5.5.3 — *Ensayos no destructivos para agujeros de acceso* — Las superficies cortadas por fusión en agujeros de acceso deberán ser inspeccionadas por partículas magnéticas o tintas penetrantes, cuando el espesor de la aleta sea superior a 51 mm en perfiles laminados, o el espesor del alma sea superior a 51 mm en perfiles armados. No será aceptable ninguna grieta, independientemente de su tamaño o localización. Estos ensayos formarán parte de la supervisión técnica.

Véase el numeral F.2.13.2.2.

F.2.14.5.5.4 — *Juntas soldadas sujetas a fatiga* — Cuando se requiera según la tabla F.2.17-1 del numeral F.2.17, aquellas juntas soldadas para las cuales se requieran ensayos por ultrasonido o radiografías deberán ser inspeccionadas como parte de la supervisión técnica. No se acepta aplicar una reducción al porcentaje de juntas que se ensayan por ultrasonido.

F.2.14.5.5.5 — *Reducción del porcentaje de juntas que se ensayan por ultrasonido* — Cuando el diseñador estructural así lo apruebe, se permite una reducción en el porcentaje de juntas que se ensayan por ultrasonido. Cuando el porcentaje básico sea del 100%, se permite reducir a un 25% por cada soldador, siempre y cuando el porcentaje de rechazos, calculado con base en el número de soldaduras en las que se encuentran defectos inaceptables y el número de soldaduras ejecutadas, sea menor que el 5% para dicho soldador. Para este efecto, se deberá tomar una muestra de por lo menos 40 soldaduras completas. Para evaluar el porcentaje de rechazos en soldaduras continuas de más de 1 m de longitud, con una garganta efectiva de 25 mm o menos, cada incremento de 300 mm o fracción se considerará como una soldadura. Para evaluar el porcentaje de rechazos en soldaduras continuas de más de 1 m de longitud, con una garganta efectiva de más de 25 mm, cada incremento de 150 mm o fracción se considerará como una soldadura.

F.2.14.5.5.6 — *Incremento del porcentaje de juntas que se ensayan por ultrasonido* — Para estructuras de los grupos de uso II y III, donde el porcentaje básico de ensayos por ultrasonido sea del 10%, el porcentaje básico de ensayos para un soldador se incrementará a un 100% siempre que el porcentaje de rechazos, calculado con base en el número de soldaduras en las que se encuentran defectos inaceptables y el número de soldaduras ejecutadas, sea mayor que el 5% para dicho soldador. Para tal efecto, se deberá haber tomado una muestra de por lo menos 20 soldaduras completas antes de aplicar este incremento. Cuando, después de una muestra de por lo menos 40 soldaduras completas, el porcentaje de rechazos haya descendido a un 5% o menos, se podrá volver a trabajar sobre una base del 10% de juntas ensayadas. Para evaluar el porcentaje de rechazos en soldaduras continuas de más de 1 m de longitud, con una garganta efectiva de 25 mm o menos, cada incremento de 300 mm o fracción se considerará como una soldadura. Para evaluar el porcentaje de rechazos en soldaduras continuas de más de 1 m de longitud, con una garganta efectiva de más de 25 mm, cada incremento de 150 mm o fracción se considerará como una soldadura.

F.2.14.5.5.7 — *Documentación* — Todos los ensayos no destructivos ejecutados deberán quedar documentados. Para fabricación en taller, el reporte de ensayos no destructivos deberá identificar las soldaduras inspeccionadas por el número de la pieza y la localización sobre ella. Para trabajos de campo, el reporte de ensayos no destructivos deberá identificar las soldaduras inspeccionadas por su localización en la estructura, el número de la pieza y la localización sobre ella.

Cuando una soldadura sea rechazada con base en un ensayo no destructivo, el respectivo registro deberá indicar la localización del defecto y la razón del rechazo.

F.2.14.5.6 — *Inspección de pernos de alta resistencia* — La observación del proceso de suministro e instalación de pernos será el método básico para confirmar que los materiales, procedimientos y mano de

obra incorporados en la construcción cumplan con los documentos del proyecto y con las "Especificaciones para juntas estructurales usando pernos de alta resistencia" del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC).

(a) Para pernos instalados con apriete ajustado, no se aplican los ensayos de verificación previos a la instalación ni el seguimiento de los procedimientos de instalación indicados en las tablas F.2.14.5-4 y F.2.14.5-5 respectivamente. No se requiere tampoco la presencia de los inspectores de control de calidad y de la supervisión técnica durante la instalación de pernos en juntas con apriete ajustado.

(b) Para juntas pretensionadas y juntas de deslizamiento crítico en las que el instalador esté usando el método del giro de la tuerca con marcas permanentes, indicadores directos de tensión o pernos de tensión controlada, el seguimiento de los procedimientos de instalación será como se indica en la tabla F.2.14.5-5. No se requiere la presencia de los inspectores de control de calidad y ni de la supervisión técnica cuando se usan estos métodos para la instalación de los pernos.

(c) Para juntas pretensionadas y juntas de deslizamiento crítico en las que el instalador esté usando llaves calibradas o el método del giro de la tuerca sin marcas permanentes, el seguimiento de los procedimientos de instalación será como se indica en la tabla F.2.14.5-5. Cuando se usan estos métodos para la instalación de los pernos, se requiere el seguimiento por parte de los inspectores de control de calidad y de la supervisión técnica durante la ejecución de los trabajos.

La inspección del suministro e instalación de los pernos deberá incluir como mínimo lo indicado en las tablas F.2.14.5-4 a F.2.14.5-6. En estas tablas, las tareas de inspección se aplicarán como sigue:

O – Observar de manera aleatoria. Las operaciones no se deben retrasar por estar pendientes estas inspecciones.
P – Practicar estas tareas sobre cada junta pernada.

Tabla F.2.14.5-4
Actividades de Inspección Previas a la Instalación de los Pernos

Actividades de Inspección previas a la instalación de los pernos	Control de Calidad	Aseguramiento de calidad
Disponibilidad de los certificados del productor de los pernos, tuercas y arandelas	O	P
Marcado de los pernos de acuerdo con las normas ASTM	O	O
Adecuada selección de los pernos para el detalle de la junta (grado, tipo, longitud adecuada cuando las roscas deben quedar excluidas del plano de corte)	O	O
Selección adecuada del procedimiento de instalación para el detalle de la junta	O	O
Revisión de los elementos de conexión, incluyendo la adecuada preparación de las superficies de contacto, cuando se requiera	O	O
Ensayos de calibración y verificación previos a la instalación, por el personal de instalación, para los conjuntos de pernos y tuercas y los métodos a utilizarse, observados y documentados	P	O
Adecuado almacenamiento de los pernos, tuercas, arandelas y otros componentes	O	O

Tabla F.2.14.5-5
Actividades de Inspección Durante la Instalación de los Pernos

Actividades de Inspección Durante la Instalación de los Pernos	Control de Calidad	Aseguramiento de calidad
Conjuntos de pernos y tuercas en condiciones adecuadas, instalados en todas las perforaciones y posicionados según se requiere	O	O
Junta llevada a la condición de apriete ajustado antes del pretensionado	O	O
Restricción de la rotación del componente del conector al que no se aplica giro	O	O
Pernos pretensionados de acuerdo con un método aprobado por el RCSC, y avanzando progresivamente desde el punto más rígido hacia los bordes libres	O	O

Tabla F.2.14.5-6
Actividades de Inspección Posteriores a la Instalación de los Pernos

Actividades de Inspección posteriores a la instalación de los pernos	Control de Calidad	Aseguramiento de calidad
Reporte de aceptación o rechazo de las juntas pernadas.	P	P

F.2.14.5.6 — ***Otras actividades de inspección*** — El inspector de control de calidad del fabricante deberá inspeccionar el acero fabricado para verificar su conformidad con los detalles mostrados en los planos de taller, tales como una adecuada aplicación de los detalles de la junta en cada conexión. El inspector de calidad del montador inspeccionará la estructura montada para verificar el cumplimiento de los detalles mostrados en los planos de montaje, tales como riostras, rigidizadores, localización de los miembros y detalles de las conexiones.

El inspector de la supervisión técnica deberá verificar la adecuada instalación de los pernos de anclaje y otros elementos embebidos sobre los cuales se apoye el acero estructural, de manera que se ajusten a los documentos del proyecto. Como mínimo, con anterioridad al vaciado del concreto se deben verificar el diámetro, el material, el tipo y la longitud del perno de anclaje o el elemento embebido.

El inspector de la supervisión técnica debe inspeccionar las piezas fabricadas o la estructura montada, según el caso, para verificar el cumplimiento de los detalles que se muestran en los documentos del proyecto, tales como riostras, rigidizadores, localización de los miembros y detalles de las conexiones.

F.2.14.6 — **REQUISITOS MINIMOS PARA LA INSPECCION DE CONSTRUCCION COMPUESTA** — La inspección del acero estructural y el tablero metálico usados en una construcción compuesta deben cumplir con los requisitos que se establecen en este numeral.

Para soldar conectores de acero tipo espigo con cabeza o según norma de pernos SAE J429 Grado 2, se aplicarán las provisiones de la norma AWS D1.1/D1.1M "Código de Soldadura Estructural – Acero".

Para la soldadura del tablero metálico, la observación de las operaciones de soldadura y la inspección visual de las soldaduras en proceso y terminadas constituirán el método básico para confirmar que los materiales, procedimientos y la mano de obra están de acuerdo con los documentos del proyecto. Deberán aplicarse todas las provisiones aplicables de la norma AWS D1.3/D1.3M "Código de Soldadura Estructural – Lámina". La inspección de las soldaduras del tablero metálico deberá incluir la verificación previa de los consumibles de soldadura, las especificaciones de los procedimientos de soldadura y la calificación de los soldadores, la observación de las soldaduras durante su ejecución para confirmar que la instalación se haga de acuerdo con las recomendaciones del productor, y una inspección visual una vez se ha completado la instalación.

En la tabla F.2.14.6-1, las tareas de inspección se aplicarán como sigue:

O – Observar de manera aleatoria. Las operaciones no se deben retrasar por estar pendientes estas inspecciones.
P – Practicar estas tareas sobre cada junta del tablero o conector.

Para aquellas actividades de control de calidad marcadas con la anotación **"O"** en esta tabla, la inspección de control de calidad será realizada por el inspector de control de calidad del montador.

Tabla F.2.14.6-1
Actividades de inspección de elementos de acero en construcción compuesta previas al vaciado del concreto

Actividades de inspección de elementos de acero previas al vaciado del concreto	Control de Calidad	Aseguramiento de calidad
Colocación e instalación del tablero metálico	P	P
Colocación e instalación de los conectores	P	P
Reporte de aceptación o rechazo de los elementos de acero	P	P

F.2.14.7 — **MATERIALES Y MANO DE OBRA NO CONFORMES** — En cualquier etapa del desarrollo de los trabajos se podrán identificar y rechazar materiales o mano de obra no conformes con los documentos del proyecto. Sin embargo, esta provisión no exonera al propietario o al interventor de su obligación de estar realizando inspecciones

programadas y secuenciales a medida que avanzan los trabajos. La existencia de tales materiales o mano de obra no conformes deberá ponerse en conocimiento del fabricante o el montador, según el caso, de manera inmediata.

La corrección de las condiciones de no conformidad en los materiales o la mano de obra deberá contar con la aprobación del diseñador estructural.

De manera concurrente con el envío de sus reportes al interventor o al propietario, la firma de supervisión técnica debe enviar al fabricante y al montador:

- Reportes de no conformidad
- Reportes de reparaciones, reemplazos o aceptación de los ítems no conformes.

F.2.15 — DISEÑO BASADO EN UN ANÁLISIS INELÁSTICO

En este numeral se trata el diseño basado en un análisis inelástico, considerando la redistribución de las fuerzas y momentos en los miembros y conexiones que ocurre cuando se presenta una fluencia localizada.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.15.1 — Provisiones generales
F.2.15.2 — Requisitos de Ductilidad
F.2.15.3 — Requisitos del Análisis

F.2.15.1 — **PROVISIONES GENERALES** — La resistencia de diseño del sistema estructural, de sus miembros y conexiones deberá ser igual o superior a la resistencia requerida determinada a partir del análisis inelástico. Las provisiones del numeral F.2.15 no son aplicables a un diseño sísmico.

El análisis inelástico deberá considerar: (1) las deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros, y todas las demás deformaciones en los componentes y conexiones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura; (2) los efectos de segundo orden (incluyendo los efectos $\mathbf{P-\Delta}$ y $\mathbf{P-\delta}$); (3) las imperfecciones geométricas; (4) la reducción de la rigidez que resulta del comportamiento inelástico, incluyendo los efectos de los esfuerzos residuales y la fluencia parcial en la sección transversal; y (5) las incertidumbres en la rigidez y la resistencia del sistema, los miembros y las conexiones.

Los estados límites de resistencia que pueda identificar un análisis inelástico que incorpore todos los requisitos anteriores no están sujetos a las provisiones correspondientes del Capítulo F.2 cuando dicho análisis proporciona un nivel comparable o superior de confiabilidad. Los límites de resistencia que no pueda detectar el análisis inelástico deberán ser evaluados usando las provisiones correspondientes de los numerales F.2.4, F.2.5, F.2.6, F.2.7, F.2.8, F.2.9, F.2.10 y F.2.11.

Las conexiones deberán cumplir con los requisitos del numeral F.2.2.3.5.

Deberá verificarse que los miembros y las conexiones sujetos a deformaciones inelásticas tengan la ductilidad adecuada, de manera consistente con el comportamiento que se espera de la estructura. No se permite la redistribución de fuerzas sobre la base de que un miembro o conexión falle por rotura.

Se permite el uso de cualquier método que se base en un análisis inelástico para dimensionar los miembros y conexiones de manera que se satisfagan estos requisitos generales. Este es el caso de un método de diseño que se base en un análisis inelástico que satisfaga los anteriores requisitos de resistencia, los requisitos de ductilidad del numeral F.2.15.2 y los requisitos de análisis del numeral F.2.15.3.

F.2.15.2 — **REQUISITOS DE DUCTILIDAD** — Los miembros y conexiones que tengan elementos que puedan llegar a la fluencia deben ser dimensionados de tal manera que en cada uno de ellos la totalidad de la demanda de deformación inelástica sea menor o igual que la respectiva capacidad de deformación inelástica. Como alternativa a la demostración explícita de esta condición, se deben satisfacer los siguientes requerimientos para aquellos miembros en los cuales se puedan formar rótulas plásticas:

F.2.15.2.1 — ***Materiales*** — Los miembros en los que se espera que se presenten rótulas plásticas deberán tener un esfuerzo de fluencia mínimo especificado no mayor que 450 MPa.

F.2.15.2.2 — ***Sección Transversal*** — En un punto de un miembro donde se pueda formar una rótula plástica, la sección transversal debe ser de simetría doble y ninguno de sus elementos a compresión debe tener una relación ancho-espesor mayor que $\boldsymbol{\lambda}_{pd}$, donde $\boldsymbol{\lambda}_{pd}$ $\boldsymbol{\lambda}_{pd}$ es igual al $\boldsymbol{\lambda}_p$ definido en la tabla **F.2.2.4-1b** con las siguientes modificaciones:

(a) Para la relación ancho-espesor $\left(\mathbf{h}/\mathbf{t}_w\right)$ en el alma de miembros con sección en **I**, perfiles tubulares estructurales (PTE) rectangulares y secciones en cajón solicitados por flexión y compresión combinadas:

(i) Para $\mathbf{P_u}/\boldsymbol{\phi}_c\mathbf{P_y} \le \mathbf{0.125}$

$$\boldsymbol{\lambda}_{pd} = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-\frac{2.75P_u}{\phi_c P_y}\right) \qquad \textbf{(F.2.15.2-1)}$$

(ii) Para $\mathbf{P_u}/\boldsymbol{\phi}_c\mathbf{P_y} > \mathbf{0.125}$

$$\boldsymbol{\lambda}_{pd} = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{\phi_c P_y}\right) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(F.2.15.2-2)}$$

donde:
$\mathbf{E}$ = módulo de elasticidad del acero =200 000 MPa
$\mathbf{F_y}$ = esfuerzo mínimo de fluencia especificado para el tipo de acero usado, MPa
$\mathbf{h}$ = como se define en la sección F.2.2.4.1, mm
$\mathbf{P_u}$ = resistencia requerida a compresión, N
$\mathbf{P_y}$ = resistencia del miembro a la fluencia $= \mathbf{F_y A_g}$, N
$\mathbf{t_w}$ = espesor del alma, mm
$\boldsymbol{\phi}_c$ = coeficiente de reducción de resistencia para flexión $= \mathbf{0.90}$

(b) Para la relación ancho-espesor $\left(\mathbf{b}/\mathbf{t}\right)$ de aletas de secciones en cajón y PTE, cubreplacas en aletas y platinas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras:

$$\boldsymbol{\lambda}_{pd} = 0.94\sqrt{E/F_y} \qquad \textbf{(F.2.15.2-3)}$$

donde:
$\mathbf{b}$ = como se define en la sección F.2.2.4.1, mm
$\mathbf{t}$ = como se define en la sección F.2.2.4.1, mm

(c) Para la relación diámetro-espesor $\left(\mathbf{D}/\mathbf{t}\right)$ de PTE circulares a flexión:

$$\boldsymbol{\lambda}_{pd} = 0.045E/F_y \qquad \textbf{(F.2.15.2-4)}$$

donde:
$\mathbf{D}$ = diámetro exterior del PTE circular (mm)

F.2.15.2.3 — ***Longitud no arriostrada*** — Sobre un segmento de un miembro prismático que contenga rótulas plásticas, la longitud sin arriostramiento lateral, $\mathbf{L_b}$, no debe ser mayor que $\mathbf{L_{pd}}$, calculada como sigue. Para miembros solicitados por flexión únicamente, o por flexión y tensión axial, $\mathbf{L_b}$ se tomará como la longitud entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión, o entre puntos arriostrados para impedir la torsión se la sección transversal. Para miembros solicitados por flexión y compresión axial, $\mathbf{L_b}$ se tomará como la longitud entre puntos arriostrados tanto contra el desplazamiento lateral en dirección del eje menor como contra la torsión de la sección transversal.

(a) Para miembros de sección en **I** solicitados por flexión sobre el eje mayor:

$$L_{pd} = \left[0.12 - 0.076\left(\frac{M_1'}{M_2}\right)\right]\frac{E}{F_y}r_y \qquad \text{(F.2.15.2-5)}$$

donde:
r_y = radio de giro respecto al eje y, mm

(i) Cuando la magnitud del momento flector en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada es mayor que M_2:
$M_1'/M_2 = +1$ (F.2.15.2-6a)
En caso contrario:

(ii) Cuando $M_{mid} > (M_1/M_2)/2$
$M_1' = 2M_{mid} - M_2 < M_2$ (F.2.15.2-6b)

(iii) Cuando $M_{mid} < (M_1/M_2)/2$
$M_1' = M_1$ (F.2.15.2-6c)

donde:
M_1 = menor momento de extremo para la longitud no arriostrada, N·mm
M_2 = mayor momento de extremo para la longitud no arriostrada, N·mm. Se toma positivo en todos los casos.
M_{mid} = momento en el punto medio de la longitud no arriostrada, N·mm
M_1' = momento efectivo en el extremo opuesto a M_2 de la longitud no arriostrada, N·mm

Los momentos M_1 y M_{mid} se toman individualmente como positivos cuando causan compresión sobre la misma aleta que M_2 y como negativos en caso contrario.

(b) Para barras rectangulares sólidas, PTE rectangulares y vigas de sección en cajón solicitados por flexión alrededor de su eje mayor:

$$L_{pd} = \left[0.17 - 0.10\left(\frac{M_1'}{M_2}\right)\right]\frac{E}{F_y}r_y \geq 0.10\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \qquad \text{(F.2.15.2-7)}$$

Para todo tipo de miembros solicitados por compresión axial y que contengan rótulas plásticas, las longitudes sin arriostramiento lateral para los ejes mayor y menor de la sección transversal no debe ser superiores a $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$ y $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$ respectivamente.

En los siguientes casos no se establece un límite para el valor de L_{pd} en miembros que contengan rótulas plásticas:

- Miembros con sección transversal circular o rectangular solicitados solamente por flexión o por flexión y tensión combinadas.
- Miembros solicitados solamente por flexión alrededor de su eje menor, o por una combinación de tensión y flexión alrededor de su eje menor.
- Miembros solicitados únicamente por tensión.

F.2.15.2.4 — ***Fuerza axial*** — Para asegurar una adecuada ductilidad en miembros a compresión que contengan rótulas plásticas, la resistencia requerida a carga axial de compresión debe ser menor o igual que $0.75F_yA_g$.

F.2.15.3 — **REQUISITOS DEL ANÁLISIS** — El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales del numeral F.2.15.1. Se permite demostrar el cumplimiento de estos requisitos mediante un análisis de segundo orden que se ajuste a los requerimientos de este numeral.

Como excepción, se permite el uso de un análisis inelástico o plástico de primer orden para vigas continuas no solicitadas por compresión axial, caso en el cual no se aplican los requisitos de los numerales F.2.15.3.2 y F.2.15.3.3.

F.2.15.3.1 — ***Propiedades de los Materiales y Criterios de Fluencia*** — El esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y, y la rigidez de todos los miembros y conexiones deben multiplicarse por un factor de reducción igual a 0.90 para efectos del análisis, excepto según lo especificado en el numeral F.2.15.3.3.

La influencia de la carga axial, el momento flector sobre el eje mayor y el momento flector sobre el eje menor deberán incluirse en el cálculo de la respuesta inelástica.

La resistencia plástica de la sección transversal del miembro se representará en el análisis ya sea mediante un criterio de fluencia elástico – perfectamente plástico, expresado en términos de la fuerza axial, el momento flector sobre el eje mayor y el momento flector sobre el eje menor, o a través del modelado explícito de la respuesta esfuerzo-deformación del material como elástica – perfectamente plástica.

F.2.15.3.2 — ***Imperfecciones Geométricas*** — El análisis debe incluir los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales. Esto se debe hacer modelando explícitamente las imperfecciones según se especifica en el numeral F.2.3.2.2.1 o mediante la aplicación de cargas ficticias equivalentes según se especifica en el numeral F.2.3.2.2.2.

F.2.15.3.3 — ***Efectos de los Esfuerzos Residuales y de la Fluencia Parcial*** — El análisis debe tener en cuenta la influencia de los esfuerzos residuales y de la fluencia parcial. Esto se debe hacer modelando explícitamente estos efectos en el análisis o reduciendo la rigidez de todos los componentes según se especifica en el numeral F.2.3.2.3.

Cuando se apliquen las provisiones del numeral F.2.3.2.3:

(a) En lugar de reducir la rigidez por el factor de 0.90 especificado en el numeral F.2.15.3.1, el módulo elástico E debe multiplicarse por un factor de 0.80, según se especifica en el numeral F.2.3.2.3, y
(b) El criterio de comportamiento elástico – perfectamente plástico, expresado en términos de la fuerza axial, el momento flector sobre el eje mayor y el momento flector sobre el eje menor, debe satisfacer el límite de resistencia de la sección transversal definido por las ecuaciones F.2.8.1-1a y F.2.8.1-1b, tomando $\phi_c P_n = 0.9P_y$, $\phi_b M_{nx} = 0.9M_{px}$ y $\phi_b M_{ny} = 0.9M_{py}$.

F.2.16 — EMPOZAMIENTO

Este numeral proporciona métodos para determinar si un sistema de cubierta tiene la rigidez y la resistencia adecuadas para evitar una falla por empozamiento.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.16.1 — Método Simplificado para diseño por empozamiento.
F.2.16.2 — Método Completo para diseño por empozamiento.

F.2.16.1 — **METODO SIMPLIFICADO PARA DISEÑO POR EMPOZAMIENTO** — El sistema de cubierta se considerará estable para empozamiento y no requerirá más revisiones si se cumplen las dos condiciones siguientes:

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \qquad \text{(F.2.16.1-1)}$$

$$I_d \geq 3940S^4 \qquad \text{(F.2.16.1-2)}$$

donde:

$$C_p = \frac{504L_sL_p^4}{I_p}$$

$$C_S = \frac{504SL_S^4}{I_S}$$

L_p = espaciamiento de las columnas en dirección de las vigas principales (longitud de los miembros principales), m
L_S = espaciamiento de las columnas en dirección perpendicular a las vigas principales (longitud de los miembros secundarios), m
S = espaciamiento de los miembros secundarios, m
I_p = momento de inercia de los miembros principales, mm^4
I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, mm^4
I_d = momento de inercia por metro del tablero metálico que se apoya sobre los miembros secundarios, mm^4.

Para armaduras y vigas de acero en celosía, el cálculo de los momentos de inercia I_p e I_s a utilizarse en las anteriores fórmulas deberá incluir los efectos de las deformaciones en el alma del miembro.

Cuando el momento de inercia se calcule únicamente con base en las áreas de los miembros principales de la armadura o la viga en celosía, la reducción en el momento de inercia debida a las deformaciones en el alma se puede tomar con un valor típico del 15%.

Un tablero metálico se considerará como miembro secundario cuando esté soportado directamente por los miembros primarios.

F.2.16.2 — **METODO COMPLETO PARA DISEÑO POR EMPOZAMIENTO** — Cuando se requiera un cálculo más exacto de la rigidez de la cubierta, se pueden utilizar las provisiones que se presentan a continuación en lugar del método del numeral F.2.16.1.

El índice de esfuerzo se define como:

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o}\right)_p \text{ para miembros principales} \qquad \text{F.2.16.2-1}$$

y como:

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o}\right)_s \text{ para miembros secundarios} \qquad \text{F.2.16.2-2}$$

donde:
f_o = esfuerzo producido por la combinación de carga $(D + R)$
D = carga muerta nominal
R = carga nominal debida al agua de lluvia o granizo, sin incluir la contribución del empozamiento, MPa.

En una estructura de cubierta constituida por miembros principales y secundarios, la rigidez combinada será adecuada para prevenir el empozamiento si:

- Para el miembro principal, el valor de la constante de flexibilidad, C_p, calculado según el numeral anterior, es menor que el límite superior correspondiente obtenido de la figura F.2.16-1 a partir del índice de esfuerzo del miembro principal, U_p, y del coeficiente de flexibilidad de los miembros secundarios, C_s, y
- Para el miembro secundario, el valor de la constante de flexibilidad, C_s, calculado según el numeral anterior, es menor que el límite superior correspondiente obtenido de la figura F.2.16-2 a partir del índice de esfuerzo del miembro secundario, U_s, y del coeficiente de flexibilidad de los miembros principales, C_p.

Cuando la rigidez combinada no sea suficiente, se deberá aumentar la rigidez de las vigas principales, o de las secundarias, o de ambas, para satisfacer las condiciones requeridas.

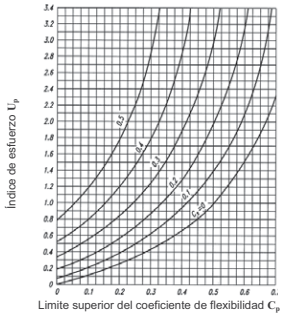


Figura F.2.16.2-1 - Limite superior del coeficiente de flexibilidad para los miembros principales.

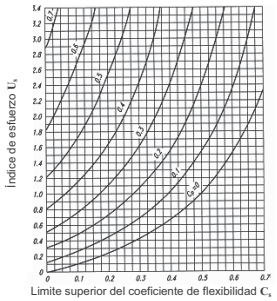


Figura F.2.16.2-2 — Limite superior del coeficiente de flexibilidad para los miembros secundarios.

Para una estructura de cubierta consistente en una serie de vigas igualmente espaciadas y apoyadas sobre muros, la rigidez se evaluará considerando las vigas como miembros secundarios apoyados sobre un miembro principal infinitamente rígido. Para este caso se entra a la Figura F.2.16-2 con el índice de esfuerzo calculado, U_s. El valor límite de C_s está determinado por la intersección de una línea horizontal correspondiente al valor de U_s con la curva para $C_p = 0$.

La deflexión por empozamiento debida al tablero metálico es por lo general una parte muy pequeña de la deflexión total por empozamiento del panel de techo, de manera que usualmente basta con limitar su momento de inercia (por metro de ancho normal a su luz) a 39401^4 *mm⁴/m, donde* l *es la luz.*

Para una estructura de cubierta consistente en tableros metálicos apoyados en vigas que a su vez se apoyan en columnas, la rigidez se evaluará con base en las Figura F.2.16-1 o F.2.16 -2, tomando C_s como la constante de flexibilidad para 1 m de ancho del panel de cubierta $(S = 1.0)$.

F.2.17 — DISEÑO POR FATIGA

Esta sección se aplica a miembros y conexiones sometidas a un alto número de ciclos de carga, en el rango elástico de esfuerzos y con frecuencia y magnitud suficientes para iniciar grietas y falla progresiva en lo que se define como el estado límite de fatiga.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.17.1 — Generalidades
F.2.17.2 — Cálculo de Esfuerzos Máximos y Rangos de Esfuerzos Admisibles
F.2.17.3 — Rango de esfuerzos admisibles
F.2.17.4 — Pernos y Partes Roscadas
F.2.17.5 — Requisitos Especiales de Fabricación y Montaje

F.2.17.1 — GENERALIDADES — Esta sección se aplica a esfuerzos calculados para condiciones de servicio. El esfuerzo máximo permitido bajo cargas de servicio (no mayoradas) es de $0.66F_y$.

El rango de esfuerzos se define como la magnitud de la variación de los esfuerzos debida a la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. En el caso de inversión de esfuerzos, el rango de esfuerzos se calcula como la suma numérica de los esfuerzos repetidos máximos de tensión y compresión o la suma numérica de los esfuerzos cortantes máximos en sentidos opuestos en el punto de probable iniciación de grietas.

En el caso de soldaduras acanaladas de penetración completa, el rango máximo de esfuerzos admisibles calculado con la fórmula F.2.17.3-1 aplica únicamente a soldaduras que hayan sido inspeccionadas con radiografías o ultrasonido y cuya calidad satisfaga los requisitos del código AWS D1.1.

No se requiere evaluar la resistencia a fatiga en los siguientes casos:

(a) Cuando el rango de esfuerzos por carga viva es menor que el umbral del rango de esfuerzos admisibles, F_{TH}. Véase la tabla F.2.17-1.
(b) Para miembros fabricados de perfiles o láminas cuando el número de ciclos de aplicación de la carga viva es menor que 20,000.
(c) Para miembros fabricados de perfiles tubulares estructurales (PTE) en estructuras tipo edificio sujetas a cargas de viento.

La resistencia a carga cíclica determinada en este numeral es aplicable a estructuras expuestas solamente a ambientes corrosivos normales, o con sistemas adecuados de protección a la corrosión, y sujetas a temperaturas que no excedan de 150ºC.

El diseñador estructural deberá suministrar detalles completos de las conexiones, incluyendo tamaños de soldadura, o especificar el número esperado de ciclos de carga y los rangos máximos de momentos, cortantes y cargas axiales en las conexiones.

F.2.17.2 — CÁLCULO DE ESFUERZOS MÁXIMOS Y RANGOS DE ESFUERZOS — Los esfuerzos calculados se obtendrán con base en un análisis elástico. Dichos esfuerzos no se amplificarán por factores de concentración de esfuerzos asociados a las discontinuidades geométricas.

Para pernos y barras roscadas sujetos a fuerzas axiales de tensión, los esfuerzos calculados deben incluir los efectos de palanca, si los hubiere. En el caso de cargas axiales combinadas con flexión, los valores máximos para cada tipo de esfuerzo se determinarán teniendo en cuenta las condiciones concurrentes de las cargas aplicadas.

Para miembros de sección transversal simétrica, los pernos y soldaduras deberán distribuirse simétricamente alrededor del eje del miembro, o en caso contrario el rango de esfuerzos totales deberá incluir los esfuerzos debidos a las excentricidades generadas.

Para miembros en perfil angular solicitados por carga axial, en los que el centro de gravedad de las soldaduras de conexión esté localizado entre la línea del centro de gravedad de la sección transversal del ángulo y el centro de la aleta conectada, se pueden ignorar los efectos de la excentricidad. Si el centro de gravedad de las soldaduras de conexión está localizado por fuera de esta zona, los esfuerzos totales, incluidos los debidos a la excentricidad de la junta, deben considerarse en el cálculo del rango de esfuerzos.

F.2.17.3 — RANGO DE ESFUERZOS ADMISIBLES — El rango de esfuerzos bajo cargas de servicio debe ser menor o igual que el rango de esfuerzos admisibles calculado como sigue:

(a) Para las categorías de esfuerzos A, B, B', C, D, E y E', el rango de esfuerzos admisibles, F_{SR}, se determinará por la fórmula:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f\,329}{n_{SR}}\right)^{0.333} \geq F_{TH} \qquad \text{(F.2.17.3-1)}$$

donde:
F_{SR} = rango de esfuerzos admisibles, MPa
C_f = constante de la tabla F.2.17-1, para la categoría en consideración
n_{SR} = número de ciclos de carga durante la vida útil.
F_{TH} = umbral del rango de esfuerzos admisibles, rango máximo de esfuerzos para el cual se admite una vida útil indefinida. Véase la tabla F.2.17-1, MPa

(b) Para la categoría de esfuerzos F, el rango de esfuerzos admisibles, F_{SR}, se determinará por medio de la fórmula:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f\,x\,11\,x\,10^4}{n_{SR}}\right)^{0.167} \geq F_{TH} \qquad \text{(F.2.17.3-2)}$$

(c) Para una platina solicitada por cargas de tensión, conectada en sus extremos mediante detalles en cruz, en T o de esquina, con soldaduras acanaladas de penetración completa, soldaduras acanaladas de penetración parcial, soldaduras de filete, o combinaciones de las anteriores, siendo las soldaduras transversales a la dirección del esfuerzo, el rango de esfuerzos admisibles en la sección transversal de la platina solicitada por tensión, sobre la línea de borde de la soldadura, se determinará como sigue:

(i) Con base en que la grieta se inicie desde el borde de la soldadura en la platina a tensión, el rango de esfuerzos admisibles, F_{SR}, se determinará con la fórmula F.2.17.3-3, para la categoría de esfuerzos C, como sigue:

$$F_{SR} = \left(\frac{14.4x10^{11}}{n_{SR}}\right)^{0.333} \geq 68.9 \qquad \text{(F.2.17.3-3)}$$

(ii) Con base en que la grieta se inicie desde la raíz de la soldadura en la platina a tensión, cuando se usen soldaduras acanaladas de penetración parcial, transversales a la dirección del esfuerzo, con o sin filetes de refuerzo o de contorno, el rango de esfuerzos admisibles, F_{SR}, sobre la sección transversal tomada por el borde de la soldadura, se calculará con la fórmula F.2.17.3-4, para la categoría de esfuerzos C', como sigue:

$$F_{SR} = R_{PJP}\left(\frac{14.4x10^{11}}{n_{SR}}\right)^{0.333} \qquad \text{(F.2.17.3-4)}$$

donde:
R_{PJP} es el factor de reducción para soldaduras acanaladas de penetración parcial, transversales a la dirección del esfuerzo, reforzadas o no reforzadas, que se calcula como sigue:

$$R_{PJP} = \left(\frac{1.12 - 1.01\left(2a/t_p\right) + 1.24\left(w/t_p\right)}{t_p^{0.167}}\right) \leq 1.0$$

Si $R_{PJP} = 1$, se debe utilizar la categoría de esfuerzos C.
$2a$ = longitud de la cara de la raíz no soldada, medida en dirección del espesor de la platina a tensión, mm
w = tamaño del filete de refuerzo o de contorno, si lo hay, en la dirección del espesor de la platina a tensión, mm
t_p = espesor de la platina a tensión, mm

(iii) Con base en el inicio de la grieta desde las raíces de un par de soldaduras transversales de filete en lados opuestos de la platina a tensión, el rango de esfuerzos admisibles, F_{SR}, sobre la sección transversal tomada por el borde de la soldaduras, se calculará con la fórmula F.2.17.3-5, para la categoría de esfuerzos C'', como sigue:

$$F_{SR} = R_{FIL}\left(\frac{14.4x10^{11}}{n_{SR}}\right)^{0.333} \qquad \text{(F.2.17.3-5)}$$

donde:
R_{FIL} es el factor de reducción para juntas donde se use únicamente un par de soldaduras transversales de filete.

$$R_{FIL} = \left(\frac{0.10 + 1.24\left(w/t_p\right)}{t_p^{0.167}}\right) \leq 1.0$$

Si $R_{FIL} = 1.0$ se debe utilizar la categoría de esfuerzos C.

F.2.17.4 — PERNOS Y PARTES ROSCADAS — El rango de esfuerzos para cargas de servicio estará limitado por el rango de esfuerzos admisibles como sigue:

(a) Para conexiones con conectores mecánicos, cargadas a cortante, el rango de esfuerzos bajo cargas de servicio en el material conectado debe ser menor o igual que el rango de esfuerzos admisibles calculado con la fórmula F.2.17.3-1, donde A_{sr} y A_{sr} deben obtenerse de la sección 2 de la tabla F.2.17-1.

(b) Para pernos de alta resistencia, pernos comunes y pernos de anclaje con roscas laminadas o cortadas, el rango de esfuerzos de tensión sobre el área neta para tensión, debidos a la carga axial y el momento aplicados más el efecto de la acción de palanca, debe ser menor o igual que el rango de esfuerzos admisibles calculado con la fórmula F.2.17.4-1. El factor A_{sr} se tomará como 3.9 x 10^8 (como para la categoría de esfuerzos E'). El umbral del rango de esfuerzos, A_{sr}, se tomará como 48 MPa (como para la categoría de esfuerzos D).

$$F_{SR} = \left(\frac{1.28x10^{11}}{n_{SR}}\right)^{0.333} \geq 48.0 \qquad \text{(F.2.17.4-1)}$$

El área neta a tensión está dada por la siguiente fórmula:

$$A_t = \frac{\pi}{4}\left(d_b - 0.9382p\right)^2 \qquad \text{(F.2.17.4-2)}$$

donde:
p = paso de la rosca, mm
d_b = diámetro nominal del perno, mm

Para juntas en las que se pueda tener algún material distinto de acero entre las piezas incluidas en el agarre, o para juntas no tensionadas según los requisitos de la tabla F.2.10.3-1, se supondrá que todas las cargas axiales y los momentos aplicados a la junta más los efectos de la acción de palanca serán atendidos exclusivamente por los pernos o barras roscadas.

Para juntas en las cuales el material que se agarra se limite a acero, y que sean tensionadas de acuerdo con los requisitos de la tabla F.2.10.3-1, se permite hacer un análisis de las rigideces relativas de las partes conectadas y de los pernos para determinar el rango de esfuerzos de tensión en los pernos pretensionados, bajo la carga axial, el momento y los efectos de la acción de palanca, asociados a las cargas vivas de servicio. Alternativamente el rango de esfuerzos en los pernos puede suponerse igual al esfuerzo que, sobre el área neta a tensión, causaría el 20% de los valores absolutos de la carga axial y el momento asociados a la totalidad de las cargas de servicio, incluyendo carga viva, carga muerta y otras cargas.

F.2.17.5- REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACION Y MONTAJE - Se permite dejar sin remover las platinas de respaldo longitudinales. Siempre que se utilicen, estas platinas deben ser continuas. Cuando, en juntas largas, se requiera empatarlas, las platinas de respaldo longitudinales deberán unirse con soldaduras a tope de penetración completa y el refuerzo deberá ser pulido antes del ensamble de la junta.

En juntas transversales sometidas a tensión donde se usen platinas de respaldo, se deberá proceder a removerlas, buscar la raíz y soldar por el respaldo.

En juntas transversales en T y de esquina, de penetración completa, debe añadirse una soldadura de filete de refuerzo, de 6 mm o mayor, en las esquinas entrantes.

En bordes cortados con llama que puedan ser sometidos a ciclos de carga con rangos de esfuerzos de tensión, la rugosidad superficial debe ser menor que 25 micras.

Las esquinas entrantes en cortes, destijeres y agujeros de acceso de soldaduras deberán tener radios mayores o iguales a 10 mm, obtenidos mediante taladrado o por punzonado a un diámetro menor para ser luego rimados, o usando corte térmico para formar el radio de corte. Si la porción con radio se forma mediante corte térmico, la superficie cortada debe ser pulida hasta obtener una superficie de metal brillante.

Para juntas transversales a tope en zonas con esfuerzos de tensión importantes, deben utilizarse platinas de extensión para que la terminación de la soldadura quede por fuera de la junta. Estas platinas de extensión deberán ser removidas y el extremo de la soldadura deberá tener un acabado a ras con el borde del miembro. No se usarán platinas de contención en los extremos.

Véase la sección F.2.10.2.2.2 para los requisitos aplicables a los retornos de extremo en algunas soldaduras de filete sometidas a cargas cíclicas de servicio.

Tabla F.2.17-1
Parámetros para Diseño por Fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 1- MATERIAL EN ZONAS ALEJADAS DE SOLDADURAS				
1.1 Metal base, excepto acero resistente a la corrosión atmosférica sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial. Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.	A	250 × 10^8	165	Alejado de toda soldadura o conexión estructural

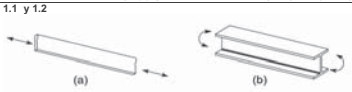
Tabla F.2.17-1 (continuación)
Parámetros para Diseño por Fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
1.2 Metal base de acero resistente a la corrosión atmosférica sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial. Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.	B	120×10^8	110	Alejado de toda soldadura o conexión estructural
1.3 Miembros con perforaciones taladradas o rimadas. Miembros con esquinas entrantes en destijeres, cortes y otras discontinuidades geométricas, ejecutados según los requisitos de F.2.17.5, sin incluir agujeros de acceso de soldadura.	B	120×10^8	110	En cualquier borde externo o en el perímetro de la perforación.
1.1 Perfiles laminados con agujeros de acceso de soldadura que cumplan con los requisitos de las secciones F.2.10.1.6 y F.2.17.5. Miembros con perforaciones taladradas o rimadas para fijación de arriostramientos livianos, donde se tiene una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la riostra	C	44×10^8	69	En la esquina del agujero de acceso de soldadura o en cualquier perforación pequeña (puede contener un perno para conexiones menores.
SECCION 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS CONECTADAS MECÁNICAMENTE				
2.1 Área bruta del material base en juntas traslapadas conectadas con pernos de alta resistencia, para juntas que cumplan todos los requisitos aplicables a conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110	A través de la sección bruta cercana a la perforación.
2.2 Metal base en la sección neta de juntas con pernos de alta resistencia diseñadas por aplastamiento, pero fabricadas e instaladas con todos los requisitos aplicables a conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110	En la sección neta, iniciando a los lados de la perforación.
2.3 Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, sin incluir barras de ojo ni platinas para pasadores.	D	22×10^8	48	En la sección neta, iniciando a los lados de la perforación.
2.1 Metal base en la sección neta de barras de ojo o platinas para pasadores.	E	11×10^8	31	En la sección neta, iniciando a los lados de la perforación.

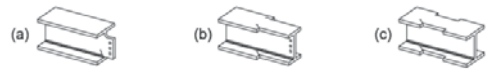
Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

SECCION 1- MATERIAL EN ZONAS ALEJADAS DE SOLDADURAS

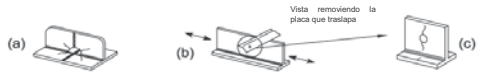
1.1 y 1.2



1.3

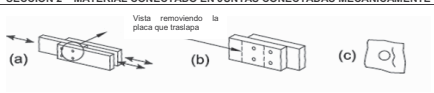


1.4



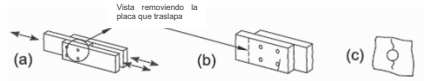
SECCION 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS CONECTADAS MECÁNICAMENTE

2.1



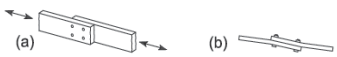
Nota: Las figuras se aplican a conexiones pernadas de deslizamiento crítico

2.2



Nota: Las figuras se aplican a conexiones pernadas diseñadas a aplastamiento, cumpliendo los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico

2.3



Nota: Las figuras se aplican a pernos, remaches u otros conectores mecánicos con apriete ajustado

2.4

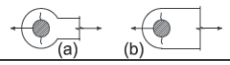


Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 3- JUNTAS SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS.				
3.1 Metal base y metal de la soldadura en miembros sin accesorios, armados a partir de platinas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales continuas. Estas soldaduras pueden ser soldaduras acanaladas, de penetración completa, buscando la raíz y aplicando cordón de respaldo, o soldaduras de filete.	B	120×10^8	110	En discontinuidades superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura.
3.2 Metal base y metal de la soldadura en miembros sin accesorios, armados a partir de platinas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales continuas, siendo estas soldaduras acanaladas, de penetración completa, con platina de respaldo que no se remueve, o soldaduras acanaladas de penetración parcial.	B'	61×10^8	83	En discontinuidades superficiales o internas en las soldaduras, incluyendo las soldaduras de fijación de las platinas de respaldo.
3.3 Metal base y metal de la soldadura en el extremo de las soldaduras longitudinales, sobre agujeros de acceso de soldadura en miembros armados que se empalman.	D	22×10^8	48	Desde el extremo de la soldadura hacia el alma o las aletas.
3.4 Metal base en los extremos de los segmentos de soldaduras longitudinales intermitentes de filete.	E	11×10^8	31	En el material conectado al principio y al final de cualquier segmento de soldadura.
3.5 Metal base en los extremos de cubreplacas soldadas de longitud parcial, más estrechas que la aleta, con extremos rectangulares o con reducción del ancho, y con o sin soldaduras transversales en los extremos; y cubreplacas más anchas que la aleta con soldaduras transversales en los extremos.				En la aleta sobre el borde de la soldadura del extremo, o en la aleta donde termina la soldadura longitudinal, o en el borde de la aleta para cubreplacas anchas.
Espesor de aleta ≤ 20 mm	E	11×10^8	31	
Espesor de aleta > 20 mm	E`	3.9×10^8	18	
3.1 Metal base en los extremos de cubreplacas soldadas de longitud parcial, más anchas que la aleta, sin soldaduras transversales en los extremos.	E'	3.9×10^8	18	En el borde de la aleta al final de la soldadura de la cubreplaca.

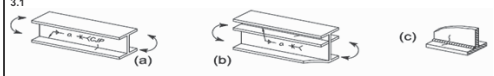
Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 4- CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS LONGITUDINALES DE FILETE				
4.1 Metal base en la unión entre miembros cargados axialmente usando soldaduras longitudinales en los extremos. Las soldaduras deberán localizarse a lado y lado del eje del miembro para tener esfuerzos balanceados en las soldaduras.				Iniciando en el extremo de cualquier terminación de soldadura y extendiéndose en el metal base.
$t \leq 12$ mm	E	11×10^8	31	
$t > 12$ mm	E'	3.9×10^8	18	

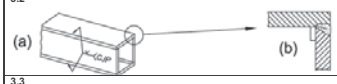
Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

SECCION 3- JUNTAS SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS.

3.1

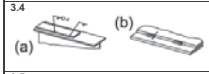


3.2



3.3

3.4



3.5

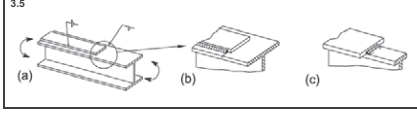


Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

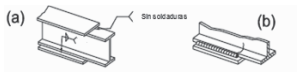
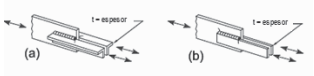
SECCIÓN 3- JUNTAS SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS.
3.6 
SECCIÓN 4- CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS LONGITUDINALES DE FILETE
4.1 

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 5. JUNTAS SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE LOS ESFUERZOS				
5.1 Metal base y metal de la soldadura en, o adyacente a, empalmes con soldaduras acanaladas de penetración completa, en perfiles laminados o armados, con las soldaduras pulidas paralelamente a la dirección del esfuerzo. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de la norma AWS D1.1.	B	120×10^8	110	Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o a lo largo de la cara de la fusión.
5.2 Metal base y metal de la soldadura en, o adyacente a, empalmes con soldaduras acanaladas de penetración completa, con las soldaduras pulidas paralelamente a la dirección del esfuerzo, con transiciones en el ancho o el espesor con una pendiente no mayor que 1:2.5. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de las secciones 6.12 y 6.13 de la norma AWS D1.1.				Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o a lo largo de la cara de la fusión o al principio de la transición cuando C_f MPa
$F_y < 620$ MPa	B	120×10^8	110	
$F_y \geq 620$ MPa	B'	61×10^8	83	

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
5.3 Metal base con $F_y \geq 620$ MPa y metal de la soldadura en, o adyacente a, empalmes con soldaduras acanaladas de penetración completa, con las soldaduras pulidas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en el ancho hechas con un radio no menor que 600 mm estando el punto de tangencia en el extremo de la soldadura acanalada. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de las secciones 6.12 y 6.13 de la norma AWS D1.1.	B	120×10^8	110	Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o discontinuidades a lo largo de la cara de la fusión.
5.4 Metal base y metal de la soldadura en, o adyacente a, el borde de empalmes y juntas en T o de esquina, de penetración completa, con o sin transiciones en el espesor, con una pendiente no mayor que 1 : 2.5, cuando no se retira la sobremonta de la soldadura. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de la norma AWS D1.1.	C	44×10^8	69	Desde discontinuidades superficiales en el borde de la soldadura extendiéndose en el metal base o lo largo de la cara de fusión.
5.5 Metal base y metal de la soldadura en conexiones transversales de extremo en placas solicitadas por tensión, usando juntas a tope, en T o de esquina con soldaduras de penetración parcial, con filetes de refuerzo o de contorno. F_{SR} será el menor entre los rangos de esfuerzos para la grieta por el borde o por la raíz.				Iniciando desde la discontinuidad geométrica al borde de la soldadura y extendiéndose en el metal base, o iniciando en la raíz de la soldadura sujeta a tensión y extendiéndose hacia arriba y después hacia afuera a través de la soldadura.
Grieta que se inicia desde el borde de la soldadura.	C	44×10^8	69	
Grieta que se inicia desde la raíz de la soldadura	C'	Ec. F.2.17.3-4	No provisto	

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

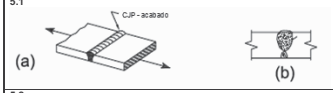
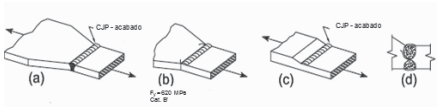
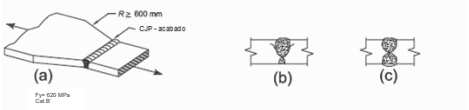
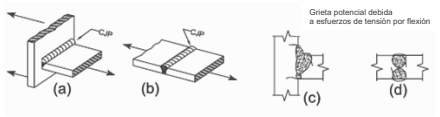
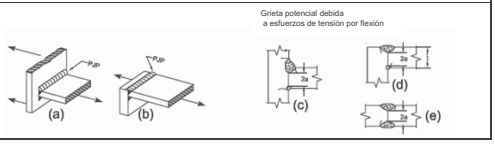
SECCION 5. JUNTAS SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE ESFUERZOS
5.1 
5.2 
5.3 
5.4 
5.5 

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCIÓN 5. JUNTAS SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE ESFUERZOS (cont.)				
5.6 Metal base y metal de la soldadura en conexiones transversales de extremo de platinas solicitadas por tensión, usando un par de soldaduras de filete sobre lados opuestos de la platina. F_{SR} será el menor entre los rangos de esfuerzos para la grieta por el borde o por la raíz.				Iniciando desde la discontinuidad geométrica al borde de la soldadura y extendiéndose en el metal base, o iniciando en la raíz de la soldadura sujeta a tensión y extendiéndose sobre la soldadura y después hacia afuera de la soldadura.
Grieta que se inicia desde el borde de la soldadura.	C	44×10^8	69	
Grieta que se inicia desde la raíz de la soldadura	C"	Ec. F.2.17.3-5	No provisto	
5.1 Metal base en platinas solicitadas por tensión y en aletas o almas de vigas, sobre el borde de soldaduras transversales de filete adyacentes a rigidizadores transversales soldados.	C	44×10^8	69	Desde las discontinuidades geométricas al borde del filete y extendiéndose dentro del metal base
SECCIÓN 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANVERSALES AL MIEMBRO				
6.1 Metal base en detalles unidos con soldaduras acanaladas de penetración completa, sometidos a carga longitudinal únicamente, cuando el detalle contiene un radio de transición R con un acabado pulido a cero en la soldadura.				Cerca al punto de tangencia del radio con el borde del miembro
R ≥ 600 mm	B	120×10^8	110	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > R	E	11×10^8	31	

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

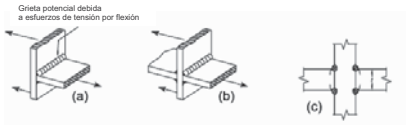
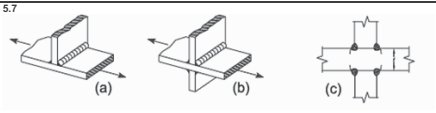
SECCION 5. JUNTAS SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE ESFUERZOS (cont.)
5.6 

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

SECCIÓN 5. JUNTAS SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE ESFUERZOS (cont.)

5.7



SECCIÓN 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANVERSALES AL MIEMBRO

6.1

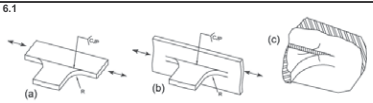


Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANVERSALES AL MIEMBRO (cont.)				
6.2 Metal base en detalles del mismo espesor unidos por soldaduras acanaladas de penetración completa, sometido a cargas transversales con o sin cargas longitudinales, cuando el detalle contiene un radio de transición **R** con un acabado pulido a cero en la soldadura. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de la norma AWS D1.1.				
Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:				
R ≥ 600 mm	B	120×10^8	110	Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en la cara de fusión o en el miembro o en el elemento adherido
600 mm > **R** ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > **R** ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > **R**	E	11×10^8	31	
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:				
R ≥ 600 mm	C	44×10^8	69	En el borde de la soldadura, ya sea a lo largo del borde del miembro o del elemento adherido
600 mm > **R** ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > **R** ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > **R**	E	11×10^8	31	

F-184

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

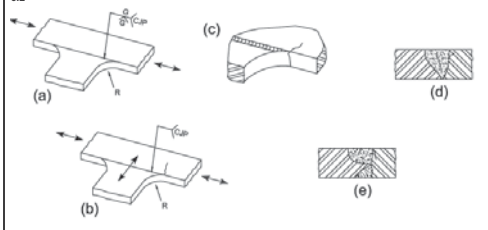
Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALES AL MIEMBRO (cont.)				
6.3 Metal base en detalles de distinto espesor unidos por soldaduras acanaladas de penetración completa sometidas a cargas transversales, con o sin cargas longitudinales, cuando el detalle contiene un radio de transición **R** con un acabado pulido a cero en la soldadura. La calidad de la soldadura debe ser verificada por inspección radiográfica o por ultrasonido de acuerdo con los requisitos de la norma AWS D1.1.				
Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:				
R > 50 mm	D	22×10^8	48	Sobre el borde de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31	En la terminación de la soldadura en radios pequeños
Cuando no se retira el refuerzo de la soldadura, para cualquier radio:	E	11×10^8	31	Sobre el borde de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado

F-185

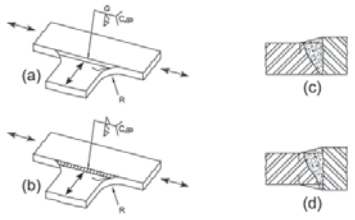
Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

SECCION 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALES AL MIEMBRO (cont.)

6.2



6.3



F-186

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANVERSALES AL MIEMBRO (cont.)				
6.1 Metal base sometido a esfuerzos longitudinales en miembros transversales, con o sin esfuerzos transversales, unidos por soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial paralelas a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle contiene un radio de transición, **R**, con un acabado pulido a cero en las soldaduras.				En la terminación de la soldadura o desde el borde de la soldadura y extendiéndose dentro del miembro
R > 50 mm	D	22×10^8	48	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31	
SECCION 7- METAL BASE EN ACCESORIOS CORTOS[1]				
7.1 Metal base sometido a carga longitudinal en accesorios unidos mediante soldaduras de filete paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, sin radio de transición, y con una longitud del detalle en dirección del esfuerzo, *a*, y un espesor del accesorio, normal a la superficie del miembro, *b*:				En el miembro al final de la soldadura
a < 50 mm	C	44×10^8	69	
50 mm ≤ *a* ≤ 12*b* o 100 mm, el que sea menor	D	22×10^8	48	
$a > 100$ mm cuando $b > 20$ mm				
a > 12*b* o 100 mm, el que sea menor	E	11×10^8	31	
cuando $b \leq 20$ mm	E'	3.9×10^8	18	
7.1 Metal base sometido a esfuerzos longitudinales, en accesorios unidos mediante soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial, con o sin carga transversal en el accesorio, cuando el detalle contiene un radio de transición **R**, con un acabado pulido a cero en la soldadura:				En la terminación de la soldadura y extendiéndose al interior del miembro
R > 50 mm	D	22×10^8	48	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31	

[1] "Accesorio " se utiliza aquí para definir cualquier detalle de acero soldado a un miembro el cual, por su sola presencia e independientemente de su carga, causa discontinuidades en el flujo de esfuerzos en el miembro y por lo tanto reduce su resistencia a la fatiga.

F-187

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

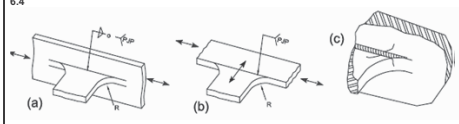
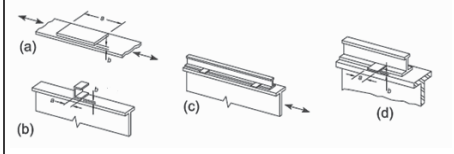
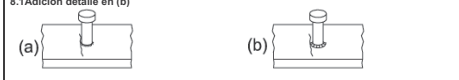
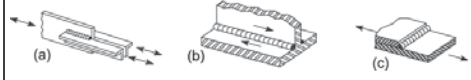
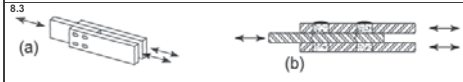
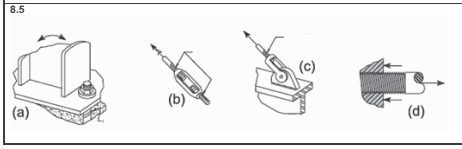
SECCION 6- METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS TRANVERSALES AL MIEMBRO (cont.)
6.4 
SECCION 7- METAL BASE EN ACCESORIOS CORTOS
7.1 
7.2

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante A_1	Umbral A_{sr} MPa	Punto potencial de inicio de grieta
SECCION 8 - JUNTAS VARIAS				
8.1 Metal base en conectores tipo espigo unidos por soldaduras de filete o por fusión.	C	44×10^8	69	Sobre el borde de la soldadura en el metal base
8.2 Esfuerzo cortante en la garganta de soldaduras de filete, continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	150×10^{10} Ec. F.2.17-2	55	En la garganta de la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11×10^8	31	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4 Esfuerzo cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	150×10^{10} Ec. F.2.17-2	55	En la superficie de contacto.
8.5 Pernos de alta resistencia no pretensionados, pernos comunes, varillas de anclaje roscadas y barras colgantes con roscas cortadas o laminadas. Se debe tomar el rango de esfuerzos en el área a tensión debido a la carga viva más los efectos de palanca cuando sea aplicable.	G	3.9×10^8	48	En la raíz de las roscas y extendiéndose hacia el área a tensión

Tabla F.2.17-1 (continuación)
Diseño por fatiga
Ejemplos Ilustrativos

SECCION 8 - JUNTAS VARIAS
8.1Adición detalle en (b) 
8.2 
8.3 
8.4
8.5 

F.2.18 — DISEÑO PARA CONDICIONES DE INCENDIO

Este Capítulo proporciona criterios para el diseño y evaluación de componentes y sistemas de acero estructural para condiciones de incendio. Se prescriben criterios para determinar la temperatura de diseño, la expansión térmica y la degradación en las propiedades mecánicas de los materiales a temperaturas elevadas, que causan la disminución progresiva en la resistencia y la rigidez de los componentes y sistemas estructurales sometidos a temperaturas elevadas.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.18.1 — Provisiones generales
F.2.18.2 — Diseño estructural para condiciones de incendio por métodos analíticos
F.2.18.3 — Diseño por ensayos de calificación

F.2.18.1 — PROVISIONES GENERALES

F.2.18.1.1 — ***Objetivos de desempeño*** — Los componentes estructurales del edificio deben diseñarse de tal forma que mantengan su función de soportar las cargas durante el incendio de diseño, al tiempo que satisfagan los otros objetivos de desempeño requeridos para el uso del edificio.

Se aplicarán criterios de deformación siempre que los medios que proporcionan la resistencia al fuego de la estructura, o los criterios de diseño para las barreras contra incendio, dependan de que se limiten las deformaciones de la estructura portante.

Dentro del recinto donde se origina el fuego, las fuerzas y deformaciones asociadas al incendio de diseño no deben generar una brecha en la compartimentación horizontal o vertical.

F.2.18.1.2 — ***Diseño por métodos analíticos*** — Se permite el uso de los métodos de análisis del numeral F.2.18.2 para documentar el comportamiento esperado de una estructura de acero sujeta al incendio de diseño. Los métodos de dicha sección son suficiente evidencia del cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos en F.2.18.1.1.

El diseño estructural para condiciones de incendio con base en el numeral F.2.18.2 deberá ejecutarse de acuerdo con las provisiones del numeral F.2.2.3.3.

F.2.18.1.3 — ***Diseño por ensayos de calificación*** — Se permite usar los métodos de ensayos de calificación de la sección F.2.18.3 para establecer la resistencia al fuego de una estructura de acuerdo con los estándares requeridos por este Reglamento.

F.2.18.1.4 — ***Combinaciones de carga y resistencia requerida*** — La resistencia requerida de una estructura y sus elementos se determinará a partir de la siguiente combinación de cargas gravitacionales:

$$\left[0.9 \text{ ó } 1.2\right]D + T + 0.5L + 0.2G \qquad \text{(F.2.18-1)}$$

donde:
D = carga muerta nominal
L = carga viva nominal
G = carga nominal de granizo
T = fuerzas y deformaciones nominales causadas por el incendio de diseño definido en el numeral F.2.18.2.1

A la anterior combinación de cargas deberá adicionarse una carga ficticia lateral, $N_i = 0.002Y_i$, como se define en el numeral F.2.3.2.2, donde N_i es la carga ficticia lateral aplicada a la estructura en el nivel i y Y_i es la carga gravitacional aplicada en el nivel i según la combinación F.2.18-1. D, L y G serán las cargas nominales especificadas en el Título B de este Reglamento.

F.2.18.2 — DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CONDICIONES DE INCENDIO POR METODOS ANALITICOS — Se permite diseñar los miembros, componentes y estructuras de edificios en general para temperaturas elevadas de acuerdo con los requisitos de esta sección.

F.2.18.2.1 — ***Incendio de diseño*** — Se debe definir un incendio de diseño que represente las condiciones de calentamiento para la estructura. Estas condiciones de calentamiento deberán derivarse de los materiales combustibles y de las características del recinto donde se presenta el incendio supuesto. La carga de fuego debe estar basada en el uso definido en el titulo J de este Reglamento. Las condiciones de calentamiento se especificarán ya sea en términos de un flujo de calor o de temperatura en la capa superior de gas generada por el incendio. Deberá determinarse la variación de las condiciones de calentamiento con el tiempo a lo largo del incendio.

Cuando se utilicen los métodos analíticos del numeral F.2.18.2 para demostrar la equivalencia de materiales o métodos alternativos según lo permitido por este Reglamento, el incendio de diseño deberá determinarse de acuerdo con la norma ASTM E119.

F.2.18.2.1.1 — ***Incendio concentrado*** — Cuando la velocidad de transferencia de calor de un incendio es insuficiente para causar la ignición, se debe suponer una exposición a un incendio

concentrado. En tales casos, se deben utilizar la composición del combustible, la distribución del mismo, y el área de piso ocupado, para determinar el flujo de calor irradiado a la estructura a partir de la llama y la columna de humo generada.

F.2.18.2.1.2 — ***Incendios posteriores a la ignición*** — Cuando la velocidad de transferencia de calor de un incendio es suficiente para causar la ignición, se debe suponer un incendio posterior a la ignición en el recinto considerado. La determinación de la curva temperatura-tiempo del incendio debe incluir la carga de fuego, las características de ventilación naturales o mecánicas en el espacio, las dimensiones del recinto y las características térmicas de los límites del recinto.

La duración del incendio en un área en particular se determinará considerando la masa total combustible, esto es, la carga de fuego disponible en el recinto. Para el caso de incendios concentrados o incendios posteriores a la ignición, la duración se determinará como la masa total de combustible dividida entre la velocidad de pérdida de masa.

F.2.18.2.1.3 — ***Incendios exteriores*** — Deberá considerarse la exposición de la estructura exterior a llamas proyectadas a través de las ventanas y otras aberturas en los muros, como resultado de un incendio posterior a la ignición en un recinto, en conjunto con la radiación generada por el fuego interior a través de las aberturas. Deberán usarse el perfil y la longitud de la proyección de la llama, junto con la distancia entre la llama y el acero exterior, para determinar el flujo de calor hacia el acero. Para modelar las características del fuego dentro del recinto deberá utilizarse el método indicado en la sección F.2.18.2.1.2.

F.2.18.2.1.4 — ***Sistemas de protección activa*** — Al especificar el incendio de diseño se deben considerar los efectos de los sistemas de protección activa contra incendio.

Cuando se instalan ventilaciones automáticas para humo y calor en recintos que no tengan rociadores, la temperatura del humo resultante será determinada mediante cálculos.

F.2.18.2.2 — ***Temperaturas en sistemas estructurales sometidos a incendio*** — Las temperaturas causadas por el incendio de diseño en los elementos estructurales, componentes y estructuras en general deberán ser determinadas por un análisis de transferencia de calor.

Tabla F.2.18.2-1
Propiedades del acero a temperaturas elevadas

Temperatura del Acero °C	$k_E = E_{(T)}/E = G_{(T)}/G$	$k_p = F_{p(T)}/F_y$	$k_y = F_{y(T)}/F_y$	$k_u = F_{u(T)}/F_y$
20	1.00	1.00	1.00	1.00
93	1.00	1.00	1.00	1.00
204	0.90	0.80	1.00	1.00
316	0.78	0.58	1.00	1.00
399	0.70	0.42	1.00	1.00
427	0.67	0.40	0.94	0.94
538	0.49	0.29	0.66	0.66
649	0.22	0.13	0.35	0.35
760	0.11	0.06	0.16	0.16
871	0.07	0.04	0.07	0.07
982	0.05	0.03	0.04	0.04
1093	0.02	0.01	0.02	0.02
1204	0.00	0.00	0.00	0.00

F.2.18.2.3 — ***Resistencia de los materiales a temperaturas elevadas*** — Las propiedades de los materiales a temperaturas elevadas se determinarán por medio de ensayos. Cuando no se dispone de estos datos, se permite usar las propiedades de los materiales estipuladas en esta sección. Estos datos no aplican para aceros con una resistencia a la fluencia superior a 448MPa o para concretos con una resistencia especificada a compresión mayor que 55 MPa.

F.2.18.2.3.1 — ***Dilatación térmica*** — Los coeficientes de expansión se tomarán como sigue:

Expansión térmica de aceros estructurales y de refuerzo — para cálculos a temperaturas por encima de 65ºC, el coeficiente de expansión térmica será de $14X10^{-6}/ºC$

Expansión térmica de concreto de peso normal — para cálculos a temperaturas por encima de 65ºC, el coeficiente de expansión térmica será $18X10^{-6}/ºC$

Expansión térmica de concreto aligerado — para cálculos a temperaturas por encima de 65ºC, el coeficiente de expansión térmica será $7.9X10^{-6}/ºC$

F.2.18.2.3.2 — ***Propiedades mecánicas a temperaturas elevadas*** — Deberá tenerse en cuenta en el análisis estructural la degradación de la resistencia y rigidez de los elementos, componentes y sistemas estructurales. Se permite utilizar en el análisis estructural los valores de $F_{y(T)}$, $F_{p(T)}$, $F_{u(T)}$, $E_{(T)}$, $G_{(T)}$, $f'_{c(T)}$, $E_{c(T)}$ y $\varepsilon_{cu(T)}$ a temperaturas elevadas, expresados como proporción de estas mismas propiedades a temperatura ambiente, supuesta de 20ºC, de acuerdo con las tablas F.2.18.2-1 y F.2.18.2-2. Se permite interpolar entre estos valores.

Tabla F.2.18.2-2
Propiedades del concreto a temperaturas elevadas

Temperatura del Acero °C	$k_c = f'_{c(T)}/f'_c$		$E_{c(T)}/E_c$	$\varepsilon_{cu(T)}$ %
	Concreto de peso normal	Concreto aligerado		Concreto de peso normal
20	1.00	1.00	1.00	0.25
93	0.95	1.00	0.93	0.34
204	0.90	1.00	0.75	0.46
288	0.86	1.00	0.61	0.58
316	0.83	0.98	0.57	0.62
427	0.71	0.85	0.38	0.80
538	0.54	0.71	0.20	1.06
649	0.38	0.58	0.092	1.32
760	0.21	0.45	0.073	1.43
871	0.10	0.31	0.055	1.49
982	0.05	0.18	0.036	1.50
1093	0.01	0.05	0.018	1.50
1204	0.00	0.00	0.00	1.50

F.2.18.2.4 — ***Requisitos para el diseño estructural***

F.2.18.2.4.1 — ***Integridad general de la estructura*** — La estructura deberá proporcionar la resistencia y capacidad de deformación adecuadas para atender los efectos desarrollados durante el incendio cumpliendo con los límites de deformación prescritos. El sistema estructural deberá diseñarse aceptando algún grado de daño local pero permaneciendo estable como un todo.

Se deben suministrar trayectorias de carga continuas que transfieran todas las fuerzas desde la región expuesta hasta el punto final de resistencia. La cimentación se diseñará para resistir las fuerzas y tolerar las deformaciones desarrolladas durante el incendio de diseño.

F.2.18.2.4.2 — **Requisitos de *resistencia y límites para las deformaciones*** — La conformidad del sistema estructural con estos requisitos se demostrará construyendo un modelo matemático de la estructura basado en los principios de la mecánica estructural y evaluando este modelo para las fuerzas internas y deformaciones que se desarrollan en los miembros de la estructura como resultado de las temperaturas del incendio de diseño.

Los miembros individuales deberán resistir las fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos determinados de acuerdo con estas provisiones.

Las conexiones deberán diseñarse para desarrollar la resistencia de los miembros conectados o las fuerzas indicadas anteriormente. Cuando para suministrar la resistencia al fuego se requieran criterios de deformaciones, éstas no deben superar los límites prescritos.

F.2.18.2.4.3 — ***Métodos de análisis***

F.2.18.2.4.3.1 — ***Métodos de análisis avanzados*** — Se permite utilizar los métodos de análisis en esta sección para el diseño de todo tipo de las estructuras de acero bajo condiciones de incendio. El incendio de diseño deberá determinarse de acuerdo con el numeral F.2.18.2.1. El análisis incluirá la respuesta térmica y la respuesta mecánica al incendio de diseño.

La respuesta térmica producirá un campo de temperatura en cada elemento estructural como resultado del incendio de diseño e incluirá las propiedades térmicas dependientes de la temperatura para los elementos estructurales y los materiales resistentes al fuego, de acuerdo con la sección F.2.18.2.2.

La respuesta mecánica da como resultado fuerzas y deflexiones en el sistema estructural sometido a la respuesta térmica calculada a partir del incendio de diseño. La respuesta mecánica deberá considerar explícitamente la degradación de la resistencia y la rigidez con el incremento de la temperatura, los efectos de las expansiones térmicas y las grandes deformaciones. Las condiciones de frontera y la restricción en las conexiones deben ser representativas del diseño estructural propuesto. Las propiedades de los materiales serán definidas de acuerdo con la sección F.2.18.2.3.

El análisis resultante deberá considerar todos los estados límites pertinentes, tales como las deflexiones excesivas, fracturas en las conexiones, y pandeo local o global.

F.2.18.2.4.3.2 — ***Métodos de análisis simplificados*** — Se permite el uso de los métodos de análisis presentados en esta sección para la evaluación del desempeño de miembros individuales a temperaturas elevadas durante la exposición al fuego.

Se puede suponer que las restricciones y condiciones de apoyo (fuerzas, momentos y condiciones de frontera) aplicables a temperaturas normales se mantienen inalterables durante la exposición al incendio.

Cuando la temperatura del acero sea inferior a 204°C, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones podrán calcularse sin entrar a considerar los efectos de temperatura. En caso contrario, ellas deberán calcularse según las provisiones de esta sección.

A temperaturas por debajo de los 204°C, no se requiere considerar la degradación de las propiedades del acero para el cálculo de las resistencias de los miembros bajo el método de análisis simplificado, sin embargo, sí se deben tener en cuenta las fuerzas y las deformaciones que resultan de las temperaturas elevadas.

F.2.18.2.4.3.2.1 — ***Miembros a tensión*** — Se permite modelar la respuesta térmica de un elemento a tensión usando una ecuación de transferencia de calor unidimensional, con la entrada de calor correspondiente al incendio de diseño de acuerdo con la sección F.2.18.2.1.

La resistencia de diseño de un miembro a tensión se determinará usando las provisiones de la sección F.2.4, con las propiedades del acero que se estipulan en F.2.18.2.3 y suponiendo una temperatura uniforme en la sección transversal, igual a la temperatura máxima en el acero..

F.2.18.2.4.3.2.2 — ***Miembros a compresión*** — Se permite modelar la respuesta térmica de un elemento a compresión usando una ecuación de transferencia de calor unidimensional, con la entrada de calor correspondiente al incendio de diseño de acuerdo a la sección F.2.18.2.1.

La resistencia de diseño de un miembro a compresión se determinará usando las provisiones de la sección F.2.5, con las propiedades del acero estipuladas en la sección F.2.18.2.3, y usando la fórmula F.2.18.2-1 en lugar de las fórmulas F.2.5.3-2

y F.2.5.3-3 para calcular la resistencia nominal a compresión para el estado límite de pandeo flexional:

$$F_{cr(T)} = \left[0.42\sqrt{F_{y(T)}/F_{e(T)}}\right]F_{y(T)} \qquad \textbf{(F.2.18.2-1)}$$

donde $F_{y(T)}$ es el esfuerzo de fluencia para temperaturas elevadas y $F_{e(T)}$ es el esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado con la fórmula F.2.5.3-4, usando el módulo elástico a temperaturas elevadas, $E_{(T)}$. Para obtener $F_{y(T)}$ y $E_{(T)}$ deben usarse los coeficientes de la tabla F.2.18.2-1.

F.2.18.2.4.3.2.3 — ***Miembros a flexión*** — Se permite modelar la respuesta térmica de elementos a flexión usando una ecuación de transferencia de calor unidimensional para calcular la temperatura de la aleta inferior y suponer que ésta es constante sobre toda la profundidad del miembro.

La resistencia de diseño de un miembro a flexión se determinará usando las provisiones de la sección F.2.6, con las propiedades del acero estipuladas en la sección F.2.18.2.3 y usando las fórmulas F.2.18.2-2 a F.2.18.2-9 en lugar de las fórmulas F.2.6.2-2 a F.2.6.2-6 para calcular la resistencia nominal a flexión para el estado límite de pandeo lateral-torsional de miembros con simetría doble sin arriostramiento lateral.

(a) Para $L_b \le L_{r(T)}$

$$M_{u(T)} = C_b\left[M_{r(T)} + \left[M_{p(T)} - M_{r(T)}\left(1 - L_b/L_{r(T)}\right)^{Y_1}\right]\right] \qquad \textbf{(F.2.18.2-2)}$$

(b) Para $L_b > L_{r(T)}$

$$M_n(T) = F_{cr(T)}S_x \qquad \textbf{(F.2.18.2-3)}$$

donde:

$$F_{cr(T)} = \frac{C_b\pi^2E_{(T)}}{\left(L_b/r_{ts}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{J_c}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad \textbf{(F.2.18.2-4)}$$

$$L_{r(T)} = 1.95r_{ts}\frac{E_{(T)}}{F_{L(T)}}\sqrt{\frac{J_c}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{F_{L(T)}}{E_{(T)}}\right)^2}} \qquad \textbf{(F.2.18.2-5)}$$

$$M_{r(T)} = S_xF_{L(T)} \qquad \textbf{(F.2.18.2-6)}$$

$$F_{L(T)} = F_y\left(k_p - 0.3k_y\right) \qquad \textbf{(F.2.18.2-7)}$$

$$M_{p(T)} = Z_xF_{y(T)} \qquad \textbf{(F.2.18.2-8)}$$

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} \le 3.0 \quad (T \text{ en grados centígrados}) \qquad \textbf{(F.2.18.2-9)}$$

Las propiedades del material a temperaturas elevadas ($F_{y(T)}$ y $E_{(T)}$) y los coeficientes k_p y k_y se calculan de acuerdo con la tabla F.2.18.2-1. Los otros términos corresponden a los definidos en el numeral F.2.6.

F.2.18.2.4.3.2.4 — ***Miembros de pisos de construcción compuesta*** — Se permite modelar la respuesta térmica de elementos a flexión que soportan una losa de concreto usando una ecuación de transferencia de calor unidimensional para calcular la temperatura de la aleta inferior. Dicha temperatura se tomará como constante desde la aleta inferior hasta la mitad de la profundidad del alma, decreciendo

linealmente en no más de un 25% desde la mitad de la profundidad del alma hasta la aleta superior de la viga.

La resistencia de diseño de un miembro compuesto a flexión se determinará usando las condiciones de la sección F.2.9, con esfuerzos de fluencia en el acero reducidos de manera consistente con la variación de la temperatura.

F.2.18.2.4.4 — ***Resistencia de diseño*** — La resistencia de diseño se determinará de acuerdo con la sección F.2.2.3.3. La resistencia nominal, $\mathbf{R_n}$, se calculará usando las propiedades de los materiales estipuladas en la sección F.2.18.2.3, a la temperatura que se desarrolle bajo el incendio de diseño.

F.2.18.3 — DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

F.2.18.3.1 — ***Normas de Calificación*** — Los miembros estructurales y los componentes de un edificio de acero deberán calificarse para una resistencia al fuego de acuerdo con la norma ASTM E119. Se permite demostrar el cumplimiento de estos requisitos usando los procedimientos que para construcción en acero se especifican en la Sección 5 de la norma SEI/ASCE/SFPE 29-05, Métodos Estándar de Cálculo para Protección de las Estructuras contra Incendios.

F.2.18.3.2 — ***Construcción restringida*** — Los sistemas de piso o techo, así como las vigas individuales en edificios, se consideran restringidos cuando la estructura circundante o de y soporte es capaz de resistir las acciones causadas por la expansión térmica en el rango de las temperaturas esperadas.

Las vigas, viguetas y ensambles de acero que soportan losas de concreto y que son soldadas o atornilladas a la estructura principal se deben considerar como construcciones restringidas a la expansión térmica.

F.2.18.3.3 — ***Construcción no restringida*** — Las vigas, viguetas y estructuras portantes de acero que no soportan losas de concreto se considerarán no restringidas a la expansión térmica a menos que estén atornilladas o soldadas a una estructura circundante especificamente diseñada y detallada para resistir las acciones causadas por expansión térmica.

Un miembro de acero de una luz o en la luz extrema de un sistema de luces múltiples, apoyado en muros, se considerará no restringido a menos que el muro haya sido diseñado y detallado para resistir los efectos de la expansión térmica.

F.2.19 — EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Este numeral se aplica a la evaluación de la resistencia y la rigidez de estructuras existentes bajo cargas de gravedad por medio de análisis estructural, ensayos de carga o la combinación de ambos. Para dicha evaluación, el acero no está limitado a las calidades listadas en la sección F.2.1.5.1. Esta sección no es aplicable para ensayos de carga cuyo objeto sea la evaluación de los efectos de cargas sísmicas o móviles (vibración).

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.19.1 — Provisiones Generales
F.2.19.2 — Propiedades del Material
F.2.19.3 — Evaluación Mediante Análisis Estructural
F.2.19.4 — Evaluación Mediante Ensayos de Carga
F.2.19.5 — Informe de Evaluación

F.2.19.1 — **PROVISIONES GENERALES** — Estas provisiones son aplicables cuando se requiera la evaluación de una estructura de acero existente para:

(a) verificar unas condiciones específicas de cargas de diseño
(b) determinar la resistencia de diseño de un miembro o sistema estructural.

Esta evaluación puede realizarse mediante un análisis estructural (F.2.19.3), por ensayos de carga (F.2.19.4), o por una combinación de ambos. Cuando se utilicen ensayos de carga, el ingeniero estructural deberá primero analizar la

estructura, planear el ensayo, y escribir un procedimiento para prevenir la ocurrencia de deformaciones permanentes excesivas o el colapso durante el ensayo.

F.2.19.2 — **PROPIEDADES DEL MATERIAL**

F.2.19.2.1 — ***Determinación de los ensayos necesarios*** — El ingeniero estructural determinará qué ensayos específicos se requieren según las secciones F.2.19.2.2 a F.2.19.2.6 y especificará la ubicación de los mismos. Cuando se disponga de información sobre el diseño y la construcción de la edificación se permitirá reducir o eliminar los ensayos requeridos.

F.2.19.2.2 — ***Propiedades del material a tensión*** — Para la evaluación por análisis estructural o ensayos de carga deben considerarse las propiedades a tensión de los miembros. Estas propiedades incluyen el esfuerzo de fluencia, la resistencia a tensión y el porcentaje de alargamiento. Cuando se disponga de certificados de la acería o de reportes de ensayos realizados por el fabricante o por un laboratorio cumpliendo con las normas ASTM A6/A6M o A568/A568M, según sean aplicables, estos documentos serán suficientes para efectos de la evaluación. En caso contrario, se deberá realizar ensayos que cumplan con la norma ASTM A370 a partir de probetas cortadas de los componentes de la estructura.

F.2.19.2.3 — ***Composición química*** — Cuando se prevé la utilización de soldadura para reparar o modificar estructuras existentes, deberá determinarse la composición química del acero para preparar los procedimientos de soldadura. Cuando se disponga de certificados de la acería o de reportes de ensayos realizados por el fabricante o por un laboratorio cumpliendo con las normas ASTM aplicables, estos documentos serán suficientes para efectos de la evaluación. En caso contrario se deberá realizar análisis de acuerdo con la norma ASTM A751 a partir de las probetas utilizadas para los ensayos de resistencia o probetas tomadas en la misma ubicación.

F.2.19.2.4 — ***Tenacidad del metal base*** — Cuando, en un perfil pesado o una placa pesada, según se define en la sección F.2.1.5.1d, se tenga un empalme soldado a tensión que sea crítico para el comportamiento de la estructura, deberá obtenerse la tenacidad de la prueba de impacto de Charpy con ranura en V, de acuerdo con las provisiones de la sección F.2.1.5.1d. Si la tenacidad así obtenida no cumple con los requisitos de dicha sección, el ingeniero estructural determinará si se requiere tomar medidas correctivas.

F.2.19.2.5 — ***Metal de la soldadura*** — Cuando el comportamiento estructural dependa de conexiones soldadas existentes, se tomarán muestras representativas del metal de la soldadura. Las características del metal de la soldadura deberán determinarse mediante análisis químicos y ensayos mecánicos. Se deberán determinar también la magnitud y las eventuales consecuencias de las imperfecciones detectadas. Si no se cumplan los requisitos de AWS D1.1, el ingeniero estructural determinará si se requiere tomar medidas correctivas.

F.2.19.2.6 — ***Pernos y remaches*** — Deberán realizarse una inspección de una muestra representativa de los pernos para clasificarlos. Cuando los pernos no puedan ser identificados apropiadamente de manera visual, se removerán algunas muestras representativas y se las ensayará con el objeto de determinar su resistencia a la tracción de acuerdo con las normas ASTM F606 o ASTM F606M y así clasificarlos adecuadamente. Alternativamente, podrá suponerse que los pernos sean ASTM A307. Los remaches pueden suponerse de calidad ASTM A502 Grado 1, a menos que mediante documentación o ensayos se pueda establecer un mayor grado.

F.2.19.3 — **EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

F.2.19.3.1 — ***Dimensiones*** — Todas las dimensiones que se requieran para la evaluación, tales como luces, alturas de columnas, espaciamiento de miembros, ubicación de arriostramientos, secciones transversales, espesores y detalles de conexión, se obtendrán a partir de un levantamiento en sitio. Alternativamente, cuando se disponga de de planos estructurales o de fabricación se permitirá partir de ellos para determinar tales dimensiones, previa verificación de los valores críticos.

F.2.19.3.2 — ***Evaluación de la resistencia*** — Las fuerzas en los miembros y las conexiones se determinarán por medio de un análisis estructural adecuado para el tipo de estructura que se evalúa. Los efectos de las cargas se determinarán para las combinaciones de carga especificadas en el Título B de este Reglamento.

La resistencia de diseño de los miembros y las conexiones se determinará a partir de los requisitos de los numerales F.2.2 a F.2.11 de este Capítulo.

F.2.19.3.3 — ***Evaluación de las condiciones de servicio*** — Cuando se requiera, se deberán calcular y reportar las deformaciones bajo carga de servicio.

F.2.19.4 — **EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA**

F.2.19.4.1 — ***Determinación de la capacidad de carga por ensayos*** — Para determinar la capacidad de carga de una estructura existente de piso o de cubierta mediante ensayos, se aplicará de manera incremental una carga de prueba de acuerdo con las especificaciones del ingeniero estructural. La estructura deberá inspeccionarse visualmente para detectar signos de sobreesfuerzo o falla inminente para cada incremento de carga. En caso de que se detecten estas u otras condiciones inusuales deben tomarse las medidas apropiadas.

Se tomará como capacidad de la estructura, obtenida del ensayo, la suma de la carga máxima aplicada más la carga muerta en sitio. La capacidad de carga viva de una estructura de piso se determinará igualando dicha capacidad de la estructura obtenida del ensayo a $\mathbf{1.2D+1.6L}$, donde $\mathbf{D}$ es la carga muerta nominal y $\mathbf{L}$ la capacidad nominal de carga viva para la estructura. La capacidad de carga viva nominal de la estructura de piso no se tomará mayor que la calculada mediante la aplicación de los requisitos de este Capítulo. Para estructuras de cubierta, se usarán $\mathbf{L_r}$ y $\mathbf{G}$, como se definen en el Título B, en lugar de $\mathbf{L}$. Deberán aplicarse combinaciones de carga más severas cuando así se requiera.

Cuando se haya llegado al nivel de cargas de servicio y una vez se haya detectado el inicio del comportamiento inelástico, deberán realizarse ciclos periódicos de descarga, con el objeto de documentar el grado de deformación permanente y la magnitud de las deformaciones inelásticas. Las deformaciones de la estructura, tales como las deflexiones de los miembros, deberán ser monitoreadas en los puntos más críticos durante el ensayo, y ser referenciadas a la posición inicial antes de la carga. Deberá verificarse que, cuando se mantenga durante una hora la carga máxima del ensayo, que la deformación de la estructura no se incremente en más de un 10% por encima de la correspondiente al inicio de dicho periodo. Cuando se considere necesario, se permite repetir la secuencia de carga para demostrar la conformidad con esta condición.

Así mismo, deberán documentarse las deformaciones de la estructura 24 horas después de que la carga de prueba se haya retirado para determinar la magnitud de las deformaciones permanentes. Ya que la magnitud de la deformación permanente aceptable depende de la estructura en consideración, no se establece un límite para las deformaciones permanentes bajo la carga máxima. Cuando no sea posible realizar el ensayo de carga para toda la estructura, deberá seleccionarse una zona que tenga una extensión no menor que un módulo completo y sea representativa de las condiciones más críticas.

F.2.19.4.2 — ***Evaluación de las condiciones de servicio*** — Cuando se realicen ensayos de carga, la estructura debe ser cargada por incrementos hasta alcanzar la carga de servicio. Las deformaciones deben ser monitoreadas por un periodo de una hora. La estructura deberá entonces ser descargada y documentada su deformación.

F.2.19.5 — **INFORME DE EVALUACIÓN** — Cuando se haya completado la evaluación de una estructura existente, el ingeniero estructural debe preparar un informe donde se documente dicha evaluación. El informe debe indicar si la evaluación se realizó mediante un análisis estructural o por ensayos de carga o por una combinación de los dos métodos. Cuando se hayan realizado ensayos, el informe deberá incluir adicionalmente las cargas y combinaciones de cargas utilizadas y las curvas carga-deformación y tiempo-deformación registradas. Toda la información relevante obtenida de los planos estructurales, los certificados de acería y los ensayos complementarios de los materiales deberá igualmente ser reportada. Finalmente, el informe debe indicar si la estructura, incluyendo todos sus miembros y conexiones, es adecuada para resistir los efectos de las cargas.

F.2.20 — ARRIOSTRAMIENTO DE COLUMNAS Y VIGAS

Esta sección especifica la resistencia y la rigidez mínimas requeridas de los elementos usados como arriostramiento de manera que sean efectivos para generar puntos arriostrados en columnas, vigas y viga-columnas.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.20.1 — Provisiones generales
F.2.20.2 — Arriostramiento de Columnas
F.2.20.3 — Arriostramiento de Vigas
F.2.20.4 — Arriostramiento de Viga-columnas

Los requisitos para la estabilidad de los sistemas estructurales arriostrados se especifican en el numeral F.2.3. Los requerimientos de esta sección se aplican a los elementos de arriostramiento que se utilizan para estabilizar miembros individuales.

F.2.20.1 — **PROVISIONES GENERALES** — Las columnas que estén arriostradas en sus extremos y en puntos intermedios y sean diseñadas de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.20.2 pueden calcularse con base en la longitud no soportada, $\mathbf{L}$, tomada entre los puntos arriostrados, con un factor de longitud efectiva $\mathbf{K = 1.0}$. Las vigas con puntos arriostrados intermedios que se diseñen de acuerdo con los requerimientos del numeral F.2.20.3 pueden calcularse con base en la longitud no soportada, $\mathbf{L_b}$, tomada entre los puntos arriostrados.

Cuando el arriostramiento es perpendicular a los miembros arriostrados, se aplican directamente las fórmulas de las secciones F.2.20.2 y F.2.20.3. Cuando el arriostramiento está orientado a un ángulo con respecto al miembro que se arriostra, la resistencia de la riostra (fuerza o momento) y su rigidez (fuerza por unidad de desplazamiento o momento por unidad de rotación) deberán ajustarse según el ángulo de inclinación. La evaluación de la rigidez proporcionada por una riostra debe considerar las propiedades del miembro y su geometría, así como los efectos de las conexiones y detalles de anclaje.

En el numeral F.2.20 se consideran dos sistemas, arriostramiento relativo y arriostramiento nodal, para columnas y vigas con arriostramiento lateral. Para vigas con arriostramiento torsional, se consideran igualmente dos sistemas, arriostramiento nodal y arriostramiento continuo.

Un arriostramiento relativo controla el movimiento del punto arriostrado con respecto a puntos arriostrados adyacentes. Un arriostramiento nodal controla el movimiento del punto arriostrado sin interacción directa con puntos arriostrados adyacentes. Un arriostramiento continuo consiste en un sistema que se conecta a todo lo largo del miembro, sin embargo, un arriostramiento nodal con un espaciamiento regular sobre el miembro puede ser modelado como un sistema continuo.

La resistencia de diseño y la rigidez de la riostra deberán ser iguales o mayores que las requeridas, a menos que un análisis indique que se pueden utilizar valores menores. Se permite utilizar un análisis de segundo orden que incluya las desviaciones iniciales del miembro para obtener la resistencia y la rigidez de la riostra, en lugar de los requisitos de esta sección.

F.2.20.2 — **ARRIOSTRAMIENTO DE COLUMNAS** — Se permite arriostrar una columna individual en sus extremos y en puntos intermedios a lo largo de su longitud, por medio de sistemas de riostras nodales o relativas.

F.2.20.2.1 — ***Arriostramiento Relativo*** — La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$\mathbf{P_{br} = 0.004 P_u} \qquad \textbf{(F.2.20.2-1)}$$

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$\boldsymbol{\beta}_{\mathbf{br}} = \frac{1}{\boldsymbol{\phi}}\left(\frac{2\mathbf{P_u}}{\mathbf{L_b}}\right) \qquad \textbf{(F.2.20.2-2)}$$

donde:
$\boldsymbol{\phi} = \mathbf{0.75}$
$\mathbf{L_b}$ = distancia entre riostras, mm
$\mathbf{P_u}$ = resistencia requerida a compresión para el miembro arriostrado, N

F.2.20.2.2 — **Arriostramiento Nodal** — La resistencia requerida del arriostramiento es

$$\mathbf{P_{br} = 0.01 P_u} \qquad \textbf{(F.2.20.2-3)}$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{8P_u}{L_b}\right) \qquad \text{(F.2.20.2-4)}$$

donde:
$\phi = 0.75$
P_u = resistencia requerida a compresión para el miembro arriostrado, N

Estas fórmulas parten de la premisa de que los arriostramientos nodales están espaciados uniformemente a lo largo de la columna.

En la fórmula F.2.20.2-4, L_b puede tomarse como mínimo igual a la máxima longitud no soportada efectiva, KL, que podría tener la columna para suministrar la resistencia requerida P_u.

F.2.20.3 — ARRIOSTRAMIENTO DE VIGAS — Las vigas y armaduras deben estar restringidas contra la rotación alrededor de su eje longitudinal en los puntos de apoyo. Cuando en el diseño se supone la existencia de una sección arriostrada intermedia entre los soportes, se debe suministrar arriostramiento lateral, arriostramiento torsional, o una combinación de los dos, para impedir el desplazamiento relativo entre las aletas superiores e inferiores, es decir, la torsión de la sección. En miembros sometidos a flexión con doble curvatura, el punto de inflexión no se debe considerar como un punto arriostrado excepto cuando físicamente se provea tal arriostramiento.

F.2.20.3.1 — ***Arriostramiento Lateral*** — El arriostramiento deberá conectarse cerca de la aleta a compresión, excepto en los siguientes casos:

(a) En el extremo libre de miembros en voladizo, donde debe colocarse una riostra cerca de la aleta superior (aleta a tensión).
(b) En vigas arriostradas solicitadas por flexión con doble curvatura a lo largo de la longitud que entre las riostras, el arriostramiento lateral más cercano al punto de inflexión debe conectarse a ambas aletas.

F.2.20.3.1.1 — ***Arriostramiento Relativo*** — La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$P_{br} = 0.008M_uC_d/h_o \qquad \text{(F.2.20.3-1)}$$

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{4M_uC_d}{L_bh_o}\right) \qquad \text{(F.2.20.3-2)}$$

donde:
$\phi = 0.75$
h_o = distancia entre los centroides de las aletas, mm
C_d = 1.0 excepto en el caso siguiente
= 2.0 para el arriostramiento mas cercano al punto de inflexión en una viga bajo flexión con curvatura doble.
L_b = distancia entre puntos de arriostramiento, mm
M_u = resistencia requerida a la flexión en el miembro que se arriostra, N·mm

F.2.20.3.1.2 — ***Arriostramiento Nodal*** — La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$P_{br} = 0.02M_uC_d/h_o \qquad \text{(F.2.20.3-3)}$$

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{10M_uC_d}{L_bh_o}\right) \qquad \text{(F.2.20.3-4)}$$

donde:
$\phi = 0.75$
M_u = resistencia requerida a la flexión en el miembro que se arriostra, N·mm

En la fórmula F.2.20.3-4, L_b puede tomarse como mínimo igual a la máxima longitud no soportada que podría tener la viga para suministrar la resistencia requerida M_u.

F.2.20.3.2 — ***Arriostramiento torsional*** — El arriostramiento puede conectarse a cualquier nivel sobre la sección transversal, sin que se requiera instalarlo cerca de la aleta a compresión.

El arriostramiento torsional puede suministrarse mediante una viga con conexiones a momento, un entramado transversal, u otro elemento que actúe como diafragma.

F.2.20.3.2.1 — ***Arriostramiento Nodal*** — La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$M_{br} = \frac{0.024M_uL}{nC_bL_b} \qquad \text{(F.2.20.3-5)}$$

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1-\frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)} \qquad \text{(F.2.20.3-6)}$$

donde:

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2.4LM_u^2}{nEI_yC_b^2}\right) \qquad \text{(F.2.20.3-7)}$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o}\left(\frac{1.5h_ot_w^3}{12}+\frac{t_ub_s^3}{12}\right) \qquad \text{(F.2.20.3-8)}$$

donde:
$\phi = 0.75$
L = longitud de la luz, mm
n = número de puntos con arriostramiento nodal dentro de la luz
E = modulo de elasticidad del acero = 200 000 MPa
I_y = momento de inercia para flexión por fuera del plano, mm^4
C_b = factor de modificación definido en el Capítulo F.2.6
t_w = espesor del alma de la viga, mm
t_s = espesor del rigidizador, mm
b_s = ancho del rigidizador para rigidizadores colocados solamente a un lado del alma (utilizar el doble para rigidizadores apareados), mm
β_T = rigidez de la riostra sin incluir la distorsión del alma, N·mm/radián
β_{sec} = rigidez a la distorsión del alma, incluyendo el efecto de los rigidizadores transversales, N·mm/radián
M_u = resistencia requerida a la flexión, N·mm

Cuando $\beta_{sec} < \beta_T$, el resultado de la fórmula F.2.20.3-6 es negativo, lo que indica que el arriostramiento torsional de la viga no será efectivo debido a la insuficiente rigidez a la distorsión del alma.

Cuando se requieran, los rigidizadores del alma deberán extenderse sobre toda la profundidad del miembro arriostrado y deberán conectarse a la aleta si la riostra torsional está también conectada a la aleta. Alternativamente, se permite interrumpir el rigidizador a una distancia igual a $4t_w$ de cualquier aleta de la viga que no esté directamente conectada con la riostra torsional.

F.2.20.3.2.2 — ***Arriostramiento torsional continuo*** — Para arriostramiento continuo, se deben utilizar las fórmulas F.2.20.3-5 y F.2.20.3-6, con las siguientes modificaciones:

(a) $L/n = 1.0$;
(b) L_b debe tomarse igual a la máxima longitud no soportada que podría tener la viga para suministrar la resistencia requerida M_u, y
(c) La rigidez a la distorsión del alma debe tomarse igual a:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o} \qquad \text{(F.2.20.3-9)}$$

F.2.20.4 — ARRIOSTRAMIENTO DE VIGA-COLUMNAS — Para viga-columnas, la resistencia requerida y la rigidez para la carga axial deberán obtenerse según se especifica en el numeral F.2.20.2, y la resistencia requerida y la rigidez para flexión deberán obtenerse según se especifica en el numeral F.2.20.3. Los valores así determinados se combinarán como sigue:

(a) Cuando se usa arriostramiento lateral relativo, la resistencia requerida se tomará como la suma de los valores obtenidos usando las fórmulas F.2.20.2-1 y F.2.20.3-1, y la rigidez requerida se tomará como la suma de los valores obtenidos usando las fórmulas F.2.20.2-2 y F.2.20.3-2.
(b) Cuando se usa arriostramiento lateral nodal, la resistencia requerida se tomará como la suma de los valores obtenidos usando las fórmulas F.2.20.2-3 y F.2.20.3-3, y la rigidez requerida se tomará como la suma de los valores obtenidos usando las fórmulas F.2.20.2-4 y F.2.20.3-4. En las fórmulas F.2.20.2-4 y F.2.20.3-4, L_b para viga-columnas se tomará igual a la longitud no arriostrada real, y no deben aplicarse las provisiones de los numerales F.2.20.2.2 y F.2.20.3.1.2 que indican tomar L_b como mínimo igual a la máxima longitud permitida con base en los valores de P_u y M_u.
(c) Cuando se suministra arriostramiento torsional para flexión conjuntamente con arriostramiento relativo o nodal para la fuerza axial, la resistencia y la rigidez requeridas deberán ser combinadas o distribuidas de manera tal que sea consistente con la resistencia suministrada por los elementos de los detalles reales del arriostramiento.

F.2.21 — MÉTODOS ALTERNOS DE DISEÑO POR ESTABILIDAD

Este numeral presenta alternativas al Método de Análisis Directo para el diseño por estabilidad, definido en el numeral F.2.3. Los dos métodos alternos que se presentan son el Método de la Longitud Efectiva y el Método de Análisis de Primer Orden.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.21.1 — Requisitos Generales de Estabilidad
F.2.21.2 — Método de la Longitud Efectiva
F.2.21.3 — Método de Análisis de Primer Orden

F.2.21.1 — REQUISITOS GENERALES DE ESTABILIDAD — Se aplicarán los requisitos generales del numeral F.2.3.1. Como alternativa al Método de Análisis Directo (definido en los numerales F.2.3.1 y F.2.3.2) para el diseño de las estructuras por estabilidad, se permite diseñar ya sea de acuerdo con el Método de la Longitud Efectiva, especificado en el numeral F.2.21.2, o el Método de Análisis de Primer Orden, especificado en el numeral F.2.21.3, con sujeción a las limitaciones definidas en estos numerales.

F.2.21.2 — MÉTODO DE LA LONGITUD EFECTIVA

F.2.21.2.1 — ***Limitaciones*** — El uso del Método de la Longitud Efectiva estará limitado a las siguientes condiciones:

(a) La estructura soporta las cargas de gravedad primariamente a través de columnas, vigas o pórticos nominalmente verticales.
(b) La relación entre las máximas derivas obtenidas del análisis de segundo y las máximas derivas obtenidas del análisis de primer orden (obtenidas ambas para combinaciones de cargas mayoradas) es menor o igual que 1.5 para todos los pisos.

F.2.21.2.2 — ***Resistencias Requeridas*** — La resistencias requeridas de los componentes se obtendrán de un análisis de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.3.2.1, excepto que no se aplicará la reducción de la rigidez indicada en el numeral F.2.3.2.1(2), ésto es, se usarán las rigideces nominales de todos los componentes estructurales. Las cargas ficticias se aplicarán en el análisis de acuerdo con el numeral F.2.3.2.2.2.

Teniendo en cuenta que la condición especificada en el numeral F.2.3.2.2.2(4) se cumplirá en todos los casos donde el método de la longitud efectiva sea aplicable, será necesario aplicar las cargas ficticias únicamente a los casos de cargas exclusivamente gravitacionales.

F.2.21.2.3 — ***Resistencias de Diseño*** — La resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calcularán de acuerdo con las provisiones de los numerales F.2.4, F.2.5, F.2.6, F.2.7, F.2.8, F.2.9, F.2.10 y F.2.11, según sean aplicables,

El factor de longitud efectiva para los miembros sujetos a compresión, K, se tomará como se especifica en (a) o (b) abajo, según sea aplicable.

(a) En sistemas de pórticos arriostrados, muros de cortante, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad y la resistencia laterales no dependen de la rigidez flexional de las columnas, el factor de longitud efectiva de los miembros sujetos a compresión, K, se tomará igual a 1.0, a menos que un análisis estructural demuestre que un valor menor es apropiado.
(b) En sistemas de pórticos resistentes a momento y otros sistemas estructurales en los cuales se considere que las rigideces flexionales de las columnas, o de algunas de ellas, contribuyen a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales, el factor de longitud efectiva, K, y el esfuerzo crítico de pandeo elástico, K, para aquellas columnas que contribuyen se obtendrá a partir de un análisis de pandeo con desplazamiento lateral de la estructura; si se tienen columnas cuyas rigideces flexionales no se considere que estén contribuyendo a la estabilidad lateral y la resistencia a cargas laterales, se tomará para ellas un valor de K igual a 1.0.

Excepción — se permite usar $K = 1$ en el diseño de todas las columnas si la relación entre la máxima deriva de segundo orden y la máxima deriva de primer orden (obtenidas ambas para combinaciones de cargas mayoradas) es menor o igual que 1.1 para todos los pisos.

Cuando se tienen elementos diseñados para funcionar como riostras que determinan la longitud no arriostrada de vigas y columnas, el sistema de arriostramiento que ellos conforman debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el desplazamiento del miembro en los puntos de arriostramiento.

Los métodos para satisfacer los requerimientos del arriostramiento se presentan en el numeral F.2.20, Arriostramiento para Vigas y Columnas. Los requisitos del numeral F.2.20 no son aplicables a elementos de arriostramiento que se incluyen en el análisis global de la estructura como parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

F.2.21.3 — MÉTODO DE ANALISIS DE PRIMER ORDEN

F.2.21.3.1 — ***Limitaciones*** — El uso del Método de Análisis de Primer Orden estará limitado a las siguientes condiciones:

(a) La estructura soporta las cargas de gravedad primariamente a través de columnas, vigas o pórticos nominalmente verticales.

(b) La relación entre las máximas derivas obtenidas del análisis de segundo orden y las máximas derivas obtenidas del análisis de primer orden (calculadas ambas para combinaciones de cargas mayoradas) es menor o igual que 1.5 para todos los pisos.

La relación entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden en un piso puede tomarse igual al coeficiente B_2, calculado según se especifica en el numeral F.2.22.

(c) Las resistencias requeridas a la compresión de todos los miembros cuyas rigideces flexionales se considere contribuyan a la estabilidad lateral de la estructura satisfacen la siguiente relación:

$$P_u/P_y \le 0.5 \qquad \text{(F.2.21.3-1)}$$

donde:
P_u = resistencia requerida a compresión axial, N.
$P_y = AF_y$, resistencia a la fluencia del miembro, N

F.2.21.3.2 — ***Resistencias Requeridas*** — La resistencias requeridas de los componentes se obtendrán de un análisis de primer orden, con los requisitos adicionales (1) y (2) que se presentan a continuación. El análisis debe considerar las deformaciones de los miembros por flexión, cortante y cargas axiales, y cualesquier otras deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.

(a) Todas las combinaciones de carga deben incluir una carga lateral adicional, N_i, aplicada en combinación con las demás cargas existentes en cada nivel de la estructura:

$$N_i = 2.1\left(\frac{\Delta}{L}\right)Y_{il} \ge 0.0042\,Y_{il} \qquad \text{(F.2.21.3-2)}$$

donde:
Y_{il} = carga gravitacional aplicada al nivel i (cargas mayoradas), N
$\frac{\Delta}{L}$ = máxima relación de Δ a L entre todos los pisos en la estructura para la combinación de cargas en consideración
Δ = deriva de piso de primer orden debida a la combinación de cargas mayoradas, mm. Cuando Δ varíe sobre la planta del piso, se tomará como la deriva promedio ponderada en proporción a las cargas verticales o, alternativamente, como la máxima deriva.
L = altura de piso, mm

La carga lateral adicional en cualquier nivel, N_i, se distribuirá sobre ese nivel de la misma manera que las cargas gravitacionales. Las cargas laterales adicionales se aplicarán en la dirección en que produzcan el mayor efecto desestabilizador.

Para la mayoría de las estructuras de edificios, el requisito relativo a la dirección de aplicación de las cargas ficticias se puede satisfacer como sigue:

- *para las combinaciones de cargas que no incluyan cargas laterales, considerar dos direcciones ortogonales alternativas, y para cada una de estas direcciones considerar la acción de las cargas ficticias en uno y otro sentido, tomando simultáneamente la misma dirección y sentido en todos los niveles;*
- *para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, aplicar todas las cargas ficticias en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en la combinación respectiva.*

(b) Se debe tener en cuenta la amplificación de momentos en viga-columnas para la condición sin desplazamiento lateral, mediante la aplicación del amplificador B_1 del numeral F.2.22 a los momentos totales del miembro.

F.2.21.3.3 — ***Resistencias de Diseño*** — La resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calcularán de acuerdo con las provisiones de los numerales F.2.4, F.2.5, F.2.6, F.2.7, F.2.8, F.2.9, F.2.10 y F.2.11, según sean aplicables,

El factor de longitud efectiva, K, se tomará igual a 1.0 para todos los miembros.

Cuando se tienen elementos diseñados para funcionar como riostras que determinan la longitud no arriostrada de vigas y columnas, el sistema de arriostramiento que ellos conforman debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el desplazamiento del miembro en los puntos de arriostramiento.

Los métodos para satisfacer los requerimientos del arriostramiento se presentan en el numeral F.2.20, Arriostramiento para Vigas y Columnas. Los requisitos del numeral F.2.20 no son aplicables a elementos de arriostramiento que se incluyen en el análisis global de la estructura como parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

F.2.22 — PROCEDIMIENTO APROXIMADO DE ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN

Este numeral presenta, como alternativa a un análisis riguroso de segundo orden, un procedimiento que tiene en cuenta los efectos de segundo orden a través de la amplificación de las resistencias requeridas que se obtienen de un análisis de primer orden.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.2.22.1 — Limitaciones
F.2.22.2 — Procedimiento de cálculo

F.2.22.1 — **LIMITACIONES** — El uso de este procedimiento se limita a estructuras que soportan cargas gravitacionales principalmente a través de columnas, vigas o pórticos nominalmente verticales, excepto que se permite su aplicación para la determinación de los efectos $P-\delta$ para cualquier miembro individual a compresión.

F.2.22.2 — **PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO** — La resistencia requerida a flexión de segundo orden, M_u, y la resistencia requerida a carga axial de segundo orden, P_u, se determinarán como sigue:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad \text{(F.2.22.2-1a)}$$
$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad \text{(F.2.22.2-1b)}$$

donde:

B_1 es un coeficiente amplificador que tiene en cuenta los efectos de segundo orden debidos a desplazamientos intermedios entre nudos $(P-\delta)$, calculado para cada miembro sujeto a compresión y flexión, para cada dirección de la flexión, de acuerdo con el numeral F.2.22.2.1. B_1 se tomará igual a 1.0 para miembros no sujetos a compresión.

B_2 es un coeficiente amplificador que tiene en cuenta los efectos de segundo orden debidos a desplazamientos de los nudos $(P-\Delta)$, calculado para cada piso de la estructura y en cada dirección de desplazamiento lateral del piso de acuerdo con el numeral F.2.22.2.2.

M_u = resistencia requerida a flexión por el análisis de segundo orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, N·mm
M_{nt} = momento obtenido de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, suponiendo que no existe traslación lateral de la estructura, N·mm
M_{lt} = momento asociado con el desplazamiento lateral del pórtico solamente, obtenido de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, N·mm
P_u = resistencia requerida a carga axial por el análisis de segundo orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, N

P_{nt} = fuerza axial obtenida de un análisis de primer orden, para la combinación de cargas mayoradas en consideración y suponiendo que no existe traslación lateral de la estructura, N
P_{lt} = fuerza axial asociada al desplazamiento lateral del pórtico únicamente, obtenida de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, N

Las fórmulas F.2.22.2-1 son aplicables a todos los miembros en cualquier tipo de estructura. Sin embargo, debe notarse que los valores de B_1 distintos de 1.0 se aplican solamente a los momentos en viga-columnas; mientras que el coeficiente B_2 se aplica a los momentos y fuerzas axiales en los componentes del sistema resistente a cargas laterales (incluyendo columnas, vigas, riostras y muros de cortante).

F.2.22.2.1 — ***Coeficiente amplificador B_1 para efectos $(P-\delta)$*** — El coeficiente amplificador B_1 se obtendrá para cada miembro sujeto a compresión y para cada dirección de la flexión como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}} \qquad \text{(F.2.22.2-2)}$$

donde:
C_m = coeficiente asociado a una condición sin traslación lateral del pórtico, cuyo valor debe tomarse como sigue:

(a) Para viga-columnas sin carga transversal entre puntos de soporte en el plano de flexión,

$$C_m = 0.60 - 0.40\left(M_1/M_2\right) \qquad \text{(F.2.22.2-3)}$$

donde M_1 y M_2, obtenidos de un análisis de primer orden, son respectivamente los momentos de menor y mayor magnitud en los extremos de la porción del miembro no arriostrada en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positivo cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro, y negativo cuando la curvatura es simple.

(b) Para viga-columnas con carga transversal entre los puntos de soporte, el valor de C_m podrá ser determinado mediante análisis o tomarse conservadoramente como 1.0 para todos los casos.

P_{el} = Carga crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de flexión, calculada suponiendo que no hay desplazamiento lateral, N

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \qquad \text{(F.2.22.2-4)}$$

donde:
EI^* = rigidez flexional que se debe usar en el análisis ($= 0.8\tau_b EI$ para uso con el método de análisis según se define en el numeral F.2.22; $= EI$ para uso con los métodos de la longitud efectiva y de análisis de primer orden.)
E = módulo de elasticidad del acero (200.000 MPa)
I = momento de inercia en el plano de flexión (mm^4)
L = altura del piso, (mm)
K_1 = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado suponiendo que no existe traslación lateral de los extremos de los miembros, a tomarse como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede usar un menor valor.

Se permite usar el estimativo de primer orden de P_u (ésto es, $P_u = P_{nt} + P_{lt}$) en la fórmula F.2.22.2-2.

F.2.22.2.2 — ***Coeficiente amplificador B_2 para efectos $P-\Delta$*** — El coeficiente amplificador B_2 se obtendrá para cada piso y para cada dirección de desplazamiento lateral como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_{piso}}{\sum P_{e\,piso}}} \qquad \text{(F.2.22.2-5)}$$

donde:
P_{piso} = carga vertical total soportada por el piso (cargas mayoradas), incluyendo las cargas que actúan en las columnas que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales, N
$P_{e\,piso}$ = carga crítica de pandeo elástico para el piso en la dirección de desplazamiento en consideración, determinada por un análisis de pandeo con desplazamiento lateral, o calculada como sigue, N:

$$P_{e\,piso} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad \text{(F.2.22.2-6)}$$

donde:

$$R_M = 1 - 0.15\left(P_{mf}/P_{piso}\right) \qquad \text{(F.2.22.2-7)}$$

L = altura del piso, (mm)
P_{mf} = carga vertical total en las columnas del piso que forman parte de pórticos resistentes a momento en la dirección de desplazamiento considerada, cuando existen (=0 para sistemas de pórticos arriostrados), N
Δ_H = deriva de piso en la dirección de desplazamiento que se considera, producida por las cargas laterales y obtenida de un análisis de primer orden (mm) usando las rigideces aplicables (rigideces reducidas según el numeral F.2.3.2.3 cuando se usa el método directo de análisis). Cuando Δ_H varíe sobre la planta de la estructura, se tomará como Δ_H la deriva promedio ponderada en proporción a la carga vertical o, alternativamente, la máxima deriva.
H = cortante de piso resultante de las cargas laterales usadas para calcular Δ_H, N

En la fórmula F.2.22.2-6, H y Δ_H pueden basarse en cualquier condición de cargas laterales que proporcione un valor representativo de la rigidez lateral de piso, H/Δ_H.

Notas:

CAPÍTULO F.3
PROVISIONES SÍSMICAS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO CON PERFILES LAMINADOS, ARMADOS Y TUBERÍA ESTRUCTURAL

F.3.1 — PROVISIONES GENERALES

Este numeral establece el alcance del Capítulo F.3, las definiciones y acrónimos, así como la simbología, y proporciona requisitos para los materiales y los planos y especificaciones del proyecto.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.1.1 — Alcance
F.3.1.2 — Definiciones y acrónimos
F.3.1.3 — Simbología
F.3.1.4 — Materiales
F.3.1.5 — Planos y Especificaciones del Diseño Estructural

F.3.1.1 — **ALCANCE** — Estos requisitos sísmicos especiales deben aplicarse conjuntamente con el Capítulo F.2 y son aplicables al diseño, fabricación y montaje de miembros y conexiones de los sistemas de resistencia sísmico, así como de los empalmes y las bases de columnas en sistemas para cargas de gravedad, en edificaciones con pórticos resistentes a momento, pórticos arriostrados y muros de cortante, construidos con perfiles de acero únicamente o con perfiles de acero actuando en forma compuesta con concreto reforzado.

Los sistemas de resistencia sísmicos compuestos incluyen aquellos en los que por lo menos algunos miembros de perfiles de acero actúan en sección compuesta con concreto reforzado, así como sistemas en los cuales los perfiles de acero y miembros de concreto reforzado actúan juntos para formar un sistema compuesto.

Los miembros de concreto reforzado deben ser diseñados de acuerdo con el Título C de este Reglamento.

Cuando el análisis estructural se realice con base en un análisis elástico, las propiedades de rigidez de los miembros en sistema compuesto o concreto reforzado deben reflejar la condición de una fluencia significativa de la estructura, es decir, los elementos de concreto reforzado deben ser modelados con sección fisurada, y los de acero con sección completa, en cuyo caso se podrá utilizar la reducción en las derivas del numeral A.6.4.1.1. En caso de utilizarse la sección completa del concreto, no se deberá hacer dicha reducción.

F.3.1.2 — **DEFINICIONES Y ACRONIMOS** — Los términos especiales utilizados en este Capítulo tienen los siguientes significados:

ACI — *American Concrete Institute*

Ángulo de deriva de entrepiso — Desplazamiento del entrepiso dividido por la altura de piso, en radianes.

Ángulo de rotación del vínculo — Ángulo inelástico entre el vínculo y la porción de viga por fuera de vínculo cuando la deriva total de piso es igual a la deriva de diseño.

Área k – Área localizada sobre el alma y en la unión del alma con la aleta, medida desde el punto de tangencia en el alma y el filete de unión de la aleta y el alma, hasta una distancia de 38 mm medida sobre el alma a partir del punto de tangencia. En esta zona la tenacidad frecuentemente es menor que en el resto de la sección.

Arriostramiento diagonal — miembro estructural inclinado que soporta principalmente carga axial y que se emplea para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una cercha para resistir las cargas horizontales.

ASTM — *American Society for Testing of Materials*

Rigidizadores de cara — Rigidizadores soldados a las vigas de acero estructural embebidas en muros o columnas de concreto reforzado. Las placas se localizan en la cara del concreto reforzado para dar confinamiento y transferir las cargas al concreto a través del contacto directo.

Barras de refuerzo por construcción — Acero de refuerzo en miembros compuestos que no se diseña para transmitir cargas, sino para facilitar la construcción o proporcionar anclaje a estribos. Generalmente, dicho refuerzo no requiere traslapos para ser continuo.

Base de columnas — Conjunto de placas, conectores, pernos y anclajes en la base de la columna, usados para trasmitir las fuerzas entre la superestructura de acero y la fundación.

Carga sísmica amplificada — Es la componente horizontal de la carga sísmica E multiplicada por Ω_o.

Ciclo completo de carga — Un ciclo de rotación tomado a partir de una carga nula hasta otra carga nula, que incluya un pico positivo y uno negativo.

Columna compuesta — Sección de acero estructural embebida o rellena de concreto, que es usada como columna.

Columna compuesta embebida — Columna de acero estructural totalmente embebida en concreto reforzado.

Columna de cierre — Puntal vertical que conecta la intersección de una riostra en un pórtico arriostrado en V invertida, de un nivel a otro.

Columna exenta — Columna que no necesita cumplir los requisitos de la ecuación F.3.5.3-1 para PRM-DES.

Columnas compuestas rellenas de concreto — Perfiles tubulares estructurales, circulares o rectangulares rellenos de concreto.

Conexión compuesta parcialmente restringida — Es una conexión parcialmente restringida, tal como se define en la sección F.2.2.3.5.2.2 que conecta vigas compuestas parcial o totalmente, a columnas de acero con una resistencia a flexión proporcionada por un par formado por el acero de refuerzo de la placa de concreto y una conexión de ángulo de asiento o similar en la aleta inferior de la viga.

Conexión ensayada — Conexión que cumple con los requisitos de la sección F.3.10.2.

Conexión precalificada — Conexión que cumple con los requisitos de la sección F.3.10.1.

DES — ***Sistemas sísmicos con capacidad especial de disipación de energía*** — Sistema sísmico diseñado para soportar una acción inelástica significativa ocasionada en algunos miembros debido al sismo de diseño.

DMI — ***Sistemas sísmicos con capacidad mínima de disipación de energía*** — Sistema sísmico diseñado para soportar una acción inelástica limitada que es ocasionada en algunos miembros debido al sismo de diseño.

DMO — ***Sistemas sísmicos con capacidad moderada de disipación de energía*** — Sistema sísmico diseñado para soportar una acción inelástica moderada que es ocasionada en algunos miembros por el sismo de diseño.

Elemento colector — Miembro que sirve para transferir cargas entre el diafragma de piso y los miembros del sistema de resistencia sísmico.

Elemento de borde horizontal — Una viga conectada a una o más placas de alma en un sistema **MCA**.

Elemento de borde intermedio — Un miembro que no sea viga o columna que proporciona resistencia a una placa de alma adyacente a una abertura en sistemas **MCA**.

Elemento de borde vertical — Una columna conectada a una o más placas de alma en un sistema **MCA**.

Esfuerzo de fluencia esperado — Esfuerzo de fluencia del material, igual al esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y, multiplicado por R_y.

Espécimen de prueba de riostra — Elemento aislado de una riostra con pandeo restringido que se usa para el ensayo de laboratorio que pretende modelar la riostra en el prototipo.

Factor de modificación de la respuesta sísmica, R — Factor que reduce los efectos de carga sísmica a nivel de resistencia como se especifica en el Título A. de estas normas.

Factor de resistencia, ϕ — Factor que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia real con respecto a la nominal y el tipo y consecuencias de la falla.

Factor de sobreresistencia, Ω_o — Factor especificado por esta norma con el fin de determinar la carga sísmica amplificada.

MCA — ***Muros de cortante de placa de acero con disipación de energía especial*** — Sistema de muros de cortante que cumplen con los requisitos de la sección F.3.8.5.

MCAC — ***Muros de cortante de placa de acero, compuestos*** — Sistemas de muros de cortante que cumplen los requisitos de la sección F.3.8.6.

MCC — DES — Muros de cortante compuestos de concreto reforzado y perfiles de acero estructural, con capacidad especial de disipación de energía — Muros de cortante compuesto que cumplen con los requisitos de la sección F.3.8.5.

MCC — DMI — Muros de cortante compuestos de concreto reforzado y perfiles de acero estructural, con capacidad mínima de disipación de energía — Muros de cortante compuesto que cumplen con los requisitos de la sección F.3.8.4.

Miembro de arriostramiento — Miembro que proporciona rigidez y resistencia para controlar el movimiento fuera del plano de otro miembro de la estructura en los puntos arriostrados.

Miembro de borde — Porción del borde de un muro o diafragma que se refuerza con miembros de acero estructural o acero de refuerzo longitudinal y transversal.

Miembros de arriostramiento lateral — Miembro diseñado para impedir el pandeo lateral o lateral torsional de los miembros principales de un pórtico.

Miembro de alta ductilidad — Miembro solicitado por grandes rotaciones plásticas (más de 0.02rad) bajo el sismo de diseño.

Miembro de ductilidad moderada — Miembro solicitado j rotaciones plásticas moderadas (0.02 rad o menos) bajo el sismo de diseño.

Muro de cortante compuesto — Muro que consiste en una lámina de acero revestida con concreto por una o ambas caras, proporcionando rigidez fuera del plano para prevenir el pandeo local de la lámina de acero y que cumple con los requisitos de la sección F.3.8.6.

Núcleo de acero — Es el elemento de las riostras que resiste la fuerza axial en PAPR. El núcleo de acero comprende un segmento de fluencia y las conexiones para transferir su fuerza axial a los elementos de unión; también podrían incluirse las proyecciones por fuera del revestimiento y segmentos de transición entre las proyecciones y el segmento que fluye.

PA — ***Pórtico arriostrado*** — Sistema que consiste esencialmente de una cercha vertical que proporciona resistencia a las fuerzas laterales y estabilidad al sistema estructural.

PACC — DMI — Pórtico compuesto arriostrado con capacidad mínima de disipación de energía — Pórtico compuesto arriostrado que cumple con los requisitos de la sección F.3.8.1.

PACC — DES — Pórtico compuesto arriostrado concéntricamente con capacidad especial de disipación de energía — Pórtico compuesto arriostrado que cumple con los requisitos de la sección F.3.8.2.

PAC — DES — Pórtico arriostrado concéntricamente con disipación de energía especial — Un pórtico arriostrado en donde todos los miembros del sistema de arriostramiento están solicitados principalmente por fuerzas axiales, y que debe cumplir los requisitos de F.3.6.2.

PAC — DMI — Pórtico arriostrado concéntricamente con disipación de energía mínima — Un pórtico arriostrado en donde todos los miembros del sistema de arriostramiento están solicitados principalmente por fuerzas axiales, y que debe cumplir los requisitos de F.3.6.1.

PAE — Pórtico arriostrado excéntricamente — Pórtico arriostrado mediante diagonales en el que por lo menos un extremo de cada riostra está conectado a la viga, a una corta distancia de una conexión viga a columna o de otra conexión viga a riostra. El pórtico arriostrado excéntricamente debe cumplir los requisitos de F.3.6.3.

PAEC — Pórtico compuesto arriostrado excéntricamente — Pórtico compuesto arriostrado que cumple con los requisitos de la sección F.3.8.3.

PAPR — Pórtico con arriostramientos de pandeo restringido — Pórtico arriostrado diagonalmente que cumple con los requisitos de la sección F.3.6.4, en el cual todos los miembros del sistema de arriostramiento están solicitados principalmente por fuerzas axiales y en el cual el estado límite de pandeo por compresión de las riostras se impide para fuerzas y deformaciones correspondientes a 2 veces la deriva de piso de diseño.

PCD — Pórticos con cerchas dúctiles — Pórticos resistentes a momentos con cercha dúctil en celosía cuyo tramo central, denominado segmento especial, se diseña para que actué como un elemento disipador de energía, de modo que todos los elementos diferentes al segmento especial permanezcan en rango elástico, y que cumpla con los requisitos de la sección F.3.5.4.

Placa compuesta — Placa de concreto fundida sobre una lámina colaborante, que actúa como diafragma y transfiere las cargas a los elementos del sistema de resistencia sísmico.

Placas de continuidad — Son rigidizadores de columna en la parte superior e inferior de la zona de panel; también conocidos como rigidizadores transversales.

Placas de ensayo de material — Espécimen de prueba a partir del cual se maquinan los cupones de prueba para determinar las propiedades mecánicas.

Pórtico arriostrado en **K** — Es una configuración en la cual las riostras se conectan a la columna por fuera del diafragma o en otro punto donde no existen restricciones al desplazamiento por fuera del plano del arriostramiento.

Pórtico arriostrado en **X** — Pórtico arriostrado concéntricamente (con capacidad especial o mínima de disipación de energía), en donde un par de riostras diagonales se cruzan aproximadamente en el punto medio del arriostramiento.

Pórtico arriostrado en **V** — Pórtico arriostrado concéntricamente en el que un par de riostras diagonales localizadas por encima o por debajo de una viga se conectan a un punto único dentro de la luz de la viga. Cuando las riostras diagonales se conectan por debajo a la viga también se le suele llamar pórtico arriostrado en **V** invertida.

Pórtico arriostrado en **Y** — Pórtico arriostrado excéntricamente, en donde el vástago de la **Y** es el vínculo del sistema del pórtico arriostrado excéntricamente.

PRMC — DES — Pórtico compuesto resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía — Pórtico compuesto resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.7.3.

PRMC — DMI — Pórtico compuesto resistente a momento con capacidad mínima de disipación de energía — Pórtico compuesto resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.7.1.

PRMC — DMO — Pórtico compuesto resistente a momento con capacidad moderada de disipación de energía — Pórtico compuesto resistente a momentos que cumple con los requisitos de la sección F.3.7.2.

PRMC — PR — Pórtico compuesto resistente a momento parcialmente restringido — Pórtico compuesto resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.7.4.

PRM — DES — Pórtico resistente a momento con disipación de energía especial — Sistema de pórtico resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.5.3.

PRM — DMI — Pórtico resistente a momento con disipación de energía mínima — Sistema de pórtico resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.5.1

PRM — DMO — Pórtico resistente a momento con disipación de energía moderada — Sistema de pórtico resistente a momento que cumple con los requisitos de la sección F.3.5.2

PTE — Perfiles Tubulares Estructurales

Prototipo — Diseño de la conexión o riostra que se usará en la edificación.

Refuerzo de transferencia de carga — Refuerzo de miembros compuestos que se diseña y detalla para resistir las cargas requeridas.

Resistencia ajustada de la riostra — La resistencia de una riostra en PAPR para deformaciones correspondientes a 2 veces la deriva de piso de diseño.

Resistencia de diseño — Resistencia (bien sea fuerza, momento o esfuerzo, según corresponda) suministrada por un elemento o una conexión; es el producto de la resistencia nominal multiplicada por el coeficiente de resistencia, $\phi \mathbf{R}_n$.

Resistencia de diseño al corte del vínculo — La mínima resistencia de diseño a cortante del vínculo desarrollada por la resistencia a momento o a cortante del vínculo.

Resistencia esperada a la fluencia — Resistencia de fluencia por tensión de un miembro, que es igual al esfuerzo de fluencia esperado multiplicado por el área bruta del miembro, $\mathbf{A}_g$.

Resistencia esperada a la tensión — Resistencia a la tensión de un miembro, que es igual al mínimo esfuerzo a tensión especificada, $\mathbf{F}_u$, multiplicado por $\mathbf{R}_t$.

Resistencia estática a la fluencia — La resistencia de un miembro estructural o de una conexión determinada con base en pruebas ejecutadas usando cargas monotónicas aplicadas en forma lenta hasta la falla.

Resistencia nominal — Resistencia de la estructura o sus componentes (sin incluir el factor de resistencia) para contrarrestar los efectos de la carga aplicada de acuerdo con estas especificaciones.

Resistencia requerida — Fuerzas, esfuerzos y deformaciones producidas en un componente estructural, determinadas por medio de un análisis estructural utilizando las combinaciones de carga aplicables.

Revestimiento de riostras para **PAPR** — Elemento que resiste las fuerzas transversales al eje de la riostra, restringiendo de esta manera el pandeo del núcleo de acero. El revestimiento requiere de medios de transmisión de esta fuerza al resto del sistema restringido al pandeo. El revestimiento resiste poca o ninguna fuerza en el eje de la riostra.

Rigidizadores intermedios del alma de un vínculo — Rigidizadores verticales del alma colocados dentro del vínculo en PAE.

Riostra compuesta — Sección de acero estructural embebida o rellena de concreto, que es usada como riostra.

Riostra de pandeo restringido — Elemento prefabricado que consiste de un núcleo de acero y un sistema que impide su pandeo tal como se describe en el numeral F.3.6.4 y calificada con un ensayo de acuerdo a F.3.10.3.

Rótula plástica — Zona de plastificación que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico para seguir rotando como si fuera articulada.

Sección de viga reducida — Una reducción en la sección transversal de la viga en una longitud determinada que genera una zona de comportamiento inelástico en el miembro.

Sismo de diseño — Es el sismo representado por la respuesta del espectro de diseño de acuerdo con el título A de este Reglamento.

Sistema de resistencia a carga sísmicas — Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para resistir las cargas sísmicas incluyendo elementos como puntales, colectores, diafragmas y cerchas.

Sistema que restringe el pandeo — Sistema con restricciones que limitan el pandeo del núcleo de acero en pórticos con arriostramientos de pandeo restringido (PAPR). Este sistema comprende el revestimiento del núcleo de acero y de los elementos estructurales unidos a sus conexiones. El sistema que restringe el pandeo tiene el propósito de permitir la expansión transversal y la contracción longitudinal del núcleo de acero para deformaciones correspondientes a 2 veces la deriva de piso de diseño.

Soldadura con demanda crítica — Soldadura cuya demanda de deformaciones inelásticas y la consecuencia de su falla en el sistema de resistencia sísmico requiere de un control de calidad especial.

SRS — Sistema de resistencia sísmico.

SCV — DMI — SRS en el que las fuerzas sísmicas son resistidas por una o más columnas que trabajan en voladizo desde la cimentación o desde el nivel de diafragma inferior y que cumplen los requisitos de F.3.5.5.

SCV — DES — SRS en el que las fuerzas sísmicas son resistidas por una o más columnas que trabajan en voladizo desde la cimentación o desde el nivel de diafragma inferior y que cumplen los requisitos de F.3.5.6.

Temperatura de servicio mínima anticipada — La mínima temperatura promedio en una hora con un intervalo de recurrencia de 100 años.

Viga compuesta — Viga de acero estructural que trabaja en sección compuesta con concreto reforzado, ya sea por adherencia o mediante conectores de cortante.

Viga compuesta embebida — Viga de acero estructural totalmente embebida en concreto reforzado.

Viga compuesta no embebida — Viga compuesta en la que la sección de acero no está completamente embebida en concreto reforzado y que cuenta con unos conectores mecánicos para una acción compuesta con la placa de concreto reforzado o con la placa con lámina colaborante.

Viga de acople — Viga de acero estructural o compuesta que conecta muros de concreto reforzado adyacentes para que actúen juntos para resistir fuerzas laterales.

Viga parcialmente compuesta — Vigas compuestas no embebidas con una resistencia nominal a flexión controlada por la resistencia de los conectores de cortante.

Viga totalmente compuesta — Viga compuesta que tiene un número suficiente de conectores de cortante para desarrollar la resistencia nominal plástica a flexión de la sección compuesta.

Vínculo — En los pórticos arriostrados excéntricamente es el segmento de viga, localizado entre el extremo de una riostra diagonal y una columna o entre los extremos de dos riostras diagonales del pórtico arriostrado

excéntricamente. La longitud del vínculo se define como la distancia libre entre los extremos de la riostra diagonal y la cara de la columna o entre los extremos de las dos riostras diagonales.

Zona de panel — Área del alma en una conexión viga a columna limitada por las aletas de la viga y de la columna.

Zona protegida — Sector del miembro en el cual se deben cumplir limitaciones de fabricación y ubicación de accesorios.

F.3.1.3 — SIMBOLOGIA

La nomenclatura siguiente se aplica en este Capítulo.

$\mathbf{A_b}$	=	área transversal de un elemento de borde horizontal, mm^2
$\mathbf{A_c}$	=	área transversal de un elemento de borde vertical, mm^2
$\mathbf{A_f}$	=	área de la aleta del miembro, mm^2
$\mathbf{A_g}$	=	área bruta, mm^2
$\mathbf{A_{lw}}$	=	área del alma del vínculo (sin incluir aletas), mm^2
$\mathbf{A_s}$	=	área de la sección transversal del núcleo de acero, mm^2
$\mathbf{A_s}$	=	área del refuerzo de transferencia en una viga de acople mm^2
$\mathbf{A_{sc}}$	=	área del segmento de fluencia del núcleo de acero, mm^2
$\mathbf{A_{sh}}$	=	área mínima de estribos, mm^2
$\mathbf{A_{sp}}$	=	área horizontal de la placa de acero atiesada para muros de acero compuestos, mm^2
$\mathbf{A_{st}}$	=	área del rigidizador del vínculo, mm^2
$\mathbf{A_{tb}}$	=	área de refuerzo de transferencia en vigas de acople, mm^2
$\mathbf{C_a}$	=	relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño
$\mathbf{C_d}$	=	coeficiente que relaciona la rigidez relativa de la riostra y su curvatura
D	=	carga muerta debida al peso propio de los elementos de la estructura y de todos los materiales de construcción o equipos incorporados de forma permanente a ella, N
D	=	diámetro externo de perfiles tubulares estructurales redondos PTE, mm
E	=	fuerza sísmica de diseño
E	=	modulo de elasticidad del acero 200 000 MPa
$\mathbf{F_y}$	=	resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar, MPa
$\mathbf{F_{yb}}$	=	$\mathbf{F_y}$ de una viga, MPa
$\mathbf{F_{yc}}$	=	$\mathbf{F_y}$ de una columna, MPa
$\mathbf{F_{yh}}$	=	resistencia mínima especificada a la fluencia de los estribos
$\mathbf{F_{ysc}}$	=	resistencia mínima especificada a la fluencia del núcleo de acero, o resistencia real a la fluencia del núcleo de acero como se determina en un ensayo, MPa
$\mathbf{F_u}$	=	resistencia mínima especificada a la tensión, MPa
H	=	altura de piso, la cual puede ser tomada como la distancia vertical entre ejes horizontales consecutivos del pórtico o como la distancia vertical entre la parte superior de losas de piso consecutivas, mm
$\mathbf{H_c}$	=	altura libre de piso, la cual puede ser tomada como la distancia entre la parte inferior de la aleta de la viga de encima y la parte superior de la aleta de la viga de abajo, o la parte superior de la losa, si la hay, mm
I	=	momento de inercia, mm^4
$\mathbf{I_c}$	=	momento de inercia de un elemento de borde vertical (EBV) tomado perpendicular a la dirección de la línea de la placa del alma
K	=	coeficiente de longitud efectiva para miembros prismáticos
L	=	distancia entre ejes centrales de los elementos de borde verticales, mm
L	=	luz de la cercha, mm

L_b = longitud entre puntos arriostrados para controlar el desplazamiento lateral de la aleta en compresión o la torsión de la sección transversal, mm
L_{cf} = distancia libre entre aletas de elementos de borde vertical (EBV), mm
L_c = distancia embebida de la viga de acople, mm
L_h = distancia entre articulaciones plásticas, mm
L_p = longitud límite sin arriostramiento transversal que permite desarrollar la resistencia plástica a la flexión, con momento uniforme, mm
L_{pd} = longitud límite sin arriostramiento transversal para análisis plástico, mm
L_s = longitud del segmento especial, mm
M_n = resistencia nominal a flexión, N-mm
M_{nc} = resistencia nominal a flexión de la cuerda del segmento especial, N-mm
M_{nPR} = resistencia nominal a flexión de una conexión parcialmente restringida para una rotación de 0.02rad, mm
M_p = momento plástico nominal a flexión, N-mm
M^*_{pc} = momento plástico nominal a flexión modificado por carga axial, N-mm
M_{pb} = momento plástico nominal a flexión de la viga, N-mm
M_{pc} = resistencia plástica nominal a flexión de la columna, N-mm
M^*_{pcc} = resistencia nominal a flexión de una columna compuesta o de concreto reforzado considerado la resistencia axial requerida, N-mm
$M_{p\,esp}$ = momento plástico esperado, N-mm
$M^*_{p\,esp}$ = resistencia a la flexión esperada en la intersección de los ejes de la viga y la columna , N-mm
M_r = resistencia a flexión esperada, N-mm
M_u = resistencia requerida a flexión, N-mm
$M_{u\,esp}$ = resistencia esperada requerida a flexión, N-mm
M_{uv} = momento adicional ocasionado por la amplificación del cortante desde la articulación plástica al eje de la columna, N-mm
P_b = resistencia requerida del arriostramiento lateral en el extremo del vínculo, N
P_{tb} = resistencia axial de diseño del muro para la condición balanceada, N
P_c = resistencia axial de diseño de una columna, N
P_{ns} = resistencia axial nominal de una columna, N
P_n = resistencia nominal a compresión de la columna compuesta calculada de acuerdo con el Capítulo F.2, N
P_{nc} = resistencia nominal a la compresión axial de miembros diagonales del segmento especial, N
P_{nt} = resistencia nominal a la tensión axial de miembros diagonales del segmento especial, N
P_{no} = resistencia axial nominal de una columna compuesta con excentricidad cero, N
P_r = resistencia a compresión requerida, N
P_u = resistencia axial requerida de una columna , N
P_{uc} = resistencia axial requerida de una columna a compresión, N
P_y = resistencia axial nominal a la fluencia de un miembro $= F_y A_g$, N
P_{ysc} = resistencia axial a la fluencia del núcleo de acero, N
Q_l = fuerzas axiales y momentos generados por al menos 1.25 veces la resistencia nominal a corte esperada del vínculo
R = coeficiente sísmico de modificación de respuesta
R = radio de una perforación en el alma de una viga, mm
R_n = resistencia nominal de un miembro, N
R_t = relación entre la resistencia a tensión esperada y la resistencia mínima especificada a tensión F_u
R_u = resistencia requerida, N

R_v = resistencia nominal a corte en la zona del panel, N
R_y = relación entre la resistencia a la fluencia esperada F_{ye} y la resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar, F_y
$V_{n\,comp}$ = resistencia nominal a cortante de una viga de acople, N
V_n = resistencia nominal al corte de un miembro, N
V_{ne} = resistencia al corte vertical esperado del segmento especial, N
V_{ns} = resistencia nominal a cortante de la placa de acero para muros de cortante de acero compuestos, N
V_p = resistencia nominal al corte de un vínculo activo, N
V_{pa} = resistencia nominal al corte de un vínculo activo, modificada por la magnitud de la carga axial, N
V_u = resistencia requerida al corte de un miembro, N
Y_{con} = distancia de la parte superior de la viga de acero a la parte superior de la losa de concreto o recubrimiento, mm,
Y_{PNA} = distancia máxima desde la fibra a máxima compresión en el concreto al eje neutro plástico, mm
Z = módulo de sección plástico de un miembro, mm^3
Z_b = módulo de sección plástico de una viga, mm^3
Z_c = módulo de sección plástico de una columna, mm^3
Z_x = módulo de sección plástico con respecto al eje x , mm^3
Z_{RBS} = módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga, mm^3
b = ancho de un elemento a compresión, mm
b_{cf} = ancho de aleta de una columna, mm
b_f = ancho de aleta, mm
b_w = ancho de la sección transversal de concreto menos el ancho del perfil de acero medido perpendicular a la dirección del cortante, mm
b_w = ancho del muro, mm
d = peralte de la viga, mm
d_c = peralte de una columna, mm
d_p = diámetro nominal del perno, mm
d_z = altura total de la zona de panel entre placas de continuidad, mm
e = longitud del vínculo en un pórtico arriostrado excéntricamente, mm
h = distancia libre entre aletas menos el filete o radio de la esquina para perfiles laminados; para perfiles armados, la distancia entre líneas de pernos adyacentes o la distancia libre entre aletas cuando se usa soldadura; para secciones en T , la altura total; y para PTE rectangulares, la distancia libre entre aletas menos el radio interior de las esquinas a cada lado, mm
h = distancia entre los ejes centrales de los elementos de borde horizontal, mm
h_o = distancia entre centroides de aletas, mm
h_{cc} = distancia en la sección transversal del núcleo confinado en columnas compuestas medida centro a centro del refuerzo transversal, mm
l = longitud no arriostrada entre conectores de miembros de arriostramiento armados, mm
l = longitud no arriostrada de miembros de compresión o de arriostramiento, mm
r = radio de giro que gobierna, mm
r_y = radio de giro con respecto al eje y , mm
s = espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del miembro compuesto, mm
t = espesor de la parte conectada, mm
t = espesor del elemento, mm
t = espesor del alma de la columna o placas de enchape, mm ,F.3.1.8
t_{bf} = espesor de la aleta de una viga, mm
t_{eff} = espesor efectivo de la placa del alma, mm
t_{cf} = espesor de la aleta de una columna, mm
t_f = espesor de la aleta, mm

t_p = espesor de la zona de panel incluyendo las placas de enchape, mm
t_w = espesor del alma, mm
w_z = ancho de la zona de panel entre las aletas de la columna, mm
Z_{RBS} = modulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga, mm^3
$\sum A_{tb}$ = área total del refuerzo de transferencia, mm²
$\sum M^*_{pc}$ = momento en la intersección del eje de la viga y el de la columna, determinado por la suma de los momentos plásticos nominales proyectados de la columna, reducidos por el esfuerzo axial P_{uc}/A_g , de la parte superior e inferior de la conexión a momento de la viga, N-mm.
$\sum M^*_{pb}$ = momento en la intersección de los ejes centrales de la viga y la columna, determinado por la proyección de los máximos momentos desarrollados en la viga, medidos en la cara de la columna. los máximos momentos desarrollados se deben obtener a partir de los resultados de los ensayos, N-mm
$\sum M^*_{pcc}$ = suma de las resistencias nominales a flexión de la columna compuesta, arriba y abajo del nudo, en la intersección de los ejes de la viga y la columna, N-mm.
$\sum M^*_{p\,esp}$ = suma de las resistencias esperadas a flexión de las vigas de acero o embebidas en la intersección de los ejes de la viga y la columna, N-mm.
α = ángulo de los miembros diagonales con la horizontal
α = ángulo del la fluencia del alma, en radianes, medido respecto a la vertical
β = factor de ajuste de la resistencia a compresión,
Δ = deriva de piso de diseño, mm
Δ_b = deformación usada para el control de carga de los especímenes de ensayo (rotación total del extremo de la riostra para el ensamble del espécimen de ensayo; deformación axial total en el arriostramiento para del espécimen de ensayo), mm
Δ_{bm} = deformación, Δ_b , correspondiente a la deriva de diseño, mm
Δ_{by} = deformación, Δ_b , en la primera fluencia significativa de la probeta, mm
Ω_o = factor de sobre resistencia para la componente horizontal del sismo
δ = deformación usada para controlar la carga de las probetas
ρ' = relación del esfuerzo debido a la resistencia axial requerida P_u / A_g y el esfuerzo debido a la resistencia a corte requerida V_u / A_w de un vínculo
λ_{hd} , λ_{md} = parámetros límite de esbeltez para elementos a compresión de alta y moderada ductilidad, respectivamente
ϕ = factor de resistencia
ϕ_b = factor de resistencia para flexión
ϕ_c = factor de resistencia para compresión
ϕ_v = factor de resistencia al corte de la zona de panel para conexiones viga a columna
ϕ_v = factor de resistencia a cortante
θ = ángulo de deriva de piso en radianes
γ_{total} = ángulo de rotación del vínculo
ω = factor de ajuste de endurecimiento por deformación

F.3.1.4 — MATERIALES

F.3.1.4.1 — *Especificaciones del material* — El acero que se utilice en los sistemas de resistencia a carga sísmica debe cumplir con los requisitos especificados en F.3.1, excepto lo que se modifique en esta sección. La resistencia a la fluencia especificada para miembros de acero en los cuales se espera un comportamiento inelástico no debe exceder de 345 MPa para los sistemas estructurales que se definen en F.3.5, F.3.6, F.3.7, F.3.8 ni de 380 MPa para los sistemas definidos en F.3.5.1 y F.3.6.1, F.3.7.1, F.3.8.1 y F.3.8.4 a menos que el comportamiento del material sea debidamente probado y certificado, excepto que el esfuerzo de fluencia mínimo del acero no debe exceder 450MPa para columnas en los sistemas definidos en las secciones F.3.5.3, F.3.5.4, F.3.7.3, F.3.8.1, F.3.8.2, F.3.8.3 y para columnas en todos los sistemas de F.3.6.

El acero utilizado en los sistemas de resistencia a carga sísmica descritos en F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8 debe limitarse a los que cumplan con una de las siguientes especificaciones NTC 1920 (ASTM A36/A36M), (ASTM A53/A53M), NTC 1986 (ASTM A500 Grados B o C), NTC 2374 (ASTM A501),(ASTM A529/A529M), NTC 1985 (ASTM A572/A572M Grados 42, 50 o 55), NTC 2012 (ASTM A588/A588M), (ASTM A913/A913M Grados 50, 60 o 65), (ASTM A992/A992M), (ASTM A1011 Grado 55), (ASTM A1043/A1043M) . El acero utilizado para placas de base de columnas debe cumplir con una de las especificaciones NTC (o ASTM) precedentes, o con la NTC2633 (ASTM A283/A283M Grado D).

Se permiten otros aceros o materiales en PAPR siempre y cuando se cumpla con los requisitos de las secciones F.3.6.4 y F.3.11.3.

F.3.1.4.2 — *Resistencia esperada del material* — Cuando se solicite en estos requisitos, la resistencia requerida de un elemento, miembro o conexión debe determinarse a partir de la resistencia esperada a la fluencia $R_y F_y$ del miembro o miembro adyacente, según aplique, donde F_y es la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero a usar en el miembro, y R_y es la relación del esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo F_y .

Cuando se requiera determinar la resistencia nominal, R_n , para estados límites en el mismo miembro en el cual se determina la resistencia requerida, se permite utilizar el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$, y la resistencia a rotura esperada, $R_t F_u$, en lugar de F_y y F_u , respectivamente, donde F_u es la resistencia mínima de rotura especificada y R_t es la relación entre la resistencia a rotura esperada y la resistencia mínima a rotura F_u de dicho material.

Existen varios casos en los que un miembro o un estado límite en la conexión de dicho miembro deben diseñarse para fuerzas correspondientes a la resistencia esperada del material. Tales casos implican la determinación de la resistencia nominal R_n de la viga por fuera del vínculo en PAE, estados límite de rotura en riostras diagonales (roturas de bloque de cortante y por área neta en PAC – DES), etc. En tales casos se permite utilizar la resistencia esperada del material en la determinación de la resistencia de diseño del miembro. Para elementos conectados y otros miembros debe utilizarse la resistencia especificada del material.

Los valores de R_y y R_t para varios aceros y concretos se muestran en la tabla F.3.1.4 -1. Se permite el uso de otros valores de R_y y R_t si se determinan mediante pruebas similares en dimensiones y procedencia del material utilizado, de acuerdo con los requisitos para el grado de acero especificado.

Tabla F.3.1.4-1
Valores de R_y y R_t para aceros y concreto

Aplicación	R_y	R_t
Secciones laminadas en caliente en barras:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Grado 36	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grado 50 o 55,	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Grado 50, 60 o 65	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grado 55	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Grado 50	1.2	1.1
• ASTM A529 Grado 50	1.2	1.2
• ASTM A529 Grado 55	1.1	1.2
Perfiles tubulares estructurales (PTE):		
• ASTM A500 (Grado B o C), ASTM A 501	1.4	1.3
Tubería de acero:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2

Tabla F.3.1.4-1 (continuación)
Valores de R_y y R_t para aceros y concreto

Aplicación	R_y	R_t
Placas y láminas:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Grado 36	1.3	1.1
• ASTM 1011 HSLA Grado 50	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Grado 42	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Grado 50 o 55,	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
Acero de refuerzo: • ASTM A615, A706	1.25	1.25
Concreto: • Concreto estructural	Ver ASCE/SEI 41-06	Ver ASCE/SEI 41-06

F.3.1.4.3 — *Secciones pesadas* — Adicionalmente a los requisitos de la sección F.2.3.1.3, cuando se usen miembros en el sistema de resistencia sísmico con aletas de 38 mm de espesor o mayores, y placas con espesores mayores de 50 mm, deben tener una tenacidad mínima en prueba Charpy con muesca en V, de 27 N-m a 21ºC, medida en las ubicaciones permitidas por ASTM A673, frecuencia P, cuando la placa se utiliza para lo siguiente:

(a) Miembros fabricados con placas.
(b) Placas de conexión en las que se esperan cargas sísmicas, tales como cartelas de unión que actúen como articulaciones que permitan el pandeo fuera del plano de riostras diagonales, algunos cubre placas atornillados para conexiones a momento, algunas placas de extremo para conexiones a momento atornilladas, y algunas placas de base de columnas diseñadas como pasador.
(c) El núcleo de acero en PAPR.

F.3.1.4.4 — *Consumibles de soldadura*

F.3.1.4.4.1 — *Soldaduras del sistema de resistencia sísmico* — Todas las soldaduras usadas en miembros y conexiones del resistencia sísmico deben realizarse con metales de aporte que cumplan los requisitos especificados en la tabla F.3.1.4 - 2.

Tabla F.3.1.4-2
Propiedades para clasificación de metal de aporte en soldaduras de sistemas de resistencia sísmicos

Propiedades	Clasificación	
	480 MPa	550 MPa
Esfuerzo de fluencia, (MPa)	400 min	470 min
Resistencia última, (MPa)	480 min	550 min
Alargamiento, %	22 min	19 min
Tenacidad Charpy, (J)	27 min @ - 18°C[a]	

[a] Los metales de aporte clasificados para cumplir 27 J min a una temperatura menor que - 18°C también cumplen este requisito.

En adición a lo anterior, las soldaduras que sean designadas como de demanda crítica deben hacerse con metales de aporte que cumplan los requisitos especificados en la tabla F.3.1.4 -3

Tabla F.3.1.4-3
Propiedades mecánicas para soldaduras de demanda crítica

Propiedades	Clasificación	
	480 MPa	550 MPa
Esfuerzo de fluencia, (MPa)	400 min	470 min
Resistencia última, (MPa)	480 min	550 min
Alargamiento, %	22 min	19 min
Tenacidad Charpy, (J)	54 min @ 20°C[a,c]	

[a] Para temperatura de servicio mínima esperada de 10°C. Para temperaturas menores consultar AWS D 1.8, numeral 6.3.6.
[c] Los ensayos realizados de acuerdo con AWS D 1.8 anexo A que cumplan con 54 J a temperaturas menores que 20°C también cumplen estos requisitos.

F.3.1.4.5 — *Concreto y acero de refuerzo* — El concreto y el acero de refuerzo que se utilice en sistemas de resistencia sísmico compuestos DMO y DES, en las secciones F.3.7.2, F.3.7.3, F.3.7.4, F.3.8.2, F.3.8.3, F.3.8.5 y F.3.8.6 deben cumplir los requisitos del Título C, Capítulo 21. El concreto y acero de refuerzo que se utilice en sistemas de resistencia sísmico compuestos DMI en las secciones F.3.7.1, F.3.8.1 y F.3.8.4 deben cumplir con los requisitos de C.21.1.1.5

F.3.1.5 — PLANOS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

F.3.1.5.1 — *Generalidades* — Los planos estructurales deben incluir la información especificada en A.1.5.2.1, así como la siguiente información:

(a) Designación del sistema de resistencia a carga sísmica.
(b) Designación de los miembros y conexiones que hacen parte del sistema de resistencia a carga sísmica.
(c) Localización y dimensiones de las zonas protegidas.
(d) Detalles de conexión entre el diafragma y los elementos de acero en el sistema de resistencia sísmico.
(e) Planos de taller y montaje no indicados en el numeral F.3.9.1.

F.3.1.5.2 — *Estructuras de acero* — Adicionalmente a lo solicitado en el numeral anterior los planos estructurales y las especificaciones para estructuras de acero deben incluir los siguientes conceptos:

(a) Configuración de las conexiones.
(b) Especificaciones y tamaños del material de conexión.
(c) Localización de soldaduras de demanda crítica.
(d) Ubicación de placas de unión que deben ser detalladas para permitir rotaciones inelásticas.
(e) Localización de placas de conexión que requieran tenacidad Charpy de acuerdo con la sección F.3.1.4.3.
(f) Temperatura de servicio mínima esperada de la estructura de acero, si la estructura no fuera recubierta y mantenida a una temperatura de 10° C ó mayor.
(g) Sitios donde las platinas de respaldo deben ser removidas.
(h) Sitios donde se requieren filetes de soldadura suplementarios cuando pueda dejarse instalada la platina de respaldo.
(i) Ubicación donde se deben utilizar filetes de soldadura para reforzar soldaduras a tope para mejorar la geometría de la conexión.
(j) Localización donde deben removerse las extensiones de soldadura.
(k) Localización de los empalmes en los que se requieren transiciones graduales.
(l) La geometría de los agujeros de acceso de soldadura, en caso de que estos sean especiales.
(m) Juntas o grupos de juntas en los que se requiera un orden específico de ensamble, secuencia de soldadura, técnica de soldadura u otras precauciones especiales.

F.3.1.5.3 — *Construcción compuesta* — Adicionalmente a lo solicitado en el numeral F.3.1.5.1, y los requisitos del numeral anterior, si son aplicables a los componentes de acero en elementos de concreto reforzado o compuestos, los planos estructurales y especificaciones para construcción compuesta deben incluir los siguientes conceptos:

(a) Ubicación del acero de refuerzo, cortes, traslapos y empalmes mecánicos, ganchos y anclajes mecánicos, estribos y otros refuerzos transversales.
(b) Requisitos para cambio de dimensiones que resulten de cambios de temperatura y contracción.
(c) Localización, magnitud y secuencia de cualquier preesforzado o postensionado que se aplique.
(d) Localización de anclajes de acero con cabeza y anclajes con acero de refuerzo soldado.

F.3.2 — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

Este numeral establece los requisitos generales para el diseño sísmico de estructuras de acero que se usen bajo este Capítulo.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.2.1 — Requisitos generales de diseño sísmico.
F.3.2.2 — Cargas, combinaciones de carga y resistencias nominales
F.3.2.3 — Tipo de sistema

F.3.2.1 — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SÍSMICO

F.3.2.1.1 — *Zonas de amenaza sísmica* — Los requisitos para las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural dadas en el presente Título de este Reglamento deben aplicarse en cada una de las zonas de amenaza sísmica, como se definen en A.2.3 del Título A, así:

F.3.2.1.1.1 — *Zonas de amenaza sísmica baja* — Las estructuras hechas con perfiles de acero y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, tal como se definen en A.2.3.1, deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DMI) tal como las define F.3.2.1.2.1, aunque se permite el uso de estructuras de acero estructural con capacidad de disipación moderada (DMO) y especial (DES).

F.3.2.1.1.2 — *Zonas de amenaza sísmica intermedia* — Las estructuras hechas con perfiles de acero y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, tal como se definen en A.2.3.2 deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) tal como las define F.3.2.1.2.2, aunque se permite el uso de estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES).

F.3.2.1.1.3 — *Zonas de amenaza sísmica alta* — Las estructuras hechas con perfiles de acero y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, tal como se definen en A.2.3.3 deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y sólo pueden ser estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) tal como las define F.3.2.1.2.3.

F.3.2.1.2 — *Requisitos de capacidad de disipación de energía* — La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de las estructuras hechas con perfiles de acero diseñadas de acuerdo con los requisitos del Título F de este Reglamento, está definida de la siguiente manera:

F.3.2.1.2.1 — *Capacidad de disipación de energía mínima (DMI)* — La que ofrecen los elementos de acero estructural cuando se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 de estas normas así como los numerales F.3.1.10 para pórticos resistentes a momentos y F.3.1.13 para pórticos arriostrados concéntricamente.

F.3.2.1.2.2 — *Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)* — La que ofrecen los elementos de acero estructural cuando se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 y además se cumplen los requisitos de F.3.1.9 para pórticos resistentes a momentos.

F.3.2.1.2.3 — *Capacidad especial de disipación de energía (DES)* — La que ofrecen los elementos de acero estructural cuando se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 y además se cumplen los requisitos de F.3.1.8 para pórticos resistentes a momentos F.3.1.11 para pórticos con cerchas dúctiles, F.3.1.12 para pórticos arriostrados concéntricos, F.3.1.14 para pórticos arriostrados excéntricos, F.3.1.15 para pórticos con riostras de pandeo restringido y F.3.1.16 para estructuras con muros de cortante con placa de acero.

F.3.2.2 — CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y RESISTENCIA REQUERIDA

F.3.2.2.1 — *Cargas y combinaciones de carga* — Se deben tener en cuenta las cargas y combinaciones de carga estipuladas en B.2.4. Además se deben cumplir los siguientes requisitos:
Se deben incluir en el análisis los efectos ortogonales del sismo de acuerdo con A.3.6.3 a menos que se especifique lo contrario.
Cuando en el presente Capítulo se pida hacer las revisiones con las cargas sísmicas amplificadas, la componente horizontal de la carga del sismo E, obtenida de acuerdo con el Título A de estas normas, se multiplicará por el coeficiente de sobre resistencia Ω_o definido en A.3.3.9.

F.3.2.2.2 — *Resistencia requerida* — La resistencia requerida de los miembros estructurales y sus conexiones será la mayor de:

(a) La resistencia requerida que se determine mediante el análisis estructural con las combinaciones de carga apropiadas del Título B, y el numeral F.3.3.
(b) La resistencia requerida dada en los numerales F.3.4, F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

F.3.2.3 — TIPO DE SISTEMA — El sistema de resistencia sísmico debe contener uno ó más PRM, PAC o MC de acuerdo a los requisitos de los sistemas sísmicos especificados en F.3.4, F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

F.3.3 — ANALISIS

Este numeral establece los requisitos relativos al análisis.

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.3.1 — Requisitos generales.
F.3.3.2 — Requisitos adicionales
F.3.3.3 — Análisis no lineal.

F.3.3.1 — REQUISITOS GENERALES — Deberá realizarse un análisis de acuerdo con los requisitos del Título B y el Capítulo F.2.

Cuando el diseño se haga con base en un análisis elástico, las propiedades de rigidez de miembros en sistemas de acero deben basarse en las secciones elásticas, y los sistemas compuestos deben incluir los efectos de las secciones fisuradas.

F.3.3.2 — REQUISITOS ADICIONALES — Deben hacerse análisis adicionales tal como lo especifican los numerales F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

F.3.3.3 — ANÁLISIS NO LINEAL — Cuando se realice un análisis no lineal para satisfacer los requisitos de este Capítulo, debe realizarse de acuerdo con el Título F.2.

F.3.4 — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

Este numeral establece los requisitos relativos al diseño de miembros y de conexiones

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.4.1 — Requisitos de los miembros
F.3.4.2 — Conexiones
F.3.4.3 — Compatibilidad de deformación para miembros y conexiones que no pertenezcan al SRS.
F.3.4.4 — Pilotes de acero

F.3.4.1 — REQUISITOS DE LOS MIEMBROS — Los miembros de estructuras PRM, PAC y MC del SRS deben cumplir con los siguientes requisitos:

F.3.4.1.1 — *Clasificación de secciones por ductilidad* — Algunos miembros del SRS en los que se esperan deformaciones inelásticas bajo el sismo de diseño se clasifican en esta sección como miembros con ductilidad moderada o miembros con alta ductilidad. Cuando se requiera para los sistemas descritos en F.3.5, F.3.6, F.3.7, F.3.8 y F.3.4.4, estos miembros deben cumplir con este numeral.

F.3.4.1.1.1 — *Requisitos de sección en miembros dúctiles* — Los perfiles de acero en miembros con ductilidad moderada y alta ductilidad deben tener aletas conectadas continuamente al alma o almas. Las columnas compuestas embebidas deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.1.4.2.1 para miembros de ductilidad moderada y F.3.4.1.4.2.2 para miembros de alta ductilidad. Las columnas compuestas rellenas de concreto deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.1.4.3 para miembros con ductilidad moderada y alta. Los miembros de concreto reforzado deben cumplir con los requisitos del Título C.

F.3.4.1.1.2 — *Límites ancho — espesor de perfiles de acero o compuestos* — Para miembros clasificados como de ductilidad moderada, las esbelteces de los elementos a compresión deben ser menores a las esbelteces límites λ_{dm}, de la tabla F.3.4-1. Para miembros clasificados como de alta ductilidad las esbelteces de los elementos a compresión deben ser menores que λ_{da}, de la tabla F.3.4-1.

Tabla F.3.4-1
Valores límite de la Relación Ancho-Espesor para Elementos a Compresión

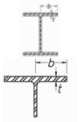
Descripción de elemento		Relación ancho - espesor	Esbelteces límite λ_{da} Miembros de ductilidad alta	Esbelteces límite λ_{dm} Miembros de ductilidad moderada	Ejemplo
Elementos no atiesados	Aletas de perfiles laminados en **I**, canales y Secciones en **T**.	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Aletas de ángulos sencillos o dobles con separadores.	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Aletas de pilotes de acero en **H** (F.3.4.4)	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Almas de secciones en **T**	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$ [a]	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

Tabla F.3.4-1 (continuación)
Valores límite de la Relación Ancho-Espesor para Elementos a Compresión

Descripción de elemento		Relación ancho - espesor	Esbelteces límite λ_{da} Miembros de ductilidad alta	Esbelteces límite λ_{dm} Miembros de ductilidad moderada	Ejemplo
Elementos atiesados	Paredes de PTE rectangular	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ [b]	$0.64\sqrt{E/F_y}$ [c]	
	Aletas en secciones de perfiles **I** encajonados o cajones armados	b/t			
	Placas laterales de perfiles **I** encajonados y paredes de cajones armados usados como diagonales	h/t			
	Almas de perfiles laminados o armados en **I** usados como vigas y columnas [d]	h/t_w	Para $C_a \le 0.125$: $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$; Para $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	Para $C_a \le 0.125$: $3.76\sqrt{E/F_y}(1-2.75C_a)$; Para $C_a > 0.125$: $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a) \ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Placas laterales en perfiles **I** encajonados usados como vigas y columnas	h/t			
	Almas de secciones en cajón armadas usadas para vigas y columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	
	Almas de perfiles en **I** laminados o armados usados como riostras	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de pilotes de acero en **H**	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	NA	
	Paredes de PTE circular	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ [e]	
Elementos compuestos	Paredes de miembros rectangulares rellenos	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de miembros redondos rellenos	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

[a] Para perfiles en **T** en compresión, la relación ancho - espesor límite para el alma puede incrementarse hasta: $0.38\sqrt{E/F_y}$

Si se cumplen las siguientes dos condiciones:

(1) El pandeo del miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma de la **T**

(2) La carga a compresión se transfiere en las conexiones del extremo solo a la cara exterior de la aleta de la **T**, resultando una conexión excéntrica que transmite esfuerzos de compresión reducidos en la punta del alma.

[b] La relación ancho - espesor límite de aletas de perfiles I encajonados o perfiles en cajón armados para columnas en sistemas PRM-DES no debe ser mayor que $0.6\sqrt{E/F_y}$

[c] La relación ancho - espesor límite en paredes de miembros PTE rectangulares, aletas de secciones **I** encajonadas y aletas de cajones armados usados como vigas y columnas no debe ser mayor de $1.12\sqrt{E/F_y}$

[d] Para vigas en **I** en sistemas PRM - DES, en los que C_a sea menor o igual que 0.125, la esbeltez h/t_w mínima no debe ser mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$. Para vigas en **I** en sistemas PRM - DMO, en los que C_a sea menor o igual que 0.125, la esbeltez h/t_w mínima no debe ser mayor que $3.76\sqrt{E/F_y}$

[e] La relación diámetro - espesor límite para PTE circulares que se utilicen como vigas o columnas no debe ser mayor de $0.07E/F_y$

F.3.4.1.2 — *Arriostramiento para la estabilidad de las vigas* — Cuando se requiera en F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8, se debe suministrar arriostramiento al pandeo lateral torsional a los perfiles de acero o perfiles embebidos solicitados por flexión, de acuerdo a lo especificado en los numerales siguientes:

F.3.4.1.2.1 — *Miembros con ductilidad moderada*

(a) El arriostramiento de miembros de acero con ductilidad moderada debe cumplir los siguientes requisitos:

(i) Ambas aletas de la viga deberán estar arriostradas lateralmente o la sección transversal arriostrada a torsión.

(ii) El arriostramiento de la viga debe cumplir los requisitos para riostras de F.2.19 para arriostramiento lateral o torsional de vigas en los que la resistencia a flexión esperada del miembro debe ser:

$$M_u = R_y Z F_y \qquad \text{F.3.4.1-1}$$

Se adoptará C_d definido en F2.19 como la unidad

(iii) El arriostramiento de la viga debe estar espaciado como máximo

$$L_b = 0.17 r_y E/F_y \qquad \text{F.3.4.1-2}$$

(b) El arriostramiento de vigas compuestas embebidas con ductilidad moderada debe satisfacer los siguientes requisitos:

(i) Ambas aletas de la viga deberán estar arriostradas lateralmente o su sección transversal arrisotrada a torsión.

(ii) El arriostramiento debe cumplir los requisitos para riostras del Título F.2 para arrisotramiento lateral o torsional de vigas, con $M_u = M_{p\ esp}$ de la viga tal como se especifica en el numeral F.3.7.2.2, y $C_d = 1$.

(iii) El arriostramiento debe tener un espaciamiento máximo de

$$L_b = 0.17 r_y E/F_y \qquad \text{F.3.4.1-3}$$

Se usarán las propiedades de la sección de acero y el cálculo de r_y en el plano de pandeo se debe basar en la sección transformada elástica.

F.3.4.1.2.2 — *Miembros con alta ductilidad* — Adicionalmente a los requisitos de los numerales F.3.4.1.2.1 (1) (i) y (ii), y F.3.4.1.2.1 (2) (i) y (ii), el arriostramiento de vigas con alta ductilidad debe tener un espaciamiento máximo de $L_b = 0.086 r_y E/F_y$. Para vigas compuestas embebidas se deben utilizar las propiedades de la sección de acero y el cálculo de r_y en el plano de pandeo se debe basar en la sección transformada elástica.

F.3.4.1.2.3 — *Arriostramiento especial en rótulas plásticas* — Se debe suministrar arriostramiento especial adyacente a las zonas donde se espera se desarrolle una rótula plástica, de acuerdo con lo requerido en F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

(a) Para vigas de acero, dicho arriostramiento debe satisfacer los siguientes requisitos:

(i) Ambas aletas de la viga deben estar arriostradas lateralmente o la sección transversal arriostrada a torsión.

(ii) La resistencia requerida del arriostramiento lateral a un lado de la rótula plástica debe ser:

$$P_u = 0.06 R_y Z F_y / h_o \qquad \text{F.3.4.1-4}$$

donde:

h_o = distancia entre centroides de aletas, mm

La resistencia requerida del arriostramienton torsional a un lado de la rótula plástica debe ser:

$$M_u = 0.06 R_y Z F_y \qquad \text{F.3.4.1-5}$$

(iii) La rigidez requerida de la riostra debe cumplir los requisitos para riostras de F.2.20 para arriostramiento lateral o torsional de vigas con $C_d = 1$, y donde la resistencia a la flexión esperada de la viga debe ser:

$$M_u = R_y Z F_y \qquad \text{F.3.4.1 - 6}$$

(b) Para vigas compuestas embebidas en concreto, dicho arriostramiento debe satisfacer los siguientes requisitos:

(i) Ambas aletas de la viga deben estar arriostradas lateralmente o la sección transversal arriostrada a torsión.

(ii) La resistencia requerida del arriostramiento lateral a un lado de la rótula plástica debe ser:

$$P_u = 0.06 M_{p\ esp} / h_o \qquad \text{F.3.4.1-7}$$

donde:

$M_{p\ esp}$ se determina de acuerdo con el numeral F.3.7.2.6.4

La resistencia requerida para el arriostramiento torsional a un lado de la rótula plástica debe ser $M_u = 0.06 M_{p\ esp}$ de la viga.

(iii) La rigidez requerida de la riostra debe cumplir los requisitos para riostras de F.2.20 para arriostramiento lateral o torsional de vigas, y donde $M_u = M_{p\ esp}$ de la viga se determina de acuerdo con la sección F.3.7.2.6.4, y $C_d = 1$.

F.3.4.1.3 — *Zonas Protegidas* — Las discontinuidades especificadas en la sección F.3.9.2.1 que resulten de los procedimientos de fabricación y montaje, o de la instalación de accesorios, no pueden realizarse en el área de un miembro o elemento de conexión que se haya designado como una zona protegida por estas provisiones.

***Excepción* —** Solo se permiten conectores de cortante tipo espigo, soldados y otras conexiones si se incluyen en conexiones precalificadas de acuerdo con la sección F.3.11.1, F.3.11.2 y F.3.11.3.

F.3.4.1.4 — *Columnas* — Las que hagan parte de sistemas PRM, arriostrados y muros de cortante deben satisfacer los requisitos de esta sección.

F.3.4.1.4.1 — *Resistencia requerida* — La resistencia requerida de columnas del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) Los efectos de las cargas resultantes de los requisitos del análisis para los sistemas aplicables en las secciones F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8, excepto que F.3.4.1.4.1 no aplica a las secciones F.3.7.1, F.3.8.1 y F.3.8.4.

(2) La resistencia a compresión utilizando las combinaciones de carga del Título B, incluyendo la carga sísmica amplificada. Se pueden despreciar los momentos aplicados a menos que estos resulten de una carga aplicada a la columna entre puntos de soporte lateral. La resistencia a compresión no requiere ser mayor que los siguientes valores:

(a) La máxima carga transferida a la columna por el sistema, incluyendo los efectos de la sobreresistencia del material y el endurecimiento por deformación.
(b) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación al levantamiento por volcamiento.

F.3.4.1.4.2 — *Columnas compuestas embebidas* — Las columnas de sistemas sísmicos compuestos de las secciones F.3.7 y F.3.8 deben cumplir los requisitos de F.2.9 además de los requisitos de esta sección, para miembros con ductilidad moderada y alta.

(1) Miembros con ductilidad moderada
Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:
(i) El máximo espaciamiento del refuerzo transversal en la parte superior e inferior debe tomarse como el menor de los siguientes:
(a) La mitad de la dimensión menor de la sección.
(b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal.
(c) 24 veces el diámetro del refuerzo transversal.
(d) 300 mm.
(ii) Estos espaciamientos deben mantenerse en una distancia vertical igual o mayor a las siguientes longitudes, medidas a partir de la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde se espera que se presente una articulación plástica.
(a) 1/6 de la altura libre de la columna.
(b) La máxima dimensión de la sección transversal.
(c) 450 mm.
(iii) El espaciamiento en la longitud restante de la columna no debe exceder el doble de los espaciamientos mencionados en **(i)**.
(iv) Los empalmes y detalles de extremo para columnas compuestas embebidas DMI de las secciones F.3.7.1, F.3.8.1 y F.3.8.4 deben satisfacer los requisitos de la sección C.7.8.2 El diseño debe cumplir con las secciones C.21.1.6 y C.21.1.7. El diseño debe considerar los efectos desfavorables de cambios abruptos en la rigidez del miembro y la resistencia nominal a tensión. Se consideran cambios abruptos las transiciones a secciones de concreto reforzado sin miembros de acero embebidos, transiciones entre secciones distintas de miembros de acero, y bases de columnas.
(v) No se permitirán mallas electrosoldadas como refuerzo transversal en miembros con ductilidad moderada.

(2) Miembros con ductilidad alta
Las columnas compuestas embebidas con ductilidad alta deben satisfacer los siguientes requisitos, además de los del numeral **(1)** anterior.
(i) El refuerzo longitudinal que transmite cargas debe cumplir los requisitos de la sección C.21.6.3.
(ii) El refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21 y deben cumplir con los siguientes requisitos:
(a) El área mínima de refuerzo transversal A_{sh} cumplirá con lo siguiente:

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right)\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) \qquad \text{(F.3.4.1-8)}$$

donde:
h_{cc} = dimensión de la sección transversal confinada del núcleo,medida centro a centro del refuerzo transversal, mm
s = espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del miembro, mm
F_y = esfuerzo límite de fluencia mínimo del núcleo de acero estructural, MPa
A_s = área de la sección transversal del núcleo de acero estructural, mm^2

P_n = resistencia nominal a compresión axial de la columna compuesta, N
f'_c = resistencia a compresión del concreto, MPa
F_{yh} = esfuerzo límite de fluencia mínimo del refuerzo transversal, MPa
No es necesario que se satisfaga la ecuación (F.3.4.1-8) si la resistencia nominal de la sección aislada de acero estructural embebida en concreto reforzado es mayor que la obtenida de la combinación $1.0D+0.5L$.
(b) El espaciamiento máximo del refuerzo transversal a lo largo de la longitud de la columna debe ser el menor de 6 diámetros de la barra longitudinal de transferencia de carga o 150 mm.
(c) En las especificaciones de la sección F.3.4.1.4.2 (1)(ii), (iii), o (iv), el máximo espaciamiento del refuerzo transversal debe ser el menor de ¼ de la menor dimensión del miembro o 100 mm. Para el refuerzo transversal, los estribos cruzados, y otros refuerzos de confinamiento deben espaciarse no más de 350 mm a centros en la dirección transversal.
(iii) Las columnas compuestas embebidas que hacen parte de un pórtico arriostrado con cargas nominales a compresión mayores que 0.2 veces P_n deben tener refuerzo transversal como se especifica en la sección F.3.4.1.4.2(2)(ii)(c) en toda su longitud. No es necesario satisfacer este requisito si la resistencia nominal de la sección aislada de acero estructural embebida es mayor al efecto de la carga para la combinación $1.0D+0.5L$.
(iv) Las columnas compuestas que soportan reacciones de miembros que tienen discontinuidad en rigidez, tales como muros o pórticos arriostrados, deben tener refuerzo transversal como se indica en la sección F.3.4.1.4.2(2)(ii)(c) en la longitud total por debajo del nivel de la discontinuidad, si la fuerza axial a compresión excede 0.1 veces P_n . En miembros discontinuos el refuerzo transversal se debe extender en el miembro discontinuo como mínimo la longitud requerida para desarrollar la fluencia total del perfil y el refuerzo longitudinal. No es necesario satisfacer este requisito si la resistencia nominal de la sección aislada de acero estructural embebida es mayor al efecto de la carga para la combinación $1.0D+0.5L$.
(v) Las columnas compuestas embebidas en PRMC-DES deben cumplir los siguientes requisitos:
(a) El refuerzo transversal debe cumplir los requisitos de la sección F.3.4.1.4.2(2)(ii) arriba y abajo de la columna en la región especificada en la sección F.3.4.1.4.2(1)(ii).
(b) Deben cumplirse los requisitos de diseño para columna fuerte – viga débil descritos en la sección F.3.7.3.4.1. La base de las columnas debe detallarse para que pueda desarrollar una articulación plástica.
(c) La resistencia requerida a cortante de la columna debe cumplir los requisitos ACI 318 21.6.5.1.
(vi) Cuando la columna termina en una losa de fundación o zapata, el refuerzo transversal especificado en esta sección debe extenderse como mínimo 300 mm dentro de la zapata o losa de fundación. Cuando la columna termina en un muro, el refuerzo transversal debe extenderse dentro del muro, por lo menos la longitud requerida para el desarrollo de la fluencia total de la sección de acero embebida y del refuerzo longitudinal.

F.3.4.1.4.3 — *Columnas compuestas rellenas* — Esta sección es aplicable a columnas que cumplen las limitaciones de F.2.9.2 y deben ser diseñadas de acuerdo al Capítulo F.2, excepto que la resistencia nominal a cortante de la columna compuesta será la que corresponde a la sección de acero aislada, con base en su área efectiva a cortante.

F.3.4.1.5 — *Diafragmas compuestos* — El diseño de diafragmas de piso o techo compuestos debe cumplir con los siguientes requisitos para efectos sísmicos.

F.3.4.1.5.1 — *Transferencia de carga* — Deben determinarse los detalles para transferir las cargas entre los diafragmas y miembros de borde, elementos colectores, y elementos del SRS.

F.3.4.1.5.2 — *Resistencia nominal a cortante* — La resistencia nominal a cortante en el plano de diafragmas compuestos con o sin tableros metálicos debe tomarse como la resistencia a cortante nominal del concreto reforzado sobre la cresta del tablero metálico de acuerdo con el Título C. Alternativamente, esta resistencia puede determinarse con ensayos de corte en el plano de diafragmas de concreto.

F.3.4.2 — CONEXIONES

F.3.4.2.1 — *Alcance* — Las conexiones, juntas y pernos que hagan parte del SRS deben cumplir con los requerimientos especificados en la sección F.2.10, más los siguientes requisitos adicionales.

Los empalmes y placas de base de columnas que no sean parte del SRS deben satisfacer los requisitos de las secciones F.3.4.2.5.1, F.3.4.2.5.3 y F.3.4.2.6.

Cuando existan zonas protegidas en elementos de conexión, de acuerdo con lo especificado en este Capítulo, se deben cumplir los requisitos de las secciones F.3.4.1.3 y F.3.9.2.1.

F.3.4.2.2 — *Juntas pernadas* — Las juntas pernadas deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) Todos los pernos deben ser pernos de alta resistencia totalmente tensionados. Todas las superficies deben prepararse como se requiere para juntas de deslizamiento crítico Clase A, de acuerdo con F.2.10.3.8.

***Excepción* —** Las caras de conexiones pueden tener recubrimientos que no hayan sido ensayados para su resistencia al deslizamiento, o con pinturas con un coeficiente de deslizamiento menor que superficie Clase A, para los siguientes casos:

(a) Conexiones a momento con placa de extremo, de acuerdo con los requisitos del numeral F.3.5.1.
(b) Conexiones pernadas en la que los efectos de la carga sísmica sean transferidos por tensión en los pernos o por compresión entre placas pero no por cortante en los pernos.

(2) Los pernos deben ser instalados en perforaciones estándar o ranuras cortas perpendiculares a la carga aplicada.

***Excepción* —** Para las riostras especificadas en F.3.6.1, F.3.6.2, F.3.6.3 y F.3.6.4 se pueden permitir perforaciones agrandadas cuando la conexión se diseñe como junta de deslizamiento crítico, y las perforaciones estén solamente en una de las placas.

Las conexiones de riostras diagonales con agujeros agrandados deben satisfacer también otros estados límite tales como aplastamiento y cortante en el perno para obtener la resistencia requerida de la conexión. Se pueden permitir otros tipos de perforaciones para conexiones precalificadas de acuerdo con la secciones F.3.11.1, F.3.11.2 y F.3.11.3.

(3) La resistencia de diseño a cortante de las conexiones pernadas realizadas con perforaciones estándar debe calcularse como conexión tipo aplastamiento de acuerdo con las secciones F.2.10.3.6 a F.2.10.3.10, La resistencia nominal para aplastamiento en las perforaciones no debe tomarse mayor que $2.4dtF_u$.

(4) Los pernos y la soldadura no deben diseñarse para compartir una fuerza o sus componentes en una conexión. La fuerza en un miembro, tal como una fuerza axial en una riostra, debe resistirse completamente por un tipo de junta (toda con los pernos, o toda con las soldaduras). En una conexión en la que los pernos resistan una fuerza normal a la resistida por las soldaduras no se considera que los pernos y la soldadura puedan compartir la solicitación,

como en el caso de una conexión a momento en la que las aletas soldadas transmitan la flexión y el alma empernada resista el cortante.

F.3.4.2.3 — *Uniones soldadas* — Las soldaduras deben diseñarse de acuerdo con la sección F.2.10.

F.3.4.2.4 — *Placas de continuidad y rigidizadores* — El diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina de la sección F.3.9.2.4.

F.3.4.2.5 — *Empalmes de columnas*

F.3.4.2.5.1 — *Localización de empalmes* — Para todas las columnas del edificio, incluidas las que no hagan parte del SRS, los empalmes de columnas deben localizarse a una distancia de 1.2 metros o más de las aletas de la conexión viga - columna.

Excepciones:

(a) Cuando la altura libre de la columna entre aletas de la conexión viga - columna sea menor de 2.4 metros, el empalme debe estar a la mitad de la altura libre.
(b) Los empalmes de columna en los que las aletas y el alma estén conectadas por medio de soldaduras de penetración completa, deben estar a una distancia de las aletas de la conexión viga - columna mayor que el peralte de la columna.
(c) Empalmes de columnas compuestas.

F.3.4.2.5.2 — *Resistencia requerida* — La resistencia requerida de los empalmes de columnas del SRS debe ser la mayor de:

(a) La resistencia requerida de las columnas, incluida la determinada en F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8, y la sección F.3.4.1.4.1.
(b) La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada. La resistencia requerida no necesita ser mayor que las cargas máximas que pueden ser transferidas al empalme por el sistema.

Adicionalmente, los empalmes soldados de columnas que estén sujetos a una tensión determinada con la combinación de carga que incluye la carga sísmica amplificada, deben satisfacer los siguientes dos requisitos:

(a) En caso de utilizar solduras a tope de penetración parcial, la resistencia de diseño debe ser por lo menos 200% de la resistencia requerida.
(b) La resistencia de diseño de cada empalme en las aletas debe ser igual o mayor a $0.5R_yF_yb_ft_f$, donde R_yF_y es el esfuerzo de fluencia esperado en el material de la columna y b_ft_f es el área de la aleta de la menor columna conectada.
(c) Cuando los empalmes sean hechos con soldaduras acanaladas de penetración completa y el esfuerzo de tensión en cualquier punto de la aleta más delgada sea mayor que $0.3F_y$, se requieren transiciones graduales entre aletas de espesor o ancho distinto. Dicha transición debe ser realizada de acuerdo con AWS D1.8 cláusula 4.2.

F.3.4.2.5.3 — *Resistencia requerida a cortante* — Para todas las columnas del edificio, incluidas aquellas que no hagan parte del SRS, la resistencia requerida a cortante de los empalmes de columna respecto a sus ejes ortogonales debe ser M_{pc}/H , donde M_{pc} es la menor resistencia plástica nominal a flexión de la sección de la columna para la dirección considerada, y H es la altura de entrepiso.

La resistencia requerida a cortante de los empalmes de columnas del SRS debe ser el mayor de los requisitos anteriores o la resistencia requerida a cortante determinada en la sección F.3.4.2.5.2(a) y (b).

F.3.4.2.5.4 — *Configuración de empalmes en perfiles de acero* — Los empalmes en perfiles de acero de columnas pueden ser pernados o soldados, o soldados en una columna y pernados en la otra. Las configuraciones de los empalmes deben cumplir todos los requisitos específicos de las secciones F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

En columnas del SRS que tengan empalmes con placas o canales, estos deben usarse en ambos lados del alma de la columna. Para empalmes con juntas acanaladas soldadas a tope, las extensiones de soldadura deben ser removidas de acuerdo con AWS D1.8 cláusula 6.10. No es necesario remover las platinas de respaldo de soldaduras acanaladas.

F.3.4.2.5.5 — *Empalmes en columnas compuestas embebidas* — En estos casos los empalmes deben ser realizados conforme a la sección F.3.4.1.4.2 y C.21.6.3.2

F.3.4.2.6 — *Bases de columnas* — La resistencia requerida de placas de bases de columna debe calcularse de acuerdo con esta sección.

La resistencia de diseño de los elementos de acero en la base de la columna incluyendo placas de base, pernos de anclaje, atiesadores y llaves de cortante deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo F.2.

Cuando las columnas están soldadas a las placas de base mediante soldaduras acanaladas, las extensiones de soldadura y placas de respaldo deben removerse, excepto que las soldaduras de respaldo localizadas en el interior de las aletas o el alma de secciones **I** no requieren ser removidas si se añade una soldadura de filete de 8 mm en la unión de la soldadura de respaldo y la placa de base.

La resistencia de diseño de los elementos de concreto en la base de las columnas, incluyendo la profundidad embebida de los pernos de anclaje y el acero de refuerzo, debe determinarse de acuerdo con el Apéndice C-D del Título C.

Cuando se utilice acero de refuerzo para concreto en el diseño de la profundidad embebida, es importante considerar los modos de falla de los pernos y suministrar refuerzo en ambos lados de la superficie de falla esperada. Ver Apéndice C-D, figura C-RD.1 y sección C-D.4.2.1, incluyendo su comentario.

F.3.4.2.6.1 — *Resistencia axial requerida* — La resistencia axial requerida de las placas de base de columnas del SRS, incluidos sus anclajes a la cimentación, debe ser la suma de las componentes verticales de la resistencia requerida de los elementos de acero que estén conectados a la base de la columna, pero no menor que el mayor de los siguientes valores:

(a) La carga axial calculada utilizando las combinaciones de carga del Título B, incluyendo la carga sísmica amplificada.
(b) La resistencia axial requerida de los empalmes de columna, como se describe en F.3.4.2.5.

Las componentes verticales pueden incluir la carga axial de las columnas y la componente vertical de la carga axial de miembros diagonales unidos a la base de la columna. La sección F.3.4.2.5 incluye referencias a la sección F.3.4.1.4.1 y secciones F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8. Cuando se unan riostras diagonales a ambos lados de la columna los efectos del pandeo de la riostra a compresión deben considerarse en la suma de las componentes verticales. Ver sección F.3.6.2.3.

F.3.4.2.6.2 — *Resistencia requerida a cortante* — La resistencia a cortante requerida de las bases de las columnas, incluidas aquellas que no hagan parte del SRS, y sus anclajes a la cimentación, debe ser la suma de los componentes horizontales de la resistencia requerida de los elementos de acero que estén conectados a la base de la columna como sigue:

(a) Para riostras diagonales, la componente horizontal debe determinarse con la resistencia requerida por las conexiones de la riostra para el SRS.
(b) Para columnas, la componente horizontal debe ser igual a la resistencia requerida a cortante del empalme de columna descrito en F.3.4.2.5.2.

Las componentes horizontales pueden incluir la fuerza de cortante de las columnas y la componente horizontal de la carga axial de miembros diagonales unidos a la base de la columna. La sección F.3.4.2.5 incluye referencias a la sección F.3.4.1.4.1 y secciones F.3.5, F.3.6, F.3.7 y F.3.8.

F.3.4.2.6.3 — *Resistencia requerida a flexión* — Cuando la conexión de las bases de las columnas a la fundación sean diseñadas como conexiones a momento, la resistencia a flexión requerida de las bases de las columnas que sean parte del SRS, incluidos sus anclajes a la cimentación, debe ser la suma de la resistencia requerida de los elementos de acero que estén conectados a la placa de base como sigue:

(a) Para riostras diagonales, la resistencia a flexión requerida debe ser por lo menos la resistencia requerida de las conexiones de la riostra.
(b) Para columnas, la resistencia requerida a flexión debe ser por lo menos igual al menor de los siguientes valores:
(i) $1.1R_yF_yZ$ de la columna.
(ii) El momento calculado usando las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica amplificada.

Los momentos de la columna a las conexiones de la base, diseñadas como articulaciones pueden ignorarse.

F.3.4.2.7 — *Conexiones compuestas* — Esta sección aplica para conexiones en edificaciones que utilicen sistemas compuestos de acero y concreto, en las que las cargas sísmicas se transfieran entre los componentes del acero estructural y el concreto reforzado. Los métodos para calcular la resistencia de la conexión deben cumplir los requisitos de esta sección. A menos que la resistencia de la conexión se determine por medio de análisis o ensayos, el modelo utilizado para el diseño de las conexiones debe satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La fuerza debe transferirse entre el acero estructural y el concreto reforzado por medio de:
(a) Contacto directo mediante mecanismos de aplastamiento interno.
(b) Conexiones de cortante.
(c) Cortante por fricción con la fuerza de agarre necesaria por medio de refuerzo normal al plano de transferencia de cortante.
(d) La combinación de los medios anteriores.
La contribución de diferentes mecanismos puede ser combinada solamente si la rigidez y capacidad de deformación de los mecanismos son compatibles. No se tendrá en cuenta la adherencia potencial entre el acero estructural y el concreto reforzado para el mecanismo de transferencia de fuerza de la conexión.
(2) La resistencia nominal a aplastamiento y cortante por fricción debe cumplir con los Capítulos C.10 y C.11 del Título C. A menos que una mayor resistencia sea sustentada por medio de ensayos cíclicos, la resistencia nominal al aplastamiento y cortante por fricción debe reducirse en un 25% para los SRS compuestos descritos en los numerales F.3.7.3, F.3.8.2, F.3.8.3, F.3.8.5 y F.3.8.6.
(3) Cuando las vigas estén embebidas en columnas o muros de concreto reforzado, se deben colocar atiesadores de cara, que consisten en placas conectadas a las aletas de la viga, en la cara de las columnas o muros.
(4) La resistencia nominal a cortante de la zona de panel del acero estructural embebido en concreto reforzado en las conexiones viga – columna, será calculada como la suma de las resistencias nominales del acero estructural y el concreto reforzado confinado como se define en F.3.5.3.6.5 y C.21.7 respectivamente.
(5) Se debe suministrar refuerzo para resistir todas las fuerzas de tensión en los componentes de concreto reforzado de las conexiones. Adicionalmente el concreto se debe confinar con refuerzo transversal. Todo el refuerzo debe tener la longitud de desarrollo apropiada a tensión o compresión y hasta el punto donde ya no se requiera para resistir las fuerzas. Las longitudes de desarrollo se deben determinar de acuerdo con el Capitulo C.12. Adicionalmente, las longitudes de desarrollo para los sistemas descritos en F.3.7.3, F.3.8.2, F.3.8.3, F.3.8.5 y F.3.8.6 deben cumplir los requisitos de C.21.7.5
(6) Las conexiones compuestas deben cumplir los siguientes requisitos adicionales:

(a) Cuando la placa transfiere fuerzas de diafragma en su plano, el refuerzo de la placa se debe diseñar y anclar para conducir las fuerzas de tensión en el plano en todas las secciones críticas de la placa, incluyendo conexiones a vigas colectoras, columnas, riostras y muros.
(b) Para conexiones entre vigas de acero estructural o compuestas y columnas de concreto reforzado o compuestas embebidas en concreto, los estribos de refuerzo transversal se deben colocar en las regiones de conexión empleando los requisitos del ACI 21.7, con las siguientes modificaciones:
(i) Se puede considerar que las vigas de acero estructural proporcionan confinamiento en un ancho igual a la altura del perfil con los atiesadores de cara que se sueldan a las aletas de la viga.
(ii) Se permiten empalmes traslapados para barras de refuerzo perimetrales cuando el confinamiento del traslapo es provisto por atiesadores de cara u otro medio que prevenga el descascaramiento del revestimiento de concreto en los sistemas descritos en F.3.7.1, F.3.7.2, F.3.8.1 y F.3.8.4.
(iii) El tamaño y la disposición de barras longitudinales de las columnas de concreto reforzado y compuestas, deben detallarse para reducir el deslizamiento de las barras en las conexiones viga – columna debido a las altas fuerzas transferidas asociadas con el cambio de momentos de la columna a la altura de la conexión.

F.3.4.2.8 — *Pernos de Anclaje* — Cuando se utilicen anclajes tipo espigo o barras de refuerzo soldadas como parte de los SRS DMO o DES de las secciones F.3.7.2, F.3.7.3, F .3.7.4, F.3.8.2, F.3.8.3, F.3.8.5 y F.3.8.6, su resistencia a cortante y tensión debe reducirse un 25% de la resistencia especificada en F.2.9.
La reducción del 25% anterior no es necesaria para componentes de gravedad y colectores en estructuras DMO y DES diseñados para la carga sísmica amplificada.

F.3.4.3 — COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES DE MIEMBROS Y CONEXIONES QUE NO HAGAN PARTE DEL SRS — Cuando se requiera la compatibilidad de deformaciones de los miembros y conexiones que no hagan parte del SRS, estos elementos deben diseñarse para resistir la combinación de los efectos de las cargas de gravedad y los efectos de las deformaciones que ocurran con la deriva de piso de diseño calculada de acuerdo con el Título A.

F.3.4.4 — PILOTES DE ACERO

F.3.4.4.1 — *Requisitos de diseño* — El diseño de pilotes debe cumplir con los requisitos del Capítulo F.2 sobre diseño de miembros solicitados por cargas combinadas. Los pilotes deben cumplir también los requisitos de la sección F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta.

F.3.4.4.2 — *Pilotes inclinados* — Cuando se utilicen pilotes inclinados y verticales en un grupo de pilotes, los pilotes verticales deben diseñarse para resistir los efectos combinados de las cargas muertas y vivas sin considerar los pilotes inclinados.

F.3.4.4.3 — *Pilotes a tensión* — La tensión en cada pilote debe transferirse a su cabeza por medios mecánicos tales como llaves de cortante, varillas de refuerzo o conectores soldados a la porción embebida del pilote.

F.3.4.4.4 — *Zona protegida* — Para cada pilote, una longitud igual al peralte de la sección transversal del pilote por debajo de la cabeza del pilote debe ser considerada como zona protegida y cumplir los requisitos de F.3.4.1.3 y F.3.9.2.1.

F.3.5 — PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO (PRM)

Este numeral establece las bases de diseño, y los requisitos para el análisis, el sistema, miembros y conexiones para PRM-DMI, DMO, DES y pórticos con cerchas dúctiles (PCD), y sistemas de columnas de acero en voladizo (SCV).

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.5.1 — Pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía mínima (PRM-DMI)
F.3.5.2 — Pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía moderada (PRM-DMO)

F.3.5.3 — Pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía especial (PRM-DES).
F.3.5.4 — Pórticos con cerchas dúctiles (PCD)
F.3.5.5 — Sistemas de columnas en voladizo con capacidad de disipación de energía mínima (SCV-DMI).
F.3.5.6 — Sistemas de columnas en voladizo con capacidad de disipación de energía especial (SCV-DES).

F.3.5.1 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA (PRM-DMI)

F.3.5.1.1 — *Alcance* — Los Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (PRM-DMI) deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.5.1.2 — *Bases de diseño* — Los PRM-DMI son diseñados para resistir deformaciones inelásticas mínimas en sus miembros y conexiones.

F.3.5.1.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos especiales de análisis.

F.3.5.1.4 — *Requisitos del sistema* — No se especifican requisitos especiales al sistema.

F.3.5.1.5 — *Miembros* — No se especifican requisitos especiales a las relaciones ancho-espesor ni de arriostramiento para la estabilidad de vigas o uniones, adicionales a las requeridas en el Título F.2, para miembros de PRM-DMI. Tampoco se consideran zonas protegidas en este sistema. Se permite la utilización de vigas formadas con perfiles de acero compuestas con placas de concreto reforzado para resistir cargas de gravedad.

F.3.5.1.6 — *Conexiones* — Las conexiones viga-columna pueden ser totalmente restringidas (TR) ó parcialmente restringidas (PR) de acuerdo con esta sección.

F.3.5.1.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las soldaduras acanaladas de penetración completa de las aletas de las vigas a las columnas son soldaduras de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2.

F.3.5.1.6.2 — *Conexiones a momento totalmente restringidas* (TR) — Las conexiones totalmente restringidas que formen parte del SRS deben satisfacer al menos una de las siguientes condiciones:

(1) Deben diseñarse para una resistencia a la flexión requerida igual a $1.1R_yM_p$ de la viga.

La resistencia requerida a cortante V_u de la conexión debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, en la cual el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobreresistencia deben ser tomadas como:

$$E_{mh} = 2\left(1.1R_yM_p\right)/L_{cf} \qquad \text{(F.3.5.1-1)}$$

donde:
R_y = relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado, F_y
M_p = F_yZ, N-mm
L_{cf} = longitud libre de la viga, mm

(2) Las conexiones TR deben diseñarse para una resistencia a la flexión requerida y una resistencia a cortante requerida igual al momento máximo y su correspondiente cortante que pueda ser transmitido a la conexión por el sistema, incluyendo los efectos de la sobreresistencia del material y el endurecimiento por deformación. Los factores que pueden limitar este momento máximo y su cortante correspondiente incluyen:
(a) La resistencia de la columna
(b) La resistencia de la cimentación al levantamiento

Para las opciones (1) y (2) de este numeral se deben colocar placas de continuidad como se especifica en los numerales F.2.10.10.1, F.2.10.10.2 y F.2.10.10.3. El momento usado para revisar las placas de continuidad debe ser el mismo que se use para el diseño de la conexión viga-columna; en otras palabras, $1.1R_yM_p$ o el máximo momento que pueda ser transferido a la conexión por el sistema.

(3) Las conexiones TR entre vigas y columnas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.5.2.6 o F.3.5.3.6, o cumplir con los siguientes requisitos:

(a) Todas las soldaduras de la conexión viga-columna deben satisfacer los requisitos del Capítulo 3 de la Norma ANSI/AISC 358.
(b) Las aletas de la viga deben conectarse a las aletas de la columna usando soldaduras acanaladas de penetración completa.
(c) La forma de los agujeros de acceso debe estar de acuerdo con la sección 6.9.1.2 de AWS D1.8 y los requisitos de calidad de la cláusula 6.9.2.de la misma.
(d) Las placas de continuidad deben cumplir los requisitos del numeral F.3.5.3.6.6, excepto que las soldaduras de las placas de continuidad a las aletas de la columna pueden ser acanaladas de penetración completa, acanaladas de penetración parcial por dos lados, o filetes por ambos lados. La resistencia requerida de estas uniones no debe ser menor que la resistencia de diseño del área de contacto de la placa con la aleta de la columna.
(e) El alma de la viga debe estar conectada a la aleta de la columna mediante una soldadura acanalada de penetración completa entre los agujeros de acceso, o mediante una conexión con placa de cortante sencilla atornillada diseñada para la resistencia a cortante requerida de la ecuación F.3.5.1-1

Para conexiones TR, la resistencia de la zona de panel debe revisarse de acuerdo con el numeral F.2.10.10.6. La resistencia requerida a cortante de la zona de panel debe basarse en los momentos en el extremo de la viga calculados con las combinaciones de carga del Título B, sin incluir la carga sísmica amplificada.

F.3.5.1.6.3 — *Conexiones a momento parcialmente restringidas* (PR) — Las conexiones parcialmente restringidas deben cumplir los siguientes requisitos:

(1) Estas conexiones deben diseñarse para el momento máximo y cortante de las combinaciones de carga de los numerales F.3.2.2 y F.3.2.3.
(2) La rigidez, resistencia y capacidad de deformación de la conexión a momento PR debe considerarse en el diseño, incluyendo su efecto en la estabilidad general de la estructura.
(3) La resistencia nominal a flexión de la conexión, M_{nPR}, no debe ser menor que $0.5M_p$ de la viga conectada, excepto para estructuras de un nivel en las que M_{nPR} no debe ser menor que $0.5M_p$ de la columna conectada.
(4) Para conexiones PR, V_u debe determinarse de acuerdo con el numeral F.3.5.1.6.2 (1) tomando M_{nPR} como M_p en la ecuación F.3.5.1-1.

F.3.5.2 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MODERADA (PRM-DMO)

F.3.5.2.1 — *Alcance* — Los PRM-DMO deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.5.2.2 — *Bases de diseño* — Los PRM-DMO deben ser capaces de desarrollar una capacidad de deformación inelástica limitada a partir de la fluencia por flexión de las vigas y columnas, y fluencia por cortante de la zona de panel en la columna. El diseño de las conexiones vigas-columna, incluyendo la zona de panel y sus placas de continuidad, debe basarse en ensayos que garanticen el desempeño requerido en F.3.5.2.6.2, y demostrar su conformidad como se requiere en F.3.5.2.6.3.

F.3.5.2.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos de diseño especiales.

F.3.5.2.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.5.2.4.1 — *Arriostramiento para la estabilidad de las vigas* — Las vigas deben arriostrarse para satisfacer los requisitos de miembros de ductilidad moderada del numeral F.3.4.1.2.1.

Adicionalmente, a menos que se indique de otra forma mediante ensayos, los arriostramientos de vigas deben colocarse cerca de las fuerzas concentradas, en los cambios en la sección transversal y en otras ubicaciones donde los análisis indiquen que se puede formar una rótula plástica durante la deformación inelástica del PRM-DMO. La colocación del arriostramiento debe ser consistente con la documentada para una conexión precalificada de acuerdo a ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

La resistencia requerida del arriostramiento lateral adyacente a las rótulas plásticas debe ser como se requiere en el numeral F.3.4.1.2.3.

F.3.5.2.5 — *Miembros*

F.3.5.2.5.1 — *Requisitos básicos* — Los miembros para vigas y columnas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1 para miembros con ductilidad moderada, a menos que los ensayos de calificación lo precisen.

Las vigas con perfiles de acero pueden ser compuestas con una placa de concreto reforzado para resistir las cargas de gravedad.

F.3.5.2.5.2 — *Aletas de vigas* — No se permiten cambios abruptos en la aleta de la viga en las zonas de rótulas plásticas. Tampoco se permiten perforaciones en la aleta o recortes en el ancho de la aleta a menos que los ensayos de calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables. La configuración debe ser consistente con la correspondiente a una conexión precalificada de acuerdo a ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.2.5.3 — *Zonas protegidas* — La región que en cada extremo de la viga esté sujeta a deformaciones inelásticas es una zona protegida, y debe satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.3. La extensión de la zona protegida debe estar de acuerdo con ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

Las zonas de rótulas plásticas en los extremos de vigas en PRM-DMO deben tratarse como zonas protegidas. Las zonas de rótula plástica deben establecerse a partir de una precalificación o programa de calificación para la conexión, de acuerdo con el numeral F.3.5.2.6.3. En general, para conexiones sin reforzar, la zona protegida se ubica desde la cara de la columna y hasta una distancia igual a la mitad del peralte de la viga, más allá de la rótula plástica.

F.3.5.2.6 — *Conexiones*

F.3.5.2.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras deben considerarse de demanda crítica y satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2:

(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columna.
(2) Soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(3) Las soldaduras acanaladas de penetración completa de las aletas de vigas y almas de vigas a las columnas, a menos que se especifique otra cosa en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.2.6.2 — *Requisitos de las conexiones viga-columna* — Las conexiones viga-columna del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes como mínimo.
(2) La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos $0.8M_p$ de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes.

F.3.5.2.6.3 — *Validación de la conexión* — La conexión viga-columna del SRS debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.5.2.6.2 mediante una de las siguientes condiciones:

(1) Uso de conexiones PRM-DMO de acuerdo con ANSI/AISC 358.
(2) Uso de una conexión precalificada PRM-DMO de acuerdo con F.3.11.1.
(3) Especificaciones de resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con F.3.11.2. Deben realizarse al menos dos ensayos de la conexión y pueden basarse en una de las consideraciones siguientes:
(a) Ensayos reportados en artículos de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, con los límites especificados en el numeral F.3.11.2.
(b) Ensayos enfocados específicamente para el proyecto que sean representativos de los tamaños de los miembros, resistencia del material, configuración de conexiones, procesos constructivos de la conexión, con los límites especificados en F.3.11.2.

F.3.5.2.6.4 — *Resistencia a cortante requerida* — La resistencia requerida a cortante V_u de la conexión debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, en la cual el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobreresistencia deben ser calculadas como:

$$E_{mh} = 2\left(1.1R_yM_p\right)/L_h \qquad \textbf{(F.3.5.2-1)}$$

donde:

R_y = relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado, F_y

M_p = F_yZ, N-mm

L_h = distancia entre rótulas plásticas, mm.

En lugar de la ecuación F.3.5.2-1, la resistencia requerida a cortante de la conexión debe ser la que se especifica en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.2.6.5 — *Zona de panel* — No se especifican requisitos especiales.

La resistencia de la zona de panel debe revisarse de acuerdo con el numeral F.2.10.10.6. La resistencia requerida a cortante de la zona de panel debe basarse en los momentos en el extremo de la viga calculados con las combinaciones de carga del Título B, sin incluir la carga sísmica amplificada.

F.3.5.2.6.6 — *Placas de continuidad* — Se deben suministrar placas de continuidad de acuerdo con lo especificado en el numeral F.5.3.6.6.

F.3.5.2.6.7 — *Empalmes de columnas* — Los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras para hacer el empalme, estas deben ser acanaladas de penetración completa.

Cuando los empalmes de columna se hagan con pernos, estos deben tener una resistencia requerida a la flexión por lo menos igual a $R_yF_yZ_x$ de la menor columna. La resistencia requerida a cortante de

los empalmes del alma de columnas debe ser como mínimo igual a $\sum M_{pc}/H$, donde $\sum M_{pc}$ es la suma de las resistencias plásticas a flexión nominales de las columnas por arriba y por debajo del empalme.

Excepción — La resistencia requerida del empalme de columna no necesita ser mayor que el determinado por un análisis no lineal como se especifica en F.3.3, considerando factores de concentración de esfuerzos apropiados o factores de intensidad de esfuerzos de mecánica de fracturas.

F.3.5.3 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL (PRM-DES)

F.3.5.3.1 — *Alcance* — Los PRM-DES deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.5.3.2 — *Bases de diseño* — Los PRM-DES deben ser capaces de desarrollar una capacidad de deformación inelástica significativa a partir de la fluencia por flexión de las vigas y una fluencia limitada por cortante de la zona de panel. Excepto que se permita otra cosa en esta sección, las columnas deben diseñarse para ser más fuertes que las vigas en fluencia completa y con endurecimiento por deformación. Se permite la fluencia por flexión de las columnas en la base. El diseño de las conexiones vigas-columna, incluyendo la zona de panel y sus placas de continuidad, debe basarse en ensayos que garanticen el desempeño requerido en F.3.5.3.6.2, y demostrar su conformidad como se requiere en F.3.5.3.6.3.

F.3.5.3.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos especiales de diseño.

F.3.5.3.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.5.3.4.1 — *Relación de momentos* — Deben satisfacerse las siguientes relaciones en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \qquad \textbf{(F.3.5.3-1)}$$

donde:

$\sum M^*_{pc}$ = suma de las proyecciones al eje de la viga, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y abajo de la unión , con una reducción debida a la fuerza axial de la columna. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c\left(F_{yc} - P_{uc}/A_g\right) \qquad \textbf{(F.3.5.3-2)}$$

Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma conexión no coincidan se debe utilizar la línea intermedia entre ejes.

$\sum M^*_{pb}$ = suma de las proyecciones al eje de la columna de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pb} = \sum\left(1.1R_yF_{yb}Z_b + M_{uv}\right) \qquad \textbf{(F.3.5.3-3)}$$

Alternativamente, se puede determinar $\sum M^*_{pb}$ consistentemente con el diseño de la conexión precalificada de acuerdo con ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

Cuando se usen conexiones con vigas de sección reducida, se puede calcular como:

$$\sum M^{*}_{pb} = \sum \left(1.1 R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{av} \right) \qquad \text{(F.3.5.3-4)}$$

A_g = área bruta de la columna, mm^2.
F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la columna, MPa.
M_{av} = momento adicional en el eje de la columna debido a la amplificación por el cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna, N-mm.
P_{ac} = resistencia a la compresión requerida (valor absoluto), N.
Z_b = módulo de sección plástico de la viga, mm^3.
Z_c = módulo de sección plástico de la columna, mm^3.
Z_{RBS} = módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga, mm^3.

Excepción — Este requisito no aplica si se cumplen las siguientes dos condiciones:

(1) Para columnas con $P_{ac} < 0.3P_c$ para todas las combinaciones excepto las que incluyan la carga sísmica amplificada y que cumplan cualquiera de las siguientes condiciones:
(a) Columnas de edificios de un piso o el piso superior de un edificio de varios pisos.
(b) Columnas donde: (1) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas del piso a las que se aplicará la excepción sea menor que 20% de la suma de las resistencias de diseño a cortante de todas las columnas de pórticos resistentes a momento en el piso y que actúen en la misma dirección; y (2) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas a las que se aplicará la excepción en cada eje de columnas de pórticos resistentes a momentos en dicho piso sea menor que 33% de la resistencia a cortante de diseño de todas las columnas de la estructura en ese eje de columnas. Para efectos de esta excepción se define el eje de columnas como una línea de columnas o líneas paralelas de columnas separadas menos del 10% de la dimensión plana perpendicular al eje de columnas. Para efectos de esta excepción la resistencia de diseño de las columnas debe calcularse como la resistencia límite considerando la resistencia a flexión en cada extremo y limitada por la resistencia a flexión de las vigas que conectan, o por la resistencia a flexión de las columnas mismas, dividida por H ,donde H es la altura de piso en mm.

donde:
$P_c = F_{yc} A_g$, N (F.3.5.3-5)
P_{ac} = resistencia requerida a la compresión, N

(2) Las columnas en cualquier piso tienen una relación de resistencia de diseño a cortante a resistencia requerida a cortante 50% mayor que el piso inmediatamente superior.

F.3.5.3.4.2 — *Arriostramiento para la estabilidad de las vigas* — Las vigas deben arriostrarse para satisfacer los requisitos de miembros de ductilidad alta del numeral F.3.4.1.2.2.

Adicionalmente, a menos que se indique de otra forma mediante ensayos, los arriostramientos de vigas deben colocarse cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otras ubicaciones donde los análisis indiquen que se puede formar una rótula plástica durante la deformación inelástica del PRM-DES. La ubicación del arriostramiento debe ser consistente con la documentada para una conexión precalificada de acuerdo a ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

La resistencia requerida del arriostramiento lateral adyacente a las rótulas plásticas debe ser como se requiere en el numeral F.3.4.1.2.3.

F.3.5.3.4.3 — *Arriostramiento para la estabilidad de las conexiones viga-columna*

(1) ***Conexiones arriostradas* —** Las aletas de la columna en conexiones viga-columna solo necesitan arriostramiento lateral al nivel de las aletas superiores de las vigas, cuando las

almas de las vigas estén en el mismo plano, y se demuestra que la columna permanecerá en el rango elástico por fuera de la zona de panel. Se puede suponer que la columna permanece en estado elástico cuando la relación calculada con la ecuación F.3.5.3 -1 sea mayor de 2.

Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en estado elástico por fuera de la zona de panel, se aplican los siguientes requisitos:

(a) Las aletas de la columna deben estar arriostradas lateralmente en el nivel superior e inferior de las aletas de las vigas. El arriostramiento lateral puede ser directo o indirecto.

El soporte lateral directo de las aletas de la columna se logra a través del uso de riostras u otros miembros, o una lámina colaborante y su losa, anclados a la aleta de la columna en o cerca al punto que se desea arriostrar para evitar el pandeo lateral. El soporte lateral indirecto se refiere a un arriostramiento que se consigue gracias a la rigidez de los miembros y las conexiones que no están directamente anclados a las aletas de la columna, sino que actúa a través del alma de la columna o de los rigidizadores.

(b) Los arriostramientos laterales de las columnas deben diseñarse para una resistencia requerida del 2% de la resistencia de diseño de la aleta de la viga $F_y b_f t_{bf}$.

(2) ***Conexiones no arriostradas* —** La columna que tenga una conexión viga-columna sin arriostramiento lateral transversal al pórtico sísmico, debe diseñarse usando la distancia entre riostras laterales adyacentes como altura de la columna para pandeo transversal al pórtico sísmico y debe cumplir con lo especificado en F.2.8 con la siguiente excepción:

(a) La resistencia requerida de la columna debe determinarse con las combinaciones de carga del Título B, excepto que incluya la carga sísmica amplificada.

En la determinación del efecto de la carga sísmica amplificada que incluye la sobreresistencia, E_{mh} no requiere ser mayor del 125% de la resistencia de diseño del pórtico, con base en la resistencia de diseño a flexión de la viga o la resistencia de diseño a cortante de la zona de panel.

(b) La esbeltez L/r de la columna no debe ser mayor de 60.

(c) La resistencia a flexión requerida de la columna transversal al pórtico sísmico debe incluir el momento causado por la aplicación de la fuerza de la aleta de la viga especificada en la sección F.3.5.3.4.3(1)(b), adicionalmente a los momentos de segundo orden debidos al desplazamiento resultante de la aleta de la columna.

F.3.5.3.5 — *Miembros*

F.3.5.3.5.1 — *Requisitos básicos* — Los miembros para vigas y columnas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta, a menos que los ensayos de calificación lo precisen.

Las vigas con perfiles de acero pueden ser compuestas con una placa de concreto reforzado para resistir las cargas de gravedad.

F.3.5.3.5.2 — *Aletas de vigas* — No se permiten cambios abruptos en la aleta de la viga en las zonas de rótulas plásticas. Tampoco se permiten perforaciones en la aleta o recortes en el ancho de la aleta a menos que los ensayos de calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables para soportar el ángulo de deriva de piso requerido. La configuración debe ser consistente con la correspondiente a una conexión precalificada de acuerdo

con ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.3.5.3 — *Zonas protegidas* — La región que en cada extremo de la viga esté sujeta a deformaciones inelásticas es una zona protegida, y debe satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.3. La extensión de la zona protegida debe estar de acuerdo con ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

Las zonas de rótulas plásticas en los extremos de vigas en PRM-DES deben tratarse como zonas protegidas. Las zonas de rótula plástica deben establecerse a partir de una precalificación o programa de calificación para la conexión, de acuerdo al numeral F.3.5.3.6.3. En general, para conexiones sin reforzar, la zona protegida se ubica desde la cara de la columna y hasta una distancia igual a la mitad del peralte de la viga más allá de la rótula plástica.

F.3.5.3.6 — *Conexiones*

F.3.5.3.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras deben considerarse de demanda crítica y satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2:

(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columna.
(2) Soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(3) Las soldaduras acanaladas de penetración completa de las aletas de vigas y almas de vigas a las columnas, a menos que se especifique otra cosa en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.3.6.2 — *Conexiones viga-columna* — Las conexiones viga-columna del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La conexión debe ser capaz de soportar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes como mínimo.
(2) La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos $0.8M_p$ de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes.

F.3.5.3.6.3 — *Validación de la conexión* — La conexión viga-columna del SRS debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.5.3.6.2 mediante una de las siguientes:

(1) Uso de conexiones PRM-DES de acuerdo con ANSI/AISC 358.
(2) Uso de una conexión precalificada PRM-DES de acuerdo con F.3.11.1.
(3) Especificaciones de resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con F.3.11.2. Deben realizarse al menos dos ensayos de la conexión y pueden basarse en una de las consideraciones siguientes:
(a) Ensayos reportados en artículos de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, con los límites especificados en el numeral F.3.11.2.
(b) Ensayos enfocados específicamente para el proyecto que sean representativos de los tamaños de los miembros, resistencia del material, configuración de conexiones, procesos constructivos de la conexión, con los límites especificados en F.3.11.2.

F.3.5.3.6.4 — *Resistencia a cortante requerida* — La resistencia requerida a cortante V_u de la conexión debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, en la cual el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobre resistencia deben ser calculadas como:

$$E_{mh} = 2\left(1.1 R_y M_p \right) / L_h \qquad \text{(F.3.5.3-6)}$$

donde:
R_y = relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado, F_y
M_p = $F_y Z$, N-mm
L_h = distancia entre rótulas plásticas, mm.

En lugar de la ecuación F.3.5.2-1, la resistencia requerida a cortante de la conexión debe ser la que se especifica en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

F.3.5.3.6.5 — *Zona de panel*

(1) ***Resistencia a cortante* —** El espesor requerido de la zona de panel debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, calculada proyectando los momentos esperados en los puntos de la rótula plástica hasta la cara de la columna. La resistencia de diseño a cortante debe ser $\phi_v V_n$, con $\phi_v = 1.0$ y la resistencia nominal a cortante V_n se debe calcular para el estado límite de fluencia a cortante determinado de acuerdo con F.2.10.10.6.
(2) ***Espesor de la zona de panel* —** Los espesores individuales, t , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir el siguiente requisito:

$$t \geq \left(d_z + w_z \right) / 90 \qquad \text{(F.3.5.3-7)}$$

donde:
t = espesor del alma de la columna o de la placa de enchape, mm.
d_z = altura de la zona de panel entre placas de continuidad, mm.
w_z = ancho de la zona de panel entre aletas de columna, mm.

Alternativamente, cuando el pandeo local del alma de la columna y placa de enchape se previene uniendo estas mediante soldaduras de tapón, y dividiendo la placa para cumplir la ecuación F.3.5.3-7, el espesor total de la zona de panel debe satisfacer la ecuación F.3.5.3-7. Cuando se requieran soldaduras de tapón se deben suministrar 4 como mínimo.

(3) ***Placas de enchape en la zona de panel* —** Las placas de enchape deben colocarse directamente en el alma de la columna cuando el alma no cumpla con la sección F.3.5.3.6.5(2). De otra forma las placas pueden conectarse directamente al alma de la columna, o separadas del alma.

(a) ***Placas de enchape en contacto con el alma* —** Deben soldarse a las aletas de la columna por medio de soldaduras acanaladas de penetración completa o soldaduras de filete que sean capaces de desarrollar toda la resistencia de diseño a cortante de las placas de enchape. Cuando no se usen placas de continuidad, las placas de enchape deben ser unidas con soldadura de filete a lo largo de la parte superior e inferior para desarrollar la porción de la fuerza total que se trasmita a la placa de enchape, a menos que las placas de enchape y el alma cumplan con el numeral F.3.5.3.6.5(2).
(b) ***Placas de enchape separadas del alma* —** Las placas de enchape deben colocarse en pares simétricos localizadas entre 1/3 y 2/3 de la distancia entre el borde de la aleta de la viga y el eje de la columna, y deben ser unidas con una soldadura acanalada de penetración completa a las aletas de la columna de tal manera que se desarrolle la resistencia de diseño completa de las lacas de enchape.
(c) ***Placas de enchape con placas de continuidad* —** Cada placa de enchape debe soldarse a las placas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que trasmiten las placas de enchape.

(d) ***Placas de enchape sin placas de continuidad*** **—** Cuando no se usen placas de continuidad las placas de enchape deben extenderse un mínimo de 150 mm arriba y debajo de la parte superior e inferior de la viga de mayor peralte conectada a momento.

Cuando una placa de enchape interfiere con placas de continuidad conectadas directamente al alma de la columna, el diseñador debe garantizar un patrón de transferencia de cargas que satisfaga la sección 2.4.4b de ANSI/AISC 358. Lo anterior puede conseguirse dimensionando la placa de enchape de manera tal que sea capaz de desarrollar la resistencia requerida de las placas de continuidad a la conexión del alma de la columna. Alternativamente, las placas de enchape pueden suspenderse por dentro de las placas de continuidad. Un patrón similar de cargas puede desarrollarse cuando la placa del alma de una viga perpendicular al alma de la columna se conecta a una placa de enchape.

F.3.5.3.6.6 — ***Placas de continuidad***

(1) ***Requisitos de placa de continuidad*** **—** Deben suministrarse placas de continuidad exceptuando los siguientes casos:
(a) Cuando así se determine en una conexión precalificada de acuerdo con el numeral F.3.11.1, o como lo determine un programa de ensayos de calificación de acuerdo con la sección F.3.11.2.
(b) Cuando la aleta de la viga este soldada a la aleta de una columna laminada o armada con sección **I** que tenga un espesor que satisfaga las ecuaciones F.3.5.3-8 y F.3.5.3-9 no se requieren placas de continuidad:

$$t_{cf} \geq 0.4\sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \qquad \text{(F.3.5.3-8)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \qquad \text{(F.3.5.3-9)}$$

donde:
t_{cf} = espesor mínimo requerido de la aleta de la columna cuando no se colocan placas de continuidad, mm.
b_{bf} = ancho de la aleta de la viga, mm.
t_{bf} = espesor de la aleta de la viga, mm.
F_{yb} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la aleta de la columna, MPa
R_{yb} = relación del esfuerzo de fluencia esperado del material de la viga y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado.
R_{yc} = relación del esfuerzo de fluencia esperado del material de la columna y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

(c) Cuando la aleta de la viga esté soldada a la aleta de una columna formada por un perfil **I** encajonado y que tenga un espesor que cumpla las ecuaciones F.3.5.3.10 y F.3.5.3.11 no necesita placas de continuidad.

$$t_{cf} \geq 0.4\sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2}\left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \qquad \text{(F.3.5.3-10)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_f}{12} \qquad \text{(F.3.5.3-11)}$$

(d) Para conexiones pernadas, deben aplicarse las especificaciones ANSI/AISC 358.

(2) ***Espesor de las placas de continuidad*** **—** Cuando se requieran placas de continuidad, el espesor se determinará como sigue:
(a) Para conexiones exteriores (por un lado de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser la mitad del espesor de la aleta de la viga como mínimo.

(b) Para conexiones interiores (por los dos lados de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser igual al espesor más grueso de las aletas a ambos lados de la columna.
Las placas de continuidad deben cumplir también los requisitos de F.2.10.10.

(3) ***Soldaduras de placas de continuidad*** **—** Las placas de continuidad deben soldarse a las aletas de la columna utilizando soldaduras acanaladas de penetración completa.
Las placas de continuidad deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna deben ser la menor de las siguientes:
(a) La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas.
(b) La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
(c) La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna.
(d) La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

F.3.5.3.6.7 — ***Empalmes de columna*** **—** Los empalmes de las columnas deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras para hacer el empalme, estas deben ser acanaladas de penetración completa.

Cuando los empalmes de columna se hagan con pernos, estos deben tener una resistencia requerida a la flexión por lo menos igual a $R_y F_y Z_x$ de la menor columna. La resistencia requerida a cortante de los empalmes del alma de columnas debe ser como mínimo igual a $\sum M_{pc} / H$, donde $\sum M_{pc}$ es la suma de las resistencias plásticas a flexión nominales de las columnas por arriba y por debajo del empalme.

Excepción — La resistencia requerida del empalme de columna no necesita ser mayor que la determinada por un análisis no lineal como se especifica en F.3.3, considerando factores de concentración de esfuerzos apropiados o factores de intensidad de esfuerzos de mecánica de fracturas.

F.3.5.4 — PÓRTICOS CON CERCHAS DUCTILES (PCD)

F.3.5.4.1 — ***Alcance*** **—** Los PCD deben satisfacer los requisitos de esta sección.

F.3.5.4.2 — ***Bases de diseño*** **—** Los PCD deben tener una capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas, dentro de un segmento de cercha especialmente diseñado**.** Los PCD deben limitarse a luces entre columnas no mayores de 20 m y peralte total no mayor de 1.8 m. Las columnas y los segmentos de cercha por fuera del segmento especial se diseñan para permanecer elásticos bajo las cargas generadas por la fluencia total y endurecimiento por deformación del segmento especial.

F.3.5.4.3 — ***Análisis*** **—** El análisis de los PCD debe satisfacer los siguientes requisitos.

F.3.5.4.3.1 — ***Segmento especial*** **—** La resistencia vertical a cortante requerida del segmento especial debe calcularse para las combinaciones de carga del Título B.

F.3.5.4.3.2 — ***Segmento no especial*** **—** La resistencia requerida de los elementos por fuera del segmento especial y sus conexiones deben calcularse con base en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada. Para la determinación de la carga sísmica amplificada debe tomarse en cuenta el efecto de la fuerza horizontal incluyendo la sobreresistencia, E_{mh}, a partir de las fuerza laterales necesarias para desarrollar la resistencia vertical a cortante esperada del segmento especial, actuando en el centro de la luz como se define en el numeral F.3.5.4.5.2. Deben incluirse los efectos de segundo orden para la máxima deriva de diseño.

F.3.5.4.4 — ***Requisitos del sistema***

F.3.5.4.4.1 — ***Segmento especial*** **—** Cada cercha horizontal que forme parte del SRS debe tener un segmento especial localizado en la zona central comprendida entre 0.25 y 0.75 de la luz de la cercha. La longitud del segmento especial debe estar entre 0.1 y 0.5 veces la luz de la cercha. La relación longitud-altura de cualquier panel en el segmento especial no debe exceder 1.5 ni ser menor que 0.67.

Los paneles dentro del segmento especial deben ser todos vierendeel o todos paneles arriostrados en **X**; no se permite la combinación de los anteriores ni el uso de otras configuraciones de diagonales de cercha. Cuando se usen miembros diagonales en el segmento especial, estos deben disponerse en forma de **X** separados por elementos verticales. Los diagonales de la cercha en el segmento especial deben ser fabricados con platinas de la misma sección. Dichos miembros diagonales deben interconectarse en los puntos en que se cruzan. La interconexión debe tener una resistencia de diseño adecuada para resistir una fuerza por lo menos de 0.25 veces la resistencia nominal a tensión del miembro diagonal. No se deben usar conexiones pernadas para miembros del alma dentro del segmento especial.

No se permite el empate de los miembros de las cuerdas dentro del segmento especial, ni a una distancia menor a la mitad de la longitud del panel por fuera del segmento especial.

Las resistencias axiales requeridas debidas a cargas vivas y muertas de los miembros diagonales en el segmento especial, no deben exceder $0.03 F_y A_g$.

F.3.5.4.4.2 — ***Arriostramiento para la estabilidad de la cercha*** **—** Cada aleta de las cuerdas superior e inferior de la cercha debe estar arriostrada lateralmente en los extremos del segmento especial. La resistencia requerida de la riostra lateral debe cumplir con:

$$P_u = 0.06 R_y F_y A_f \qquad \text{(F.3.5.4-1)}$$

donde:
A_f es el área bruta de la aleta del miembro de la cuerda del segmento especial, mm^2

F.3.5.4.4.3 — ***Arriostramiento para la estabilidad de las conexiones cercha-columna*** **—** La columna debe estar arriostrada lateralmente al nivel de las cuerdas superior e inferior de las cerchas conectadas a las columnas. Las riostras laterales deben tener una resistencia requerida de:

$$P_u = 0.02 R_y P_{nc} \qquad \text{(F.3.5.4-2)}$$

donde:

P_{nc} es la resistencia nominal a compresión de los miembros de la cuerda en los extremos, N

F.3.5.4.4.4 — ***Rigidez del arriostramiento para la estabilidad*** **—** La rigidez requerida de la riostra debe cumplir los requisitos de F.2.20

donde:

$$P_r = R_y P_{nc} \qquad \text{(F.3.5.4-3)}$$

F.3.5.4.5 — ***Miembros***

F.3.5.4.5.1 — ***Miembros del segmento especial*** **—** La resistencia de diseño a cortante del segmento especial se calcula como la suma de la resistencia de diseño a cortante de los miembros de la cuerda a flexión, y la resistencia a cortante correspondiente a la resistencia de diseño a tensión y 0.3 veces la resistencia de diseño a compresión de los miembros diagonales, cuando se usen. Los miembros de las cuerdas superior e inferior en el segmento especial deben ser de la misma sección y proveerán por lo menos el 25% de la resistencia vertical a cortante requerida.

La resistencia de diseño ϕP_n determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia por tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida, con $\phi = 0.9$.

donde:

$$P_n = F_y A_g \qquad \text{(F.3.5.4-4)}$$

F.3.5.4.5.2 — ***Resistencia vertical a cortante esperada del segmento especial*** **—** La resistencia vertical a cortante esperada del segmento especial V_{ne} al centro de la luz está dada como:

$$V_{ne} = \frac{3.60 R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036 EI(L - L_s)}{L_s^3} + R_y\left(P_{nt} + 0.3 P_{nc}\right)\text{sen}\alpha \qquad \text{(F.3.5.4-5)}$$

donde:

M_{nc} = resistencia nominal a flexión de un miembro de la cuerda del segmento especial, N-mm
E = módulo de elasticidad de un miembro de la cuerda del segmento especial, N/mm^2
I = momento de inercia de un miembro de la cuerda del segmento especial, mm^4
L = luz de la cercha, mm
L_s = longitud del segmento especial, mm
P_{nt} = resistencia nominal a tensión de un miembro diagonal del segmento especial, N
P_{nc} = resistencia nominal a compresión de un miembro diagonal del segmento especial, N
α = ángulo que forma un miembro diagonal con la horizontal, grados

F.3.5.4.5.3 — ***Límites de la relación ancho-espesor*** **—** Los miembros de las cuerdas y los miembros diagonales del alma dentro del segmento especial deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.1.1.2 para miembros de ductilidad alta. Las relaciones ancho-espesor de las platinas de los miembros diagonales no deben ser mayores que 2.5.

F.3.5.4.5.4 — ***Miembros de cuerdas armados*** **—** El espaciamiento de uniones para miembros de cuerda armados en el segmento especial no debe ser mayor que $0.04 E r_y / F_y$ donde r_y es el radio de giro de los componentes individuales con respecto a su eje débil.

F.3.5.4.5.5 — ***Zonas protegidas*** **—** La región en cada extremo de un miembro de cuerda dentro del segmento especial es una zona protegida que debe cumplir los requisitos del numeral F.3.4.1.3. La zona protegida se extiende una longitud igual a dos veces el peralte del miembro de cuerda desde la conexión con los miembros del alma de la cercha. Los miembros del alma verticales y diagonales de extremo a extremo del segmento especial son zonas protegidas.

F.3.5.4.6 — ***Conexiones***

F.3.5.4.6.1 — ***Soldaduras de demanda crítica*** **—** Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2.

(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columna
(2) Soldaduras de conexiones columna-placa base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.

F.3.5.4.6.2 — ***Conexiones de los miembros diagonales en el segmento especial*** **—** Las conexiones de los extremos de los miembros diagonales en el segmento especial deben tener una resistencia requerida por lo menos igual a la resistencia a fluencia esperada a tensión de los miembros diagonales, $R_y F_y A_g$.

F.3.5.4.6.3 — *Empalmes de columnas* — Los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras para hacer el empalme, estas deben ser acanaladas de penetración completa.

Cuando los empalmes de columna se hagan con pernos, estos deben tener una resistencia requerida a la flexión por lo menos igual a $R_y F_y Z_x$ de la menor columna. La resistencia requerida a cortante de los empalmes del alma de columnas debe ser como mínimo igual a $\sum M_{pc} / H$, donde $\sum M_{pc}$ es la suma de las resistencias plásticas a flexión nominales de las columnas por arriba y por debajo del empalme.

Excepción — La resistencia requerida del empalme de columna no necesita ser mayor que la determinada por un análisis no lineal como se especifica en F.3.3, considerando factores de concentración de esfuerzos apropiados o factores de intensidad de esfuerzos de mecánica de fracturas.

F.3.5.5 — SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO CON DISIPACION DE ENERGIA MINIMA (SCV-DMI)

F.3.5.5.1 — *Alcance* — Los SCV-DMI deben diseñarse de conformidad con esta sección

F.3.5.5.2 — *Bases de diseño* — Los SCV-DMI se espera que posean una capacidad mínima de soportar derivas inelásticas por fluencia a flexión de las columnas.

F.3.5.5.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos de análisis especiales.

F.3.5.5.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.5.5.4.1 — *Columnas* — Las columnas deben diseñarse utilizando las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica amplificada. La resistencia axial requerida, P_{uc} no debe exceder el 15% de la resistencia axial de diseño, P_c, para estas combinaciones de carga únicamente.

F.3.5.5.4.2 — *Arriostramiento para la estabilidad de las columnas* — No se especifican requisitos especiales.

F.3.5.5.5 — *Miembros*

F.3.5.5.5.1 — *Requisitos básicos* — No se especifican requisitos especiales.

F.3.5.5.5.2 — *Aletas de columnas* — No se especifican requisitos especiales.

F.3.5.5.5.3 — *Zonas protegidas* — No se especifican zonas protegidas.

F.3.5.5.6 — *Conexiones*

F.3.5.5.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — No se especifican soldaduras de demanda crítica.

F.3.5.5.6.2 — *Bases de columnas* — No se especifican requisitos para columnas de base.

F.3.5.6 — SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO CON DISIPACION DE ENERGIA ESPECIAL (SCV-DES)

F.3.5.6.1 — *Alcance* — Los SCV-DES deben diseñarse de conformidad con esta sección.

F.3.5.6.2 — *Bases de diseño* — Los SCV-DES se espera que posean una capacidad limitada de soportar derivas inelásticas por fluencia a flexión de las columnas.

F.3.5.6.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos de análisis especiales.

F.3.5.6.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.5.6.4.1 — *Columnas* — Las columnas deben diseñarse utilizando las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica amplificada. La resistencia axial requerida, P_{uc} no debe exceder el 15% de la resistencia axial de diseño, P_c, para estas combinaciones de carga únicamente.

F.3.5.6.4.2 — *Arriostramiento para la estabilidad de las columnas* — Las columnas deben estar arriostradas de manera que satisfagan los requisitos aplicables a vigas clasificadas como miembros de ductilidad moderada de la sección F.3.4.1.2.1.

F.3.5.6.5 — *Miembros*

F.3.5.6.5.1 — *Requisitos básicos* — Los miembros de columnas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta de la sección F.3.4.1.1

F.3.5.6.5.2 — *Aletas de columnas* — Se prohíben cambios abruptos en las aletas de columnas designadas como zonas protegidas en el numeral F.3.5.6.5.3.

F.3.5.6.5.3 — *Zonas protegidas* — La región en la base de la columna sujeta a deformaciones inelásticas es una zona protegida, y debe satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.3. La longitud de la zona protegida es dos veces el peralte de la columna, a menos que se determine de otra manera mediante ensayos.

F.3.5.6.6 — *Conexiones*

F.3.5.6.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* - Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2.
(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columna
(2) Soldaduras de conexiones columna-placa base

F.3.5.6.6.2 — *Bases de columnas* — Las bases de las columnas deben diseñarse de acuerdo con el numeral F.3.4.2.6.

F.3.6 — SISTEMAS ARRIOSTRADOS Y MUROS DE CORTANTE

Este numeral establece las bases de diseño, y los requisitos para el análisis, el sistema, miembros y conexiones para PAC-DMI, PAC-DES, PAE y PAPR, así como MCA-DES.
Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.6.1 — Pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía mínima (PAC-DMI)
F.3.6.2 — Pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía especial (PAC-DES)
F.3.6.3 — Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)
F.3.6.4 — Pórticos arriostrados de pandeo restringido (PAPR)
F.3.6.5 — Muros de cortante de acero (MCA-DES).

F.3.6.1 — PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA (PAC-DMI)

F.3.6.1.1 — *Alcance* — Los pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad mínima de disipación de energía (PAC-DMI) deben diseñarse de acuerdo con esta sección. En estructuras aisladas sísmicamente, los PAC-DMI deben cumplir los requisitos de las secciones F.3.6.1.4.2, F.3.6.1.5, F.3.6.1.6 y F.3.6.1.7 y no se requiere que satisfagan los requisitos del numeral F.3.6.1.4.1.

F.3.6.1.2 — *Bases de diseño* — Esta sección se aplica a pórticos arriostrados que cuenten con miembros arriostrados concéntricamente. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si se tienen en cuenta en el diseño de los miembros determinando los momentos producidos por la excentricidad, evaluados con la carga sísmica amplificada.

Los PAC-DMI deben tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones.

F.3.6.1.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos especiales de análisis.

F.3.6.1.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.6.1.4.1 — *Estructuras con riostras en V y V invertida* — Las vigas deben ser continuas en las conexiones de la riostra cuando estas se presenten por fuera de la conexión viga-columna y deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La resistencia requerida debe determinarse con base en las combinaciones de carga del Título B suponiendo que las riostras no proporcionan soporte para carga viva y muerta. Para combinaciones que incluyan los efectos de sismo, el efecto sísmico E debe determinarse como sigue:
(a) Las fuerzas en las riostras a tensión se deben suponer como la menor de las siguientes:
(i) La resistencia a fluencia esperada de la riostra a tensión, $R_y F_y A_g$.
(ii) El efecto de la carga basado en la carga sísmica amplificada.
(iii) La máxima fuerza que pueda ser desarrollada por el sistema.
(b) Las fuerzas en las riostras a compresión se deben suponer iguales a $0.3P_n$.
(2) Como mínimo se requiere un juego de riostras laterales en el punto de intersección de estos arriostramientos, a menos que el miembro tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para garantizar la estabilidad entre puntos de arriostramiento adyacentes.

F.3.6.1.4.2 — *Estructuras con riostras en* K — No se permiten arriostramientos en K para PAC-DMI.

F.3.6.1.5 — *Miembros*

F.3.6.1.5.1 — *Requisitos básicos* — Las riostras deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada.

F.3.6.1.5.2 — *Esbeltez* — Las riostras con configuraciones en V o V invertida deben cumplir $KL/r \le 4\sqrt{E/F_y}$

F.3.6.1.6 — *Conexiones*

F.3.6.1.6.1 — *Conexiones de riostras diagonales* — La resistencia requerida de la conexión es el efecto correspondiente a la carga sísmica amplificada, aunque no necesita ser mayor que lo siguiente:

(1) La máxima fuerza que puede ser desarrollada por el sistema.
(2) En tensión, la resistencia a fluencia esperada de la riostra determinada como $R_y F_y A_g$.
(3) En compresión, la resistencia esperada de la riostra a compresión, que puede calcularse como la menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14F_{cre}A_g$, donde F_{cre} se determina en F.2.5 utilizando las ecuaciones para F_{cr} pero utilizando el esfuerzo a fluencia esperado $R_y F_y$ en lugar de F_y. La longitud de riostra utilizada para determinar F_{cre} no debe ser mayor que la distancia entre extremos de la riostra.
(4) Cuando se utilicen perforaciones agrandadas, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de pernos no requiere ser mayor que el efecto de la carga considerando las combinaciones del Título B sin incluir la carga sísmica amplificada.

F.3.6.1.7 — *PAC-DMI sobre sistemas con aisladores sísmicos*

F.3.6.1.7.1 — *Requisitos del sistema* — Las vigas en configuraciones V y V invertida deben ser continuas entre columnas.

F.3.6.1.7.2 — *Miembros* — Las riostras deben tener una relación de esbeltez $KL/r \le 4\sqrt{E/F_y}$

F.3.6.2 — PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL (PAC-DES)

F.3.6.2.1 — *Alcance* — Los pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad especial de disipación de energía (PAC-DES) deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.6.2.2 — *Bases de diseño* — Esta sección se aplica a pórticos arriostrados que cuenten con miembros arriostrados concéntricamente. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si estas han sido consideradas en el diseño del miembro resultante y sus fuerzas de conexión, y no cambian la fuente de capacidad de deformación inelástica esperada.

Los PAC-DES deben tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas principalmente a partir del pandeo de la riostra y la fluencia de la riostra en tensión.

F.3.6.2.3 — *Análisis* — La resistencia requerida de las columnas, las vigas y las conexiones debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada. En la determinación de esta última, el efecto de las fuerzas horizontales que incluyan la sobre resistencia, E_{mh}, debe calcularse como la mayor fuerza determinada de los siguientes dos análisis:

(1) Un análisis en el cual se supone que las riostras actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tensión.
(2) Un análisis en el cual se supone que las riostras a tensión actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y todas las riostras en compresión actúan con su resistencia esperada a post pandeo.

La determinación de si las riostras están en compresión o en tensión debe hacerse sin incluir los efectos de las cargas de gravedad. El análisis debe considerar las dos direcciones de cargas de la estructura.
La resistencia esperada a tensión de la riostra es $R_y F_y A_g$.

La resistencia esperada de la riostra a compresión, que puede calcularse como la menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14F_{cre}A_g$, donde F_{cre} se determina en F.2.5 utilizando las ecuaciones para F_{cr} pero utilizando el esfuerzo a fluencia esperado $R_y F_y$ en lugar de F_y. La longitud de riostra utilizada para determinar F_{cre} no debe ser mayor que la distancia entre extremos de la riostra.

La resistencia a post pandeo esperada de la riostra debe calcularse máximo como 0.3 veces la resistencia esperada de la riostra a compresión. Las riostras con una esbeltez de 200 (la máxima permitida en F.3.6.2.5.2) pandean elásticamente; el valor de $0.3F_{cr}$ para tales riostras es 15 MPa. Este valor puede ser usado en el numeral F.3.6.2.3(2) para riostras de cualquier esbeltez como una estimación conservadora de la resistencia requerida de los miembros de la estructura. Alternativamente puede utilizarse un valor de 0 para simplificar el análisis.

Excepciones:

(1) Se permite despreciar los momentos flexionantes resultantes de la deriva sísmica en los cálculos anteriores. Pero si deben considerarse los momentos resultantes por cargas aplicadas a la columna entre puntos de soporte lateral.
(2) La resistencia requerida de las columnas no necesita ser mayor que la menor de las siguientes:
(a) Las fuerzas determinadas utilizando las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, aplicada a un modelo estructural del edificio en el que todas las riostras a compresión se han retirado.
(b) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la fundación a levantamiento.
(c) Las fuerzas determinadas por un análisis no lineal como se define en F.3.3.3.

F.3.6.2.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.6.2.4.1 — *Distribución de fuerzas laterales* — Las riostras se deben disponer a lo largo de cualquier eje de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza total horizontal sea resistida por riostras a tensión, a menos que la resistencia nominal P_n de cada riostra en compresión sea mayor que la resistencia requerida, P_u, que resulta al aplicar las combinaciones de carga usando la carga sísmica amplificada. Para el propósito de esta sección se define como eje de arriostramiento, un eje único o ejes paralelos que no se desvíen en planta más de un 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular al eje de arriostramiento.

F.3.6.2.4.2 — *Estructuras con riostras en V y V invertida* — Las vigas que sean interceptadas por riostras en puntos alejados de la conexión viga-columna deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) Las vigas deben ser continuas entre columnas.
(2) Las vigas conectadas a las riostras deben satisfacer los requisitos para miembros de ductilidad moderada del numeral F.3.4.1.2.1.

Como mínimo se requiere un juego de riostras laterales en el punto de intersección de estos arriostramientos, a menos que el miembro tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para garantizar la estabilidad entre puntos de arriostramiento adyacentes.

Una forma de demostrar lo anterior es aplicar la fuerza definida en la ecuación F.2.19-7 en cada aleta de manera que se forme un par torsional; esta carga debe aplicarse conjuntamente con las fuerzas de flexión definidas en el punto 1 anterior. La rigidez de la viga y sus apoyos con respecto a esta carga de torsión debe ser suficiente para satisfacer la ecuación F.3.1.19-8.

F.3.6.2.4.3 — *Estructuras con riostras en* K — No se permiten arriostramientos en **K** para PAC-DES.

F.3.6.2.4.4 — *Pórticos con riostras a tensión únicamente* — Las estructuras con riostras únicamente a tensión no se permiten para PAC-DES.

F.3.6.2.5 - *Miembros*

F.3.6.2.5.1 — *Requisitos básicos* — Las columnas y riostras deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta. Las vigas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad moderada.

F.3.6.2.5.2 — *Riostras diagonales* — Las riostras deben cumplir con los siguientes requisitos:

(1) Esbeltez $KL/r \leq 200$

(2) Riostras armadas: El espaciamiento de conectores debe ser tal que la relación de esbeltez l/r de los elementos individuales entre los conectores no exceda 0,4 veces la esbeltez que gobierne el miembro armado.

La suma de la resistencia de diseño a cortante de los conectores debe ser igual o mayor que la resistencia a tensión de diseño de cada elemento. El espaciamiento de los conectores debe ser uniforme y no deben usarse menos de dos conectores. No deben colocarse conectores pernados en el cuarto medio de la longitud libre de la riostra.

***Excepción* —** Cuando el pandeo de las riostras con respecto a su eje de pandeo crítico no genere cortante en los conectores, el espaciamiento de estos debe ser tal que la relación de esbeltez l/r de los elementos individuales entre los conectores no exceda 0,75 veces la relación de esbeltez del miembro fabricado que gobierna.

(3) El área neta efectiva de la riostra no debe ser menor que el área bruta. Cuando se utilice reforzamiento en las riostras deben satisfacerse los siguientes requisitos:
(a) La resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo debe ser como mínimo la resistencia a la fluencia de la riostra.
(b) Las conexiones del refuerzo a la riostra deben tener la resistencia suficiente para desarrollar la resistencia esperada del refuerzo a cada lado de la sección reducida.

F.3.6.2.5.3 — *Zonas protegidas* — La zona protegida de PAC-DES debe satisfacer el numeral de F.3.4.1.3 e incluir lo siguiente:
(1) Para riostras, el cuarto central de la longitud de la riostra y en la zona adyacente de cada conexión igual al peralte de la riostra en el plano de pandeo.
(2) Elementos que conecten las riostras a vigas y columnas.

F.3.6.2.6 — *Conexiones*

F.3.6.2.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras se consideran de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2.

(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columnas.
(2) Soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas (fuerzas de levantamiento) bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(3) Soldaduras en las conexiones viga-columna conforme al numeral F.3.6.2.6.2(2).

F.3.6.2.6.2 — *Conexiones viga-columna* — Cuando un miembro diagonal o su cartela conecta tanto a la viga como a la columna, la conexión debe cumplir una de las siguientes condiciones:

(1) La conexión debe ser simple y cumplir con los requisitos del numeral F.2.2.3.6.1, donde la rotación requerida debe tomarse como 0.025 radianes; o,
(2) La conexión debe diseñarse para resistir un momento igual al menor de los siguientes:
(a) Un momento correspondiente a $1.1R_yF_yZ$ de la viga.
(b) Un momento correspondiente a $\sum\left(1.1R_yF_yZ\right)$ de la columna.

Este momento debe considerarse en combinación con la resistencia requerida de la conexión de la riostra y la conexión de la viga incluyendo las fuerzas amplificadas del diafragma colector.

F.3.6.2.6.3 — *Resistencia requerida de las conexiones de la riostra* — La resistencia requerida a tensión, compresión y flexión de las conexiones de la riostra (incluyendo las uniones viga-columna si son parte del sistema de arriostramiento) debe determinarse como se requiere enseguida. Estas resistencias requeridas pueden considerarse independientemente sin interacción entre ellas.

(1) ***Resistencia requerida a tensión* —** La resistencia requerida a tensión debe ser la menor de los siguientes valores:
(a) La resistencia esperada a fluencia a tensión de la riostra, determinada como $R_yF_yA_g$, excepto que las riostras no necesitan cumplir los requisitos de las ecuaciones F.2.10.4-1 y F.2.10.4-2 para esta carga. Esta excepción aplica a riostras donde la sección este reducida o cuando la sección neta este reducida efectivamente debido a rezago de cortante. Un caso típico es la conexión de PTE ranurado a una placa de conexión. El numeral F.3.6.2.5.2 requiere que las riostras con perforaciones o ranuras sean reforzadas de tal manera que el área neta efectiva sea mayor que el área bruta. La resistencia usada de la riostra para revisar los estados límites de la conexión, tal como el bloque de cortante, debe determinarse usando las propiedades esperadas del material tal como lo permite el numeral F.3.1.3.2
(b) La fuerza máxima que el sistema pueda transferir a la riostra calculada mediante un análisis racional.

Cuando se utilicen perforaciones agrandadas, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de pernos no necesita ser mayor que los efectos basados en las combinaciones de carga del Título B, incluyendo la carga sísmica amplificada. Para otros estados límites se aplican las cargas de los incisos(a) y (b) anteriores.

(2) ***Resistencia requerida a compresión* —** Las conexiones de las riostras deben diseñarse para una resistencia requerida a compresión basada en los estados límites de pandeo al menos igual a 1.1 veces la resistencia esperada de la riostra en compresión, donde la resistencia esperada a compresión se define en la sección F.3.6.2.3(2).

(3) ***Restricciones al pandeo de la riostra* —** Las conexiones de la riostra deben diseñarse para resistir los momentos flexionantes o rotaciones impuestos por el pandeo de la riostra. Las conexiones que satisfagan cualquiera de los siguientes dos requisitos se considera que cumple este requisito:
(a) Resistencia requerida a flexión: Las conexiones de riostras diseñadas para soportar los momentos flexionantes impuestos por el pandeo de la riostra deben tener una resistencia de diseño mínima de $1.1R_yM_p$ de la riostra con respecto al eje crítico de pandeo.
(b) Capacidad de rotación: Las conexiones de riostra diseñadas para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra deben tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño. Se permite rotación inelástica de la conexión. La tolerancia a la rotación inelástica se verifica típicamente con el uso de una sola cartela a la que la riostra se suelda, de modo que entre el extremo de la riostra y la línea de fluencia (línea en la que se presenta la plastificación de la cartela), haya al menos una distancia igual al doble del espesor de la cartela

F.3.6.2.6.4 — *Empalmes de columnas* — Deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras acanaladas para hacer el empalme estas deben ser de penetración completa. Los empalmes de columnas deben diseñarse para desarrollar al menos el 50% de la menor resistencia de diseño a flexión de los miembros conectados.

Los planos de fabricación y montaje deben satisfacer también los requisitos del numeral F.3.1.4.3. La resistencia requerida a cortante debe ser $\sum M_{pc}/H_c$,

donde:

$\sum M_{pc}$ = la suma de la resistencia plástica nominal a flexión $F_{ye}Z_c$ de las columnas arriba y abajo del empalme, N-mm.
H_c = altura libre de la columna entre conexiones de vigas, incluyendo la losa, si existe, mm.

F.3.6.3 — PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE (PAE)

F.3.6.3.1 — *Alcance* — Los pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.6.3.2 — *Bases de diseño* — Esta sección es aplicable a pórticos arriostrados en los cuales un extremo de cada riostra intercepta una viga con una excentricidad desde la intersección de los ejes de la viga y una riostra adyacente o una columna, formando un vínculo que queda sujeto a cortante y flexión. Se permiten las excentricidades menores que el peralte de la viga en la conexión de la riostra lejana del vínculo, si las fuerzas resultantes en el miembro y conexión se consideran en el diseño, y no cambian la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

Se espera que los PAE diseñados de acuerdo con este numeral garanticen una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia a cortante de los vínculos.

Cuando los vínculos se conectan directamente a columnas, el diseño de la conexión vínculo-columna debe garantizar el desempeño requerido en F.3.6.3.6.5(1) y demostrar su conformidad con lo requerido en el numeral F.3.6.3.6.5(2).

F.3.6.3.3 — *Análisis* — La resistencia requerida de las riostras diagonales y sus conexiones, las vigas por fuera del vínculo y las columnas, debe basarse en las combinaciones de carga del Título B que incluyan la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales que incluyen la sobre resistencia, E_{mh}, debe calcularse como las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que las fuerzas en los extremos del vínculo corresponden a la resistencia a cortante ajustada del vínculo. La resistencia a cortante ajustada del vínculo debe calcularse como R_y veces la resistencia a cortante nominal del vínculo, V_n, dada en el numeral F.3.6.3.5.2(2) multiplicada por 1.25 para vínculos de secciones en **I** y 1.4 para vínculos en secciones cajón.

Excepciones:

(1) El efecto de las fuerzas horizontales que incluyen la sobre resistencia, E_{mh}, puede tomarse como 0.88 veces las fuerzas determinadas en el párrafo anterior para el diseño de los siguientes miembros:
(a) La parte de las vigas por fuera del vínculo.
(b) Columnas en estructuras de 3 o más pisos.
(2) Se pueden despreciar los momentos flexionantes resultantes de la deriva en estos cálculos. Pero si deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a la columna entre puntos de soporte lateral.
(3) La resistencia requerida de las columnas no necesita ser mayor que el menor de los siguientes valores:
(a) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación al levantamiento.
(b) Las fuerzas determinadas a partir de un análisis no lineal como se define en F.3.3.3.

El ángulo de rotación inelástico del vínculo debe determinarse a partir de la porción inelástica de la deriva de diseño de piso. Alternativamente, el ángulo de rotación inelástico del vínculo se puede determinar a partir de un análisis no lineal como se define en F.3.3.3.

El efecto de la carga sísmica E_{mh} usado en el diseño de miembros de PAE, tal como la resistencia axial requerida para las ecuaciones del numeral F.3.6.3.5, debe calcularse a partir del análisis descrito anteriormente.

F.3.6.3.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.6.3.4.1 — *Angulo de rotación del vínculo* — El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo inelástico entre el vínculo y la viga por fuera de él, cuando la deriva total del piso sea igual a la deriva de piso de diseño. El ángulo de rotación del vínculo no debe exceder los valores siguientes:

(a) 0.08 radianes cuando los vínculos tengan una longitud de $1.6M_p/V_p$ o menor.
(b) 0.02 radianes cuando los vínculos tengan una longitud de $2.6M_p/V_p$ o mayor.
(c) En el caso de vínculos con longitudes comprendidas entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ el límite se debe establecer por interpolación lineal

F.3.6.3.4.2 — *Arriostramiento del vínculo* — Debe suministrarse arriostramiento en ambas aletas del vínculo en los extremos del vínculo para secciones **I**. El arriostramiento debe tener una resistencia de diseño y rigidez adecuada para desarrollar la rótula plástica de acuerdo con el numeral F.3.4.1.2.2 para miembros con ductilidad alta.

F.3.6.3.5 — *Miembros*

F.3.6.3.5.1 — *Requisitos básicos* — Los miembros de arriostramiento deben satisfacer los límites ancho-espesor del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada.

Cuando la viga por fuera del vínculo sea de diferente sección del vínculo, la viga debe satisfacer los límites ancho-espesor del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada.

La riostra diagonal y el segmento de viga por fuera del vínculo se dimensionan para permanecer esencialmente elásticos bajo las fuerzas generadas por el vínculo fluyendo completamente y con

endurecimiento por deformación. Tanto la riostra diagonal como el segmento de viga por fuera del vínculo típicamente quedan solicitados por una combinación de fuerzas axiales grandes y momento flexionante, y por lo tanto deben tratarse como vigas-columnas en el diseño, donde la resistencia de diseño se define en F.2.8.

Cuando la viga por fuera del vínculo este en el mismo miembro del vínculo, su resistencia debe determinarse usando las propiedades esperadas del material tal como lo permite el numeral F.3.1.3.2.

F.3.6.3.5.2 — *Vínculos* — Deben colocarse vigas-vínculos sometidas a flexión y cortante debidas a las excentricidades entre las intersecciones de los ejes de las riostras y la viga (o entre la intersección de los ejes de la riostra y viga y el eje de la columna para vínculos conectados a columnas). Se debe considerar que la longitud del vínculo se mide como la distancia libre entre conexiones de riostras para vínculos centrales y la distancia libre entre la conexión de la riostra y la cara de la columna para vínculos adyacentes a columnas, excepto como se especifica en F.3.6.3.6.3.

(1) ***Limitaciones* —** Los vínculos deben ser secciones I (laminadas o armadas), o secciones armadas en cajón. No se deben usar vínculos con PTE.

Los vínculos deben cumplir los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta.

Excepción — Las aletas de vínculos de sección I con longitudes $e \le 1.6M_p/V_p$ pueden satisfacer los requisitos para miembros con ductilidad moderada.

El alma o almas de un vínculo deben ser de una pieza. No se permiten refuerzos con placas de enchape ni perforaciones en el alma.

Para vínculos hechos con secciones armadas, deben utilizarse soldaduras acanaladas de penetración completa para conectar el alma (o almas) a las aletas.

Los vínculos de secciones en cajón armadas deben tener un momento de inercia, I_y, con respecto a un eje en el plano del PAE tal que $I_y > 0.67I_x$, donde I_x es el momento de inercia con respecto al eje perpendicular al plano del PAE.

(2) ***Resistencia a cortante* —** La resistencia a cortante de diseño del vínculo, $\phi_v V_n$, con $\phi_v = 0.9$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia a cortante en el alma y fluencia por flexión en la sección total. Para ambos estados límite:

(a) Para fluencia por cortante:

$$V_n = V_p \qquad \text{(F.3.6.3-1)}$$

donde:

$$V_p = 0.6F_yA_{lw} \text{ para } P_u/P_y \le 0.15 \qquad \text{(F.3.6.3-2)}$$

$$V_p = 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-\left(P_u/P_y\right)^2} \text{ para } P_u/P_y > 0.15 \qquad \text{(F.3.6.3-3)}$$

$$A_{lw} = \left(d-2t_f\right)t_w \text{ para vínculos con sección I} \qquad \text{(F.3.6.3-4)}$$

$$A_{lw} = 2\left(d-2t_f\right)t_w \text{ para vínculos sección cajón} \qquad \text{(F.3.6.3-5)}$$

P_u = resistencia axial requerida, N
P_y = resistencia axial nominal a la fluencia = F_yA_g, N **(F.3.6.3-6)**

(b) Para fluencia por flexión:

$$V_n = 2M_p/e \qquad \text{(F.3.6.3-7)}$$

donde:

$$M_p = F_yZ \text{ para } P_u/P_y \le 0.15 \qquad \text{(F.3.6.3-8)}$$

$$M_p = F_yZ\left[\frac{1-P_u/P_y}{0.85}\right] \text{ para } P_u/P_y > 0.15 \qquad \text{(F.3.6.3-9)}$$

e = longitud del vínculo definida como la distancia libre entre los extremos de dos riostras diagonales o entre la riostra diagonal y la cara de la columna, mm.

(3) Longitud del vínculo

Si $P_u/P_y > 1.5$, la longitud del vínculo debe limitarse a lo siguiente:

Cuando $\rho' \le 0.5$

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p} \qquad \text{(F.3.6.3-10)}$$

Cuando $\rho' > 0.5$

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p}\left(1.15-0.3\rho'\right) \qquad \text{(F.3.6.3-11)}$$

donde:

$$\rho' = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_y} \qquad \text{(F.3.6.3-12)}$$

V_u = resistencia a cortante requerida, N
V_y = resistencia cortante nominal a la fluencia = $0.6F_yA_{lw}$, N **(F.3.6.3-13)**

Para vínculos con fuerzas axiales bajas no hay límite superior para la longitud del vínculo. Los límites en el ángulo de rotación del vínculo del numeral F.3.6.3.4.1 son prácticamente un límite inferior de la longitud del vínculo.

(4) Rigidizadores en el vínculo para secciones I — Se deben suministrar rigidizadores al alma del vínculo, en toda su altura y a ambos lados del alma, en los extremos de la riostra diagonal. Estos rigidizadores deben tener un ancho combinado no menor que $\left(b_f - 2t_w\right)$ y un espesor no menor que $0.75t_w$ o 10 mm, el que sea mayor, en donde b_f y t_w son el ancho de la aleta y el espesor del alma del vínculo, respectivamente.

Los vínculos deben tener rigidizadores intermedios en el alma que cumplan con lo siguiente:

(a) Los vínculos de longitudes iguales a $1.6M_p/V_p$ o menores, deben tener rigidizadores intermedios en el alma espaciados a intervalos que no excedan $\left(30t_w - d/5\right)$ cuando el ángulo de rotación del vínculo sea de 0.08 radianes o $\left(52t_w - d/5\right)$ cuando dicho ángulo

sea de 0.02 radianes o menos. En el caso de rotaciones entre 0.02 y 0.08 radianes se debe interpolar linealmente.

(b) Los vínculos con una longitud mayor que $2.6M_p/V_p$ y menor que $5M_p/V_p$ deben tener rigidizadores intermedios en el alma colocados a una distancia de $1.5b_f$ medida desde cada extremo del vínculo.

(c) Los vínculos de longitud comprendida entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ deben tener rigidizadores intermedios en el alma que cumplan los requisitos de los puntos (a) y (b) anteriores.

(d) No se requieren rigidizadores intermedios en el alma en los vínculos con longitudes mayores que $5M_p/V_p$.

(e) En los vínculos los rigidizadores intermedios se deben extender en toda su altura. En el caso de vínculos con altura inferior a 635 mm sólo se requieren rigidizadores a un lado del alma. El espesor de tales rigidizadores no debe ser menor que t_w o 10 mm, el que sea mayor, y el ancho no debe ser menor que $\left(b_f/2\right) - t_w$. En vínculos con alturas mayores o iguales a 635 mm se requieren rigidizadores intermedios similares, en ambos lados del alma.

La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma del vínculo es $A_{st}F_y$, siendo A_{st} el área del rigidizador. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen el rigidizador con las aletas del vínculo es $A_{st}F_y/4$.

(5) Rigidizadores del vínculo para secciones cajón — Se deben suministrar rigidizadores al alma del vínculo, en toda su altura y en un lado de cada alma del vínculo, en la conexión de la riostra diagonal. Estos rigidizadores pueden ser soldados en la cara interior o exterior de las almas del vínculo. Cada rigidizador debe tener un ancho no menor que $b/2$, donde b es el ancho interior del cajón. Estos rigidizadores deben tener un espesor no menor que $0.75t_w$ o 13 mm, el que sea mayor.

Los vínculos deben tener rigidizadores intermedios en el alma que cumplan con lo siguiente:

(a) Los vínculos de longitudes iguales a $1.6M_p/V_p$ o menores, y con esbelteces de alma h/t_w mayores o iguales que $0.64\sqrt{E/F_y}$, deben tener rigidizadores intermedios en un lado del alma espaciados a intervalos que no excedan $20t_w - \left(d-2t_f\right)/8$.

(b) Los vínculos de longitudes iguales a $1.6M_p/V_p$ o menores, y con esbelteces de alma h/t_w menores que $0.64\sqrt{E/F_y}$, no requieren rigidizadores intermedios.

(c) Los vínculos con una longitud mayor que $1.6M_p/V_p$ no requieren rigidizadores intermedios.

(d) Los rigidizadores intermedios en los vínculos se deben extender en toda su altura y se pueden soldar en la cara interior o exterior de las almas del vínculo.

La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma del vínculo es $A_{st}F_y$, siendo A_{st} el área del rigidizador. No es necesario soldar los rigidizadores en vínculos de secciones cajón a las aletas del cajón.

F.3.6.3.5.3 — *Zonas protegidas* — Los vínculos de los PAE son zonas protegidas y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.1.3.

F.3.6.3.6 — *Conexiones*

F.3.6.3.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* - Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2:

(1) Soldaduras acanaladas en empalmes de columnas.
(2) Soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas (por fuerzas de levantamiento) bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(3) Soldaduras de conexiones viga-columna de acuerdo con el numeral F.3.6.3.6.2(b).
(4) Soldaduras que conecten las aletas del vínculo y el alma del vínculo a la columna cuando el vínculo esté conectado a columnas.
(5) Soldaduras que conecten las almas a las aletas en vínculos con vigas armadas.

F.3.6.3.6.2 — *Conexiones viga-columna* — Cuando una riostra o placa de unión conecta con la viga y la columna, la conexión debe cumplir con una de las siguientes condiciones:

(1) La conexión debe ser simple (no a momento), y cumplir con los requisitos de F.2.2.3.6.1, donde la rotación requerida se tomara como 0.025 radianes
(2) La conexión debe diseñarse para resistir un momento simultaneo con la resistencia requerida de la conexión de la riostra, igual al menor de los siguientes:
(a) Un momento correspondiente a $1.1R_yF_yZ$ de la viga.
(b) Un momento correspondiente a $\sum\left(1.1R_yF_yZ\right)$ de la columna

Este momento deberá considerarse en combinación con la resistencia requerida de la conexión de la riostra y la de la viga, incluidas las fuerzas amplificadas del diafragma colector.

F.3.6.3.6.3 — *Conexiones de las riostras* — Cuando se utilicen perforaciones agrandadas, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de pernos no necesita ser mayor que los efectos de carga basados en las combinaciones de carga del Título B, incluyendo la carga sísmica amplificada.

Las conexiones de riostras diseñadas para resistir la porción del momento en el extremo del vínculo deben considerarse completamente restringidas.

F.3.6.3.6.4 — *Empalmes de columnas* — Deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras acanaladas para hacer el empalme estas deben ser de penetración completa. Los empalmes de columnas deben diseñarse para desarrollar al menos el 50% de la menor resistencia de diseño a flexión de los miembros conectados.

La resistencia requerida a cortante debe ser $\sum M_{pc}/H_c$,

donde:
$\sum M_{pc}$ = la suma de la resistencia plástica nominal a flexión $F_{ye}Z_c$ de las columnas arriba y abajo del empalme, N-mm.
H_c = altura libre de la columna entre conexiones de vigas, incluyendo la losa, si existe, mm.

F.3.6.3.6.5 — *Conexiones vínculo-columna*

(1) ***Requisitos* —** Las conexiones vínculo-columna deben ser conexiones a momento totalmente restringidas (TR) y deben satisfacer los siguientes requisitos:
(a) La conexión debe ser capaz de sostener el ángulo de rotación del vínculo especificado en F.3.6.3.4.1.
(b) La resistencia a cortante de la conexión, medida para el ángulo requerido de rotación del vínculo, debe ser por lo menos igual a la resistencia a cortante esperada del vínculo, V_n, como se define en el numeral F.3.6.3.3.
(c) La resistencia a flexión de la conexión, medida para el ángulo de rotación del vínculo, debe ser por lo menos igual al momento correspondiente a la resistencia a cortante nominal del vínculo, V_n, como se define en el numeral F.3.6.3.5.2.2(2).

(2) ***Validación de la conexión*** **—** Las conexiones del vínculo a la columna deben satisfacer el requisito anterior mediante uno de los siguientes procedimientos:

(a) Usar una conexión precalificada para pórticos arriostrados excéntricamente, de acuerdo con la sección F.3.11.2.

(b) Ciñéndose a las especificaciones de resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con F.3.11.2. Deben realizarse al menos dos ensayos de la conexión y pueden basarse en una de las consideraciones siguientes:

(i) Ensayos reportados en artículos de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, con los límites especificados en el numeral F.3.11.2.

(ii) Ensayos enfocados específicamente para el proyecto que sean representativos de los tamaños de los miembros, resistencia del material, configuración de conexiones, procesos constructivos de la conexión, con los límites especificados en F.3.11.2.

Excepción **—** No se requieren ensayos cíclicos de la conexión si se cumplen los siguientes requisitos:

(1) Se hace un reforzamiento de la conexión viga-columna en el vínculo que excluya la fluencia de la viga sobre la longitud reforzada.

(2) La resistencia de diseño de la sección reforzada y la conexión es igual o mayor a la resistencia requerida calculada con base en la resistencia a cortante ajustada del vínculo como se describe en F.3.6.3.3.

(3) la longitud del vínculo (tomada como el segmento de viga desde el extremo del reforzamiento hasta la conexión de la riostra) no excede $1.6M_p/V_p$

(4) Se usan rigidizadores en la interfase entre el vínculo y la sección reforzada tal como se requiere en la sección F.3.6.3.5.2(4).

F.3.6.4 — PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CON PANDEO RESTRINGIDO (PAPR)

F.3.6.4.1 — ***Alcance*** **—** Los PAPR deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.6.4.2 — ***Bases de diseño*** **—** Esta sección se aplica a estructuras con riostras conectadas concéntricamente a vigas y columnas de fabricación especial. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si las fuerzas en los miembros y las conexiones que resulten de ellas se consideran en el diseño y no cambian la fuente esperada de capacidad inelástica de deformación.

Se espera que los PAPR diseñados de acuerdo con estos requisitos suministren una capacidad inelástica de deformación significativa, principalmente por medio de fluencia de la riostra a tensión y compresión. El diseño de las riostras debe proporcionar el desempeño requerido por el numeral F.3.6.4.2.1, y demostrar su conformidad de acuerdo con el numeral F.3.6.4.5.2(3). Las riostras deben diseñarse, ensayarse y detallarse para cumplir las deformaciones esperadas. Las deformaciones esperadas son las que corresponden a una deriva de piso de al menos 2% de la altura de piso o dos veces la deriva de piso de diseño, la que sea mayor, adicionalmente a las deformaciones de la riostra que resultan de la deformación de la estructura debida a carga gravitacional.

Los PAPR deben diseñarse de manera que las deformaciones inelásticas bajo el sismo de diseño ocurran principalmente como fluencia de la riostra a tensión y compresión.

F.3.6.4.2.1 — ***Resistencia de la riostra*** **—** La resistencia ajustada de la riostra debe establecerse con base en ensayos como se describe en esta sección.

Cuando se requiera en estas provisiones, las conexiones de la riostra y los miembros adyacentes, se deben diseñar para resistir las fuerzas calculadas con base en la resistencia ajustada de la riostra.

La resistencia ajustada de la riostra en compresión debe ser $\beta\omega R_y P_{ysc}$

donde

β = factor de ajuste de la resistencia a compresión
ω = factor de ajuste por endurecimiento por deformación
P_{ysc} = resistencia axial de fluencia del núcleo de acero, MPa

La resistencia ajustada en tensión debe ser $\omega R_y P_{ysc}$.

Excepción: No se necesita aplicar el factor R_y, si P_{ysc} se determina usando el esfuerzo de fluencia obtenido de un ensayo.

El factor de ajuste de la resistencia a compresión, β, se calcula como la relación de la fuerza a compresión máxima y la fuerza de tensión máxima de la muestra del ensayo medidas a partir de los ensayos de calificación especificados en F.3.11.3.4.3, para las deformaciones esperadas. El valor de β, a usar es el más grande de los dos ensayos de calificación de la riostra. En ningún caso β debe ser menor que uno.

El factor de ajuste por endurecimiento por deformación, ω, se debe calcular como la relación de la máxima fuerza a tensión, medida a partir de los ensayos de calificación especificados en F.3.11.3.4.3 (para el intervalo de deformaciones esperadas) y la resistencia a la fluencia medida, $R_y P_{ysc}$ del espécimen de ensayo. Se debe utilizar el mayor valor obtenido de ω en los dos ensayos de calificación. Cuando el material ensayado del núcleo de acero no coincida con el del prototipo, ω se debe calcular con base en los ensayos del material del prototipo.

F.3.6.4.3 — ***Análisis*** **—** Los PAPR no deben considerarse como un sistema de resistencia de fuerzas gravitacionales.

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones en PAPR debe estar basada en las combinaciones de carga del Título B que incluyan la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada, los efectos de las fuerzas horizontales que incluyen la sobre resistencia, E_{mh}, deben tomarse como las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que todas las fuerzas corresponden a su resistencia ajustada a compresión o tensión.

Debe determinarse si las riostras están en compresión o tensión despreciando los efectos de las cargas gravitacionales. Los análisis deben considerar las dos direcciones de cargas en la estructura.

La resistencia ajustada de la riostra a tensión debe ser como se describe en el numeral F.3.6.4.2.1.

Excepciones:

(1) Se permite despreciar los momentos flexionantes resultantes de la deriva sísmica en esta determinación. Se deben considerar los momentos resultantes de las cargas aplicadas a la columna entre puntos de soporte lateral.

(2) La resistencia requerida de las columnas no necesita ser mayor que el menor de los siguientes valores:

(a) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación al levantamiento.

(b) Las fuerzas determinadas a partir de un análisis no lineal como se define en el numeral F.3.3.

La deformación de la riostra debe determinarse a partir de la porción inelástica de la deriva de piso de diseño y debe incluir los efectos de la flexibilidad vertical de la viga. Alternativamente, las deformaciones de la riostra se pueden determinar a partir de análisis no lineales definidos en F.3.3.

F.3.6.4.4 — ***Requisitos del sistema***

F.3.6.4.4.1 — ***Riostras en V y V invertida*** **—** Estas deben cumplir los siguientes requisitos:

(1) La resistencia requerida de vigas interceptadas por riostras, sus conexiones y miembros de apoyo, se debe determinar con base en las combinaciones de carga del Título B de

este Reglamento suponiendo que las riostras no toman cargas vivas ni muertas. Para las combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, los efectos sísmicos vertical y horizontal, E, en la viga deben determinarse a partir de las resistencias ajustadas de la riostra a tensión y a compresión.

(2) Las vigas deben ser continuas entre columnas. Ambas aletas de la viga deben estar arriostradas lateralmente para satisfacer los requisitos de miembros de ductilidad moderada de la sección F.3.4.1.1. Como mínimo se requiere un juego de riostras laterales en el punto de intersección de estos arriostramientos, a menos que la viga tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para garantizar la estabilidad entre puntos de arriostramiento adyacentes.

La viga tiene suficiente rigidez y resistencia por fuera del plano si la capacidad de la viga en el plano horizontal cumple la resistencia y rigidez requeridas para el arriostramiento nodal de columna prescrito en la sección F.2.19. P_u se puede tomar como la resistencia requerida a compresión de la riostra.

Para propósitos de diseño y ensayos de riostras, la máxima deformación calculada de las riostras se debe incrementar para incluir el efecto de la deflexión vertical de la viga bajo la carga definida en la sección F.3.6.4.4.1(1).

F.3.6.4.4.2 — ***Riostras en*** K **—** En PAPR no se permite el arriostramiento tipo K.

F.3.6.4.4.3 — ***Conexiones de la riostra a las conexiones viga-columna*** **—** Estas conexiones deben diseñarse para resistir una fuerza sísmica fuera del plano E igual al 6% de la resistencia a compresión ajustada de la riostra. La rigidez requerida de la riostra debe cumplir los requisitos de la ecuación F.2.20.2-4, en la que P_u es la resistencia a compresión ajustada de la riostra.

F.3.6.4.5 — ***Miembros***

F.3.6.4.5.1 — ***Requisitos básicos*** **—** Los miembros de vigas y columnas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta.

F.3.6.4.5.2 - ***Riostras***

(1) ***Conjunto*** **—** La riostras están compuestas por un núcleo de acero estructural y un sistema que restringe el pandeo del núcleo.

(a) ***Núcleo de acero*** **—** Las placas usadas en el núcleo de acero que sean de 50mm de espesor o mayores deben satisfacer la tenacidad mínima del numeral F.3.1.3.3. No se permite empalmes en el núcleo de acero.

(b) ***Sistemas de restricción al pandeo*** **—** El sistema de restricción al pandeo consiste de un recubrimiento para el núcleo de acero. En los cálculos de estabilidad, las vigas, columnas, y placas de unión que conecten el núcleo son consideradas parte de este sistema. El sistema de restricción de pandeo debe limitar el pandeo local y general del núcleo de acero para las deformaciones esperadas. La conformidad con estas provisiones se valida por medio de los ensayos descritos en el numeral F.3.6.4.2.2.

(2) ***Resistencia de diseño*** **—** El núcleo de acero debe diseñarse para resistir la fuerza axial completa en la riostra.

La resistencia axial de diseño de la riostra, ϕP_{ysc}, a tensión y a compresión, de acuerdo con el estado límite de fluencia, se debe determinar de la siguiente manera:

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc} \qquad \text{(F.3.6.4-1)}$$

$$\phi = 0.9$$

donde,
F_{ysc} = resistencia a la fluencia mínima especificada del núcleo de acero, o resistencia real a la fluencia del núcleo de acero determinada de un ensayo, MPa

A_{sc} = área neta del núcleo de acero, mm^2.

Los efectos de las cargas calculados con base en las resistencias ajustadas de la riostra no deben amplificarse por el factor de sobreresistencia, Ω_0.

(3) ***Validación de la conexión*** **—** El diseño de las riostras se debe realizar con base en los resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con los procedimientos y criterios de aceptación de F.3.11.3. Los resultados de los ensayos de calificación deben consistir de al menos dos ensayos cíclicos satisfactorios; uno se requiere para realizar el ensayo de un sistema de riostra, que incluya una conexión de riostra solicitada por demandas de rotación que cumplan con los requisitos de F.3.11.3.2, y el otro puede ser o bien un ensayo uniaxial o un ensayo del sistema que debe cumplir con los requisitos de F.3.3.3. Ambos tipos de ensayos pueden validarse cumpliendo una de las siguientes condiciones:

(a) Ensayos obtenidos en la literatura de pruebas elaboradas para otros proyectos similares al que se está ejecutando.

(b) Ensayos que sean realizados específicamente para el proyecto.

La interpolación o extrapolación de los resultados de los ensayos para miembros de diferente tamaño se debe justificar mediante un análisis racional que demuestre la consistencia de la distribución de esfuerzos y de deformaciones unitarias internas, que sea menos severa que las condiciones ensayadas y que considere los efectos adversos de las variaciones de las propiedades de los materiales. La extrapolación de los resultados de los ensayos se debe realizar con base en combinaciones similares de tamaños de núcleos de acero y de sistemas de restricción al pandeo. Para permitir que un diseño sea calificado mediante ensayos, debe cumplirse con F.3.11.3.

F.3.6.4.5.3 — ***Zonas protegidas*** **—** Las zonas protegidas deben incluir el núcleo de acero de las riostras y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas, y debe satisfacer los requisitos de F.3.4.1.3.

F.3.6.4.6 — ***Conexiones***

F.3.6.4.6.1 — ***Soldaduras de demanda crítica*** **-** Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columnas.

(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas (por fuerzas de levantamiento) bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.

(3) Soldaduras de conexiones viga-columna de acuerdo al numeral F.3.6.3.6.2(b).

F.3.6.4.6.2 — ***Conexiones viga-columna*** **—** Cuando una riostra o placa de unión conecta con la viga y la columna, la conexión debe cumplir con una de las siguientes condiciones:

(1) La conexión debe ser simple (no a momento), y cumplir con los requisitos de F.2.2.3.6.1, donde la rotación requerida se tomara como 0.025 radianes

(2) La conexión debe diseñarse para resistir un momento simultaneo con la resistencia requerida de la conexión de la riostra, igual al menor de los siguientes:

(a) Un momento correspondiente a $1.1R_yF_yZ$ de la viga.

(b) Un momento correspondiente a $\sum\left(1.1R_yF_yZ\right)$ de la columna

Este momento deberá considerarse en combinación con la resistencia requerida de la conexión de la riostra y la de la viga, incluidas las fuerzas amplificadas del diafragma colector.

F.3.6.4.6.3 — *Conexiones de las riostras*

(1) ***Resistencia requerida*** **—** La resistencia requerida de la conexión de las riostras a tensión y compresión (incluyendo las conexiones viga-columna si son parte del sistema estructural arriostrado) debe ser 1.1 veces la resistencia ajustada de la riostra a compresión, donde la resistencia ajustada de la riostra es la definida en F.3.6.4.2.1.

Cuando se utilicen perforaciones agrandadas, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de pernos no necesita ser mayor que los efectos de las combinaciones de carga del Título B, incluyendo la carga sísmica amplificada.

(2) ***Requisitos de las cartelas de unión*** **—** El diseño de las conexiones debe incluir las consideraciones de pandeo local y general. Se debe utilizar un arriostramiento lateral consistente con el utilizado en los ensayos en los que se basa el diseño.

Estos requisitos pueden cumplirse si se diseña la placa de unión para una fuerza transversal consiste con las fuerzas transversales del arriostramiento determinadas en los ensayos, añadiéndole atiesadores para resistir esta fuerza o suministrando un arriostramiento a la placa de unión. Cuando los ensayos no incluyan arriostramiento transversal, no se requiere suministrarlo. Debe incluirse en el ensayo de fabricación cualquier accesorio de arriostramiento.

F.3.6.4.6.4 — *Empalmes de columnas* **—** Deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras acanaladas para hacer el empalme estas deben ser de penetración completa. Los empalmes de columnas deben diseñarse para desarrollar al menos el 50% de la menor resistencia de diseño a flexión de los miembros conectados.

La resistencia requerida a cortante V_u debe ser $\sum M_{pc}/H_c$,

donde:
$\sum M_{pc}$ = la suma de la resistencia plástica nominal a flexión $F_{ye}Z_c$ de las columnas arriba y abajo del empalme, N-mm.
H_c = altura libre de la columna entre conexiones de vigas, incluyendo la losa, si existe, mm.

F.3.6.5 — MUROS DE CORTANTE DE ACERO (MCA)

F.3.6.5.1 — *Alcance* **—** Los MCA deben diseñarse de acuerdo con esta sección.

F.3.6.5.2 — *Bases de diseño* **—** Esta sección se aplica a estructuras conformadas por láminas de acero conectadas a vigas y columnas

Se espera que los MCA diseñados de acuerdo con estos requisitos suministren una capacidad inelástica de deformación significativa, principalmente por medio de fluencia de la placa del alma y formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontales (EBH).

F.3.6.5.3 — *Análisis* **—** No debe considerarse que las almas de los MCA resistan cargas de gravedad.

La resistencia requerida de los EBH, elementos de bordes verticales (EBV) y las conexiones de los MCA, deben basarse en las combinaciones de carga del Título B que incluyen la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales que incluya la sobre resistencia, E_{mh}, debe determinarse a partir de un análisis en el cual se supone que todas las almas resisten las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión , actuando con el ángulo α determinado en el numeral F.3.6.5.5.2, y los EBH las acciones resultantes de aplicar en cada extremo unos momentos iguales a $1.1R_yM_p$. La tensión en las almas debe hallarse sin considerar los efectos de las cargas gravitacionales.

El esfuerzo de fluencia esperado del alma debe tomarse como R_yF_y. Cuando se usen paredes con perforaciones, el esfuerzo de tensión efectivo esperado se define en F.3.6.5.7.1.

Deben incluirse las fuerzas cortantes de la ecuación F.3.5.1-1 en el análisis. Se debe tener en cuenta que en algunos casos las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga del Título B pueden gobernar el diseño de los EBH.

Las fuerzas cortantes en las vigas y en las columnas pueden ser muy grandes, y la fluencia por cortante podría ser el estado límite dominante.

F.3.6.5.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.6.5.4.1 - *Rigidez de los elementos de borde* **–** Los EBV deben tener momentos de inercia con respecto al eje perpendicular al plano del alma, I_c, no menores que $0.0031t_wh^4/L$. Los EBH deben tener momentos de inercia con respecto al eje perpendicular al plano del alma, I_v, no menor que $0.0031L^4/h$ veces la diferencia de los espesores de la placa del alma arriba y abajo.

donde:
t_w = espesor del alma, mm.
h = distancia entre ejes de EBH, mm
I_v = momento de inercia de un EBH con respecto al eje perpendicular al plano de la placa del alma, mm^4
I_c = momento de inercia de un EBV con respecto al eje perpendicular al plano de la placa del alma, mm^4
L = distancia entre ejes de los EBV, mm.

F.3.6.5.4.2 — *Relación de momentos de la conexión EBH-EBV* **—** Se deben cumplir las relaciones de momentos viga-columna de la sección F.3.5.3.4.1 para todas las intersecciones de elementos de borde sin considerar los efectos de las almas.

F.3.6.5.4.3 — *Arriostramiento* **—** Los EBH deben arriostrarse de manera que se satisfagan los requisitos para elementos con ductilidad moderada de la sección F.3.4.1.2.1.

F.3.6.5.4.4 — *Aberturas en el alma* **—** Las aberturas en las almas deben enmarcarse en todos sus lados por medio de elementos de borde intermedios prolongados a todo lo ancho y alto del panel, a menos que se justifique otra distribución por medio de ensayos y análisis, o lo permitido en F.3.6.5.7.

F.3.6.5.5 — *Miembros*

F.3.6.5.5.1 — *Requisitos básicos* **—** Los EBH, los EBV y elementos de borde intermedios deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta.

F.3.6.5.5.2 — *Almas* **—** La resistencia de diseño a cortante del panel, ϕV_n, de acuerdo con el estado límite de fluencia a cortante, debe determinarse como sigue:

$$V_n = 0.42F_yt_wL_{cf}\,\text{sen}\,2\alpha \qquad \text{(F.3.6.5-1)}$$

$$\phi = 0.9$$

donde:
A_b = área de la sección transversal de un EBH, mm^2
A_c = área de la sección transversal de un EBV, mm^2
I_c = momento de inercia de un EBV con respecto al eje perpendicular al plano de la placa del alma, mm^4
L = distancia entre ejes de EBV, mm.

L_{cf} = distancia libre entre aletas de columna, mm.
h = distancia entre ejes de EBV, mm.
t_w = espesor del alma, mm.
α = ángulo de fluencia del alma en grados, medido con relación a la vertical. El ángulo de inclinación, α puede tomarse como 40°, o calcularse como sigue:

$$\tan^4\alpha = \frac{1+\frac{t_wL}{2A_c}}{1+t_wh\left(\frac{1}{A_b}+\frac{h^3}{360I_cL}\right)} \qquad \text{(F.3.6.5-2)}$$

F.3.6.5.5.3 — *Zona protegida* **—** La zona protegida de los MCA debe satisfacer la sección F.3.4.1.3, e incluye lo siguiente:

(1) Las almas de MCA.
(2) Los elementos que conectan las almas a los EBH y los EBV.
(3) Las zonas de rótula plástica en cada extremo del EBH, en una región que va desde la cara de la columna hasta una distancia igual a un peralte de la cara de la columna, o como se especifica en F.3.5.3.5.3.

F.3.6.5.6 — *Conexiones*

F.3.6.5.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* **—** Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columnas.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(3) Las soldaduras de conexiones EBH-EBV.

F.3.6.5.6.2 — *Conexiones EBH-EBV* **—** Estas conexiones deben cumplir los requisitos del numeral F.3.5.1.6.

(1) ***Resistencia requerida*** **—** La resistencia requerida a cortante de una conexión EBH-EBV debe basarse en las combinaciones de carga del Título B que incluyan la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada el efecto de las fuerzas horizontales que incluyen la sobre resistencia E_{mh}, debe tomarse como el cortante calculado con la ecuación F.3.5.1-1 junto con el cortante que resulta de la resistencia a fluencia esperada a tensión de las almas a un ángulo α.
(2) ***Zona de panel*** **—** La zona de panel de EBV cercana a la parte superior y base del EBH del MCA debe cumplir con los requisitos del numeral F.3.5.3.6.5.

F.3.6.5.6.3 — *Conexiones de almas a elementos de borde* **—** La resistencia requerida de las conexiones del alma a los EBH y EBV que la rodean debe ser igual a la resistencia a fluencia esperada del alma a tensión, a un ángulo α.

F.3.6.5.6.4 — *Empalmes de columnas* **—** Deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras acanaladas para hacer el empalme estas deben ser de penetración completa. Los empalmes de columnas deben diseñarse para desarrollar al menos el 50% de la menor resistencia de diseño a flexión de los miembros conectados.

La resistencia requerida a cortante V_u debe ser $\sum M_{pc}/H_c$,

donde:

$\sum M_{pc}$ = la suma de la resistencia plástica nominal a flexión $F_{ye}Z_c$ de las columnas arriba y abajo del empalme, N-mm.
H_c = altura libre de la columna entre conexiones de vigas, incluyendo la losa, si existe, mm.

F.3.6.5.7 — *Almas perforadas*

F.3.6.5.7.1 — *Configuración normal de perforaciones circulares* **—** Se permite usar una placa perforada como alma de un MCA siempre y cuando cumpla con esta sección. Las almas perforadas deben tener un patrón regular de perforaciones del mismo diámetro espaciadas uniformemente en toda el área de la placa del alma con un arreglo en el que las perforaciones se alinean diagonalmente con un ángulo uniforme con respecto a la vertical. Los bordes de las aberturas deben tener una rugosidad de superficie de 13 micrones o menos.

(1) ***Resistencia*** **—** La resistencia de diseño a cortante del panel, ϕV_n, de acuerdo con el estado límite de fluencia a cortante, debe determinarse como sigue para almas perforadas:

$$V_n = 0.42F_yt_wL_{cf}\left(1-0.7D/S_{diag}\right) \qquad \text{(F.3.6.5-3)}$$

$$\phi = 0.9$$

donde:
D = diámetro de las perforaciones, mm.
S_{diag} = distancia mínima centro a centro entre perforaciones, mm.

(2) ***Espaciamiento*** **—** El espaciamiento S_{diag} debe ser como mínimo $1.67D$. La distancia entre las primeras perforaciones y las conexiones del alma a los EBH y los EBV, debe ser D, como mínimo pero no mayor de $D+0.7S_{diag}$

(3) ***Rigidez*** **—** La rigidez de las placas regularmente perforadas debe calcularse utilizando un espesor efectivo de placa de alma, t_{cf}, dada por:

$$t_{cf} = \frac{1+\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)}{1-\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)\left(1-\frac{N_rD\,\text{sen}\,\alpha}{H_c}\right)}t_w \qquad \text{(F.3.6.5-4)}$$

donde:
H_c = altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre aletas, mm.
t_w = espesor de la placa de alma, mm.
N_r = número de filas horizontales de perforaciones.
α = ángulo con respecto a la vertical de la línea centro a centro más corta en el arreglo de las aberturas, grados.

(4) ***Esfuerzo efectivo de tensión esperado*** **—** El esfuerzo efectivo de tensión esperado para ser usado en lugar del esfuerzo de tensión efectivo para el análisis de acuerdo con la sección F.3.6.5.3 es $R_yF_y\left(1-0.7D/S_{diag}\right)$.

F.3.6.5.7.2 — *Perforaciones de alma con esquina reforzada* **—** Se permiten perforaciones de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas si estas están conectadas a una placa curva de refuerzo bordeando la perforación. Las platinas deben diseñarse para permitir el desarrollo de toda la resistencia del alma y mantener su resistencia cuando esté sujeta a las deformaciones

correspondientes a la deriva de piso de diseño. Lo anterior puede conseguirse si se cumplen las siguientes condiciones:

(1) ***Diseño a tensión*** **—** La platina curva debe tener una resistencia de diseño que desarrolle la fuerza de tensión axial resultante de la tensión de la placa del alma en ausencia de otras fuerzas.

$$P_u = \frac{R_y F_y t_w R^2}{4e} \qquad \textbf{(F.3.6.5-5)}$$

donde:

R = radio de la perforación, mm.

$e = R\left(1 - \sqrt{2}/2\right)$, mm. **(F.3.6.5-6)**

Los EBH y los EBV deben diseñarse para resistir las fuerzas axiales de tensión en el extremo del refuerzo curvo.

(2) ***Diseño para las fuerzas de la conexión viga-columna*** **—** Las platinas curvas deben tener una resistencia de diseño capaz de desarrollar los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma que resultan de la deformación de la conexión en ausencia de otras fuerzas. La fuerza es:

$$P_u = \frac{15EI_y}{4e^2}\frac{\Delta}{H} \qquad \textbf{(F.3.6.5-7)}$$

El momento es:

$$M_u = \frac{P_u R}{2} \qquad \textbf{(F.3.6.5-8)}$$

donde:
E = módulo de elasticidad, MPa
I_y = momento de inercia de la placa, mm^4
H = altura de piso, mm
Δ = deriva de piso de diseño, mm

F.3.7 — PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS COMPUESTOS (PRMC)

Este numeral proporciona las bases de diseño y los requisitos para el análisis, el sistema, los miembros y las conexiones para pórticos resistentes a momentos compuestos DMI, DMO, DES y parcialmente restringidos (PR)

Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.7.1 — Pórticos resistentes a momentos compuestos con capacidad de energía mínima (PRMC-DMI)
F.3.7.2 — Pórticos resistentes a momentos compuestos con capacidad de energía moderada (PRMC-DMO)
F.3.7.3 — Pórticos resistentes a momentos compuestos con capacidad de energía especial (PRMC-DES)
F.3.7.4 — Pórticos resistentes a momentos compuestos parcialmente restringidos (PRMC-PR)

F.3.7.1 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS COMPUESTOS CON CAPACIDAD DE ENERGÍA MÍNIMA (PRMC-DMI)

F.3.7.1.1 — ***Alcance*** **—** Los sistemas PRMC-DMI deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección es aplicable a pórticos resistentes a momentos con conexiones totalmente restringida (TR) que

consten de columnas compuestas o de concreto reforzado y vigas bien sean de acero, embebidas en concreto, o compuestas.

F.3.7.1.2 — ***Bases de diseño*** **—** Se espera que los PRMC-DMI diseñados de acuerdo con estas especificaciones suministren una capacidad de deformación inelástica mínima en sus miembros y conexiones.

F.3.7.1.3 — ***Análisis*** **—** No se especifican requisitos especiales para el análisis.

F.3.7.1.4 — ***Requisitos del sistema*** **—** No se especifican requisitos especiales para el sistema.

F.3.7.1.5 — ***Miembros*** **—** No se especifican requisitos adicionales a los del Capítulo F.2 para los miembros de acero o compuestos. Las columnas de concreto reforzado deben cumplir los requisitos del Título C, excluyendo el numeral C.21.

F.3.7.1.6 — ***Conexiones*** **—** Las conexiones deben ser totalmente restringidas (TR). Las conexiones deben diseñarse para las combinaciones de cargas aplicables descritas en F.3.2.2 y F.3.2.3. Las resistencias de diseño de las conexiones viga-columna deben determinarse de acuerdo con F.2 y F.3.4.2.7.

F.3.7.2 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS COMPUESTOS CON CAPACIDAD DE ENERGÍA MODERADA (PRMC-DMO)

F.3.7.2.1 — ***Alcance*** **—** Los sistemas PRMC-DMO deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección es aplicable a pórticos resistentes a momentos con conexiones totalmente restringida (TR) que consten de columnas compuestas o de concreto reforzado y vigas bien sean de acero estructural, embebidas en concreto, o compuestas.

F.3.7.2.2 — ***Bases de diseño*** **—** Se espera que los PRMC-DMO diseñados de acuerdo con estas especificaciones suministren una capacidad de deformación inelástica limitada, a través de fluencia a flexión de las vigas y columnas y fluencia a cortante en las zonas de panel de las columnas. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona de panel, platinas de continuidad y diafragmas debe basarse en ensayos de conexiones que garanticen el desempeño requerido en el numeral F.3.7.2.6.2, y demostrar su conformidad con el numeral F.3.7.2.6.3.

F.3.7.2.3 — ***Análisis*** **—** No se especifican requisitos especiales para el análisis.

F.3.7.2.4 — ***Requisitos del sistema***

F.3.7.2.4.1 — ***Arriostramiento para estabilidad de vigas*** **—** Las vigas deben arriostrarse para satisfacer los requisitos de miembros de ductilidad moderada del numeral F.3.4.1.2.1.

Adicionalmente, a menos que se indique de otra forma mediante ensayos, los arriostramientos de las vigas se deben ubicar cerca de las fuerzas concentradas, en los cambios de la sección transversal y en otras ubicaciones donde los análisis indiquen que se puede formar una rótula plástica durante la deformación inelástica del PRMC-DMO. La resistencia requerida del arriostramiento lateral adyacente a las rótulas plásticas debe ser como se especifica en el numeral F.3.4.1.2.3.

F.3.7.2.5 — ***Miembros***

F.3.7.2.5.1 — ***Requisitos básicos*** **—** Los miembros para vigas y columnas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada.

F.3.7.2.5.2 — ***Aletas de vigas*** **—** No se permiten cambios abruptos en la aleta de la viga en las zonas de rótulas plásticas. Tampoco se permiten perforaciones en la aleta o recortes en el ancho de la aleta a menos que los ensayos de calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables.

F.3.7.2.5.3 — ***Zonas protegidas*** **—** La región que en cada extremo de la viga esté sujeta a deformaciones inelásticas es una zona protegida, y debe satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.3.

Las zonas de rótulas plásticas en los extremos de vigas en PRMC-DMO deben tratarse como zonas protegidas. En general, para conexiones sin reforzar, la zona protegida se ubica desde la cara de la columna y hasta una distancia igual a la mitad del peralte de la viga después de la rótula plástica.

F.3.7.2.6 — ***Conexiones***

F.3.7.2.6.1 — ***Soldaduras de demanda crítica*** **—** No se requieren soldaduras de demanda crítica.

F.3.7.2.6.2 — ***Conexiones viga-columna*** **—** Las conexiones viga-columna del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes como mínimo.
(2) La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos $0.8M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes, donde M_p se define como la resistencia nominal a flexión de las vigas de acero, las vigas embebidas o compuestas y debe satisfacer los requisitos de F.2.9.

F.3.7.2.6.3 — ***Validación de la conexión*** **—** La conexión viga-columna del SRS debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.2.6.2, mediante ensayos de la conexión o cálculos justificados por modelos mecánicos y criterios de diseño para estados límites de sus componentes de acuerdo con estas especificaciones.

F.3.7.2.6.4 — ***Resistencia a cortante requerida*** **—** La resistencia requerida a cortante V_u de la conexión debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, en la que el efecto de las fuerzas horizontales, incluyendo la sobre resistencia, se debe tomar como:

$$E_{mh} = 2\left(1.1R_y M_{p,esp}\right)/L_h \qquad \textbf{(F.3.7.2-1)}$$

donde $M_{p,esp}$ es la resistencia a la flexión plástica esperada de las vigas de acero, las embebidas o compuestas. Para vigas embebidas o compuestas, $M_{p,esp}$ debe calcularse usando la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones. Deben utilizarse factores R_y apropiados para los diferentes elementos de la sección transversal estableciendo el equilibrio de fuerzas en la sección y calculando la resistencia a flexión. L_h es la distancia entre rótulas plásticas en la viga, mm. Para vigas de acero, $M_{p,esp}$ en la ecuación F.3.7.2-1 puede tomarse como $R_y M_p$ de la viga.

F.3.7.2.6.5 — ***Placas de continuidad y de diafragma*** **—** Se pueden usar placas para diafragmas de conexión para columnas compuestas rellenas tanto al interior como al exterior de la columna.

Cuando se utilicen placas de diafragma, el espesor de estas debe ser al menos igual del espesor de la aleta de la viga.

Las placas de diafragma deben soldarse alrededor de todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa o soldaduras de filete por ambos lados. La resistencia requerida de estas uniones no debe ser menor que la resistencia de diseño del área de contacto de la placa con los lados de la columna.

Los diafragmas internos deberán tener aberturas circulares suficientes para la colocación del concreto.

F.3.7.2.6.6 — ***Empalmes de columna*** **—** Adicionalmente a los requisitos de la sección F.3.4.2.5, los empalmes de columna deben cumplir con los requisitos de esta sección. Cuando se utilicen

soldaduras acanaladas para hacer el empalme, estas deben ser de penetración completa. Cuando los empalmes de columna no se realicen con soldaduras acanaladas, deben tener una resistencia requerida a la flexión que sea por lo menos igual a la resistencia nominal a la flexión, M_{pce}, de la columna compuesta menor. La resistencia a cortante requerida de los empalmes del alma de la columna deben ser por lo menos igual a $\sum M_{pce}/H$, donde $\sum M_{pce}$ es la suma de la resistencias nominales a la flexión de las columnas compuestas arriba y abajo del empalme. Para columnas compuestas la resistencia nominal a la flexión debe satisfacer los requisitos de F.2.9 considerando la resistencia axial requerida, P_{uc}.

F.3.7.3 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS COMPUESTOS CON CAPACIDAD DE ENERGÍA ESPECIAL (PRMC-DES)

F.3.7.3.1 — ***Alcance*** **—** Los sistemas PRMC-DES deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección es aplicable a pórticos resistentes a momentos con conexiones totalmente restringida (TR) que consten de columnas compuestas o de concreto reforzado y vigas bien sean de acero embebidas en concreto, o compuestas.

F.3.7.3.2 — ***Bases de diseño*** **—** Se espera que los PRMC-DES diseñados de acuerdo con estas especificaciones suministren una capacidad de deformación inelástica significativa a través de fluencia por flexión de las vigas y fluencia limitada a cortante en las zonas de panel de las columnas. Excepto cuando se permita otra cosa en esta sección, las columnas deben diseñarse generalmente para ser más resistentes que las vigas totalmente plastificadas y con endurecimiento por deformación. Se permite la plastificación por flexión en las columnas en su base. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona de panel, las platinas de continuidad y los diafragmas, debe basarse en ensayos de conexiones que garanticen el desempeño requerido en el numeral F.3.7.3.6.2, y demostrar su conformidad con el numeral F.3.7.3.6.3.

F.3.7.3.3 — ***Análisis*** **—** No se especifican requisitos especiales para el análisis.

F.3.7.3.4 — ***Requisitos del sistema***

F.3.7.3.4.1 — ***Relaciones de momento*** **—** Deben satisfacerse las siguientes relaciones en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p,esp}} > 1 \qquad \textbf{(F.3.7.3-1)}$$

donde:

$\sum M^*_{pcc}$ = suma de las proyecciones al eje de las vigas, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y abajo de la unión con una reducción debida a la fuerza axial en la columna. Para columnas compuestas, la resistencia nominal a flexión, M_{pce}, debe satisfacer los requisitos de F.2.9 considerando la resistencia axial requerida P_{uc}. Para columnas de concreto reforzado, la resistencia nominal a flexión, M_{pce}, debe calcularse con base en las provisiones del Título C considerando la resistencia axial requerida P_{uc}. Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma unión no coincidan debe usarse la línea media entre los dos ejes.

$\sum M^*_{p,esp}$ = suma de los momentos en las vigas de acero o embebidas en concreto en la intersección de los ejes de la viga y la columna. Se determina como la suma de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica, referidas al eje de la columna. Se puede tomar $\sum M^*_{p,esp} = \sum\left(1.1M_{p,esp} + M_{uv}\right)$, donde $M_{p,esp}$ se calcula de acuerdo con la sección F.3.7.2.6.4

M_{uv} = momento debido a la amplificación por el cortante desde la posición de la rótula plástica hasta el eje de la columna

Excepción — Deben aplicarse las excepciones de la sección F.3.4.3.4.1 excepto que el límite de la fuerza en el numeral F.3.5.3.4.1 debe ser $P_{uc} < 0.1P_c$.

F.3.7.3.4.2 — *Arriostramiento para la estabilidad de las vigas* — Las vigas deben arriostrarse para satisfacer los requisitos de miembros de ductilidad alta del numeral F.3.4.1.2.2.

Adicionalmente, a menos que se indique de otra forma mediante ensayos, los arriostramientos de las vigas deben colocarse cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otras ubicaciones donde los análisis indiquen que se puede formar una rótula plástica durante la deformación inelástica del PRMC-DES.

F.3.7.3.4.3 — *Arriostramiento para la estabilidad de las conexiones viga-columna* — Las columnas compuestas con conexiones no arriostradas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.5.3.4.3(2).

F.3.7.3.5 — *Miembros*

F.3.7.3.5.1 — *Requisitos básicos* — Los miembros de acero y compuestos deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta.

Excepción — Las vigas embebidas en concreto reforzado deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada si el recubrimiento de concreto es de 50 mm o mayor y sea suministrado confinamiento por medio de estribos en regiones donde se espera la formación de rótulas plásticas bajo las deformaciones por el sismo. Los estribos deben satisfacer los requisitos de C.21.5.3.

Las vigas compuestas embebidas en concreto que sean parte del PRMC-DES deben satisfacer también el que la distancia desde la fibra de concreto de mayor compresión al eje neutro plástico no sea mayor que:

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d}{1 + \left(\frac{1\,700F_y}{E}\right)} \qquad \text{(F.3.7.3-2)}$$

donde:

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga de acero, MPa.
E = módulo elástico de la viga de acero, MPa.
Y_{con} = distancia desde la parten superior de la viga de acero y la parte superior del concreto, mm.
d = peralte total de la viga, mm.

F.3.7.3.5.2 — *Aletas de vigas* — No se permiten cambios abruptos en la aleta de la viga en las zonas de rótulas plásticas. Tampoco se permiten perforaciones en la aleta o recortes en el ancho de la aleta a menos que los ensayos de calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables.

F.3.7.3.5.3 — *Zonas protegidas* — La región que en cada extremo de la viga esté sujeta a deformaciones inelásticas es una zona protegida, y debe satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.3.

Las zonas de rótulas plásticas en los extremos de vigas en PRMC-DES deben tratarse como zonas protegidas. En general, la zona protegida se ubica desde la cara de la columna compuesta y hasta una distancia igual a la mitad del peralte de la viga después de la rótula plástica.

F.3.7.3.6 — *Conexiones* — Las conexiones deben ser totalmente restringidas (TR) y satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.2 con todos sus numerales, además de esta sección.

F.3.7.3.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras deben considerarse de demanda crítica y satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columna. Excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica amplificada.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base,
(3) Las soldaduras acanaladas de penetración completa de las aletas de vigas, las placas de diafragma que sirven como continuación de aletas de vigas, las placas de cortante dentro del peralte de la viga que sirven de transición de la viga a un perfil embebido, y las almas de vigas a columnas.

F.3.7.3.6.2 — *Conexiones viga-columna* — Las conexiones viga-columna del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes como mínimo.
(2) La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos $0.8M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes, donde M_p se calcula de acuerdo con el numeral F.3.7.2.6.2.

F.3.7.3.6.3 — *Validación de la conexión* — La conexión viga-columna del SRS debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.3.6.2 por medio de lo siguiente:

(1) Cuando las vigas están interrumpidas en la conexión, la conexión debe calificarse usando resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con F.3.11.2. Deben realizarse al menos dos ensayos de la conexión y pueden basarse en una de las consideraciones siguientes:
  (a) Ensayos reportados en artículos de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, con los límites especificados en el numeral F.3.11.2.
  (b) Ensayos enfocados específicamente para el proyecto que sean representativos de los tamaños de los miembros, resistencia del material, configuración de conexiones, procesos constructivos de la conexión, con los límites especificados en F.3.11.2.
(2) Cuando las vigas no están interrumpidas o sean continuas a través de la columna compuesta o de concreto reforzado, y que no se usen uniones soldadas a las aletas de las vigas, ni la conexión sea susceptible de fractura prematura, deben cumplirse los requisitos de desempeño del numeral F.3.7.3.6.2(a).

Se permiten conexiones que puedan acomodar el ángulo de deriva de piso requerido en los elementos de conexión y proporcionen la resistencia medida a flexión y a cortante que se especifican en el numeral F.3.5.3.6.4. Adicionalmente a lo anterior, el diseño debe demostrar que cualquier deriva adicional debida a la deformación de la conexión puede ser soportada por la estructura. El diseño debe incluir un análisis que contemple los efectos de estabilidad de toda la estructura, incluyendo los efectos de segundo orden.

F.3.7.3.6.4 — *Resistencia a cortante requerida* — La resistencia requerida a cortante V_u de la conexión debe basarse en las combinaciones de carga del Título B que incluya la carga sísmica amplificada, en la que el efecto de las fuerzas horizontales, incluyendo la sobre resistencia deben ser calculadas como:

$$E_{mh} = 2\left(1.1R_y M_{p,esp}\right)/L_h \qquad \text{(F.3.7.3-3)}$$

donde $M_{p,esp}$ es la resistencia a la flexión esperada de las vigas de acero, embebidas o compuestas. Para vigas embebidas o compuestas, $M_{p,esp}$ debe calcularse de acuerdo con la sección F.3.7.2.6.4 y L_h es la distancia entre rotulas plásticas en la viga, mm.

F.3.7.3.6.5 — *Placas de continuidad y de diafragma* — Las placas de continuidad o diafragma utilizadas para conexiones a momento con columnas rellenas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.2.6.5.

F.3.7.3.6.6 — *Empalmes de columna* — Los empalmes de columna deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.2.6.6.

F.3.7.4 — PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS PARCIALMENTE RESTRINGIDOS (PRMC-PR)

F.3.7.4.1 — *Alcance* — Los sistemas PRMC-PR deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección es aplicable a pórticos resistentes a momentos con conexiones parcialmente restringidas (PR) que consten de columnas de acero y vigas compuestas que cumplan los requisitos de F.2.2.3.5.2.2.

F.3.7.4.2 — *Bases de diseño* — Se espera que los PRMC-PR diseñados de acuerdo con estas especificaciones suministren una capacidad de deformación inelástica significativa a través de fluencia en los componentes dúctiles de las conexiones a momento viga-columna PR compuestas. Se permite una fluencia limitada en otras partes, tales como fluencia a flexión en la base de las columnas. El diseño de las conexiones de vigas y columnas debe basarse en ensayos de conexiones que garanticen el desempeño requerido en el numeral F.3.7.4.6.3, y demostrar su conformidad con el numeral F.3.7.4.6.4.

F.3.7.4.3 — *Análisis* — Debe considerarse la flexibilidad de la conexión y la acción de viga compuesta en la determinación de las características dinámicas, resistencia y derivas de PRMC-PR.

Para propósito de los análisis, la rigidez de las vigas debe determinarse con el momento de inercia efectivo de la sección compuesta.

F.3.7.4.4 — *Requisitos del sistema* — No se especifican requisitos especiales.

F.3.7.4.5 — *Miembros*

F.3.7.4.5.1 — *Columnas* — Las columnas de acero deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta.

F.3.7.4.5.2 — *Vigas* — Las vigas compuestas no deben ser embebidas y ser totalmente compuestas, y deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta. Debe existir una placa de concreto maciza hasta una distancia de 300 mm desde la cara de la columna en la dirección de transferencia de momento.

F.3.7.4.6 — *Conexiones* — Las conexiones deben ser PR y deben satisfacer todos los requisitos de F.3.4.2 y los de este numeral.

F.3.7.4.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras deben considerarse de demanda crítica y satisfacer los requisitos del numeral F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columna, excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base,

F.3.7.4.6.2 — *Resistencia requerida* — La resistencia requerida de las conexiones viga-columna a momento PR debe determinarse considerando los efectos de la flexibilidad de la conexión y los momentos de segundo orden. Adicionalmente, las conexiones compuestas deben tener una resistencia nominal por lo menos igual al 50% de M_p, donde M_p es la resistencia plástica nominal a flexión de la viga de acero conectada sin considerar la acción compuesta.

F.3.7.4.6.3 — *Conexiones viga-columna* — Las conexiones viga-columna del SRS deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes como mínimo.
(2) La resistencia medida a la flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe incrementarse monotónicamente hasta un valor de al menos $0.5M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes, donde M_p se define como la resistencia nominal a flexión de la viga compuesta y debe satisfacer los requisitos de F.2.9.

F.3.7.4.6.4 — *Validación de la conexión* — La conexión viga-columna del SRS debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.4.6.3 por medio de calificación, usando los resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con F.3.11.2. Deben realizarse al menos dos ensayos de la conexión y pueden basarse en una de las consideraciones siguientes:

(1) Ensayos reportados en artículos de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, con los límites especificados en el numeral F.3.11.2.
(2) Ensayos enfocados específicamente para el proyecto que sean representativos de los tamaños de los miembros, resistencia del material, configuración de conexiones, procesos constructivos de la conexión, con los límites especificados en F.3.11.2.

F.3.7.4.6.5 — *Resistencia de la conexión* — La resistencia nominal de la conexión, $M_{n,PR}$ debe tomarse como la resistencia a la flexión para 0.02 radianes durante el primer ciclo en el cual se excede esta rotación.

F.3.7.4.6.6 — *Empalmes de columna* — Los empalmes de columnas compuestas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.7.2.6.6.

F.3.8 — SISTEMAS ARRIOSTRADOS Y MUROS DE CORTANTE COMPUESTOS

Este numeral establece las bases de diseño, y los requisitos para el análisis, el sistema, miembros y conexiones para PACC-DMI, PACC-DES, PAEC y MCC-DMI, MCC-DES así como MCAC.
Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.8.1 — Pórticos compuestos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía mínima (PACC-DMI)
F.3.8.2 — Pórticos compuestos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía especial (PACC-DES)
F.3.8.3 — Pórticos compuestos arriostrados excéntricamente (PAEC)
F.3.8.4 — Muros de cortante compuestos con capacidad de energía mínima (MCC-DMI)
F.3.8.5 — Muros de cortante compuestos con capacidad de energía especial (MCC-DES)
F.3.8.6 — Muros de cortante de acero compuestos (MCAC).

F.3.8.1 — PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA (PACC-DMI)

F.3.8.1.1 — *Alcance* — Los pórticos compuestos arriostrados concéntricamente con capacidad mínima de disipación de energía (PACC-DMI) deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Las columnas deben ser de acero, embebidas, rellenas o de concreto reforzado. Las vigas deben ser de acero estructural o compuestas. Las riostras pueden ser perfiles de acero o miembros compuestos rellenos de concreto. Esta sección se aplica a estructuras arriostradas que consten de miembros conectados concéntricamente en los cuales al menos uno de los elementos (columnas, vigas o riostras) es un miembro compuesto.

F.3.8.1.2 — *Bases de diseño* — Esta sección se aplica a pórticos arriostrados que consten de miembros arriostrados concéntricamente. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si se tienen en cuenta en el diseño de los miembros determinando los momentos por excentricidad.

Los PACC-DMI deben tener la capacidad de acomodar deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones. Los PACC-DMI deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.6.1, excepto lo que se modifique en esta sección.

F.3.8.1.3 — *Análisis* — No se especifican requisitos especiales de análisis.

F.3.8.1.4 — *Requisitos del sistema* — No se especifican requisitos especiales del sistema.

F.3.8.1.5 — *Miembros*

F.3.8.1.5.1 — *Requisitos básicos* — No se especifican requisitos especiales.

F.3.8.1.5.2 — *Columnas* — No se especifican requisitos especiales para columnas de acero o compuestas. Las columnas de concreto reforzado deben satisfacer los requisitos de C.21

F.3.8.1.5.3 — *Riostras* — No se especifican requisitos especiales para riostras de acero o compuestas rellenas.

F.3.8.1.6 — *Conexiones* — Las conexiones deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.2.7.

F.3.8.2 — PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL (PACC-DES)

F.3.8.2.1 — *Alcance* — Los pórticos compuestos arriostrados concéntricamente con capacidad especial de disipación de energía (PACC-DES) deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Las columnas deben ser embebidas o rellenas. Las vigas deben ser de acero estructural o compuestas. Las riostras deben ser perfiles de acero o miembros compuestos rellenos de concreto. Esta sección se aplica a estructuras arriostradas que consten de miembros conectados concéntricamente.

F.3.8.2.2 — *Bases de diseño* — Esta sección se aplica a pórticos arriostrados que consistan de miembros arriostrados concéntricamente. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si estas han sido consideradas en el diseño del miembro resultante y sus fuerzas de conexión, y no cambian la fuente de capacidad de deformación inelástica esperada.

Los PACC-DES deben tener la capacidad de acomodar aceptar deformaciones inelásticas significativas principalmente a partir del pandeo de la riostra y la fluencia de la riostra en tensión.

F.3.8.2.3 — *Análisis* — Las columnas compuestas y las riostras de acero y compuestas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.5.2.3.

F.3.8.2.4 — *Requisitos del sistema* — Los requisitos del sistema para PACC-DES deben cumplir los dados en el numeral F.3.5.2.4.

F.3.8.2.5 — *Miembros*

F.3.8.2.5.1 — *Requisitos básicos* — Las columnas compuestas y las riostras de acero o compuestas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad moderada.

Para satisfacer los requisitos de compacidad moderada del numeral F.3.5.2.5.1 la relación ancho-espesor de riostras rellenas cuadradas y rectangulares deben multiplicarse por el factor $\left(0.264+0.0082Kl/r\right)$, para Kl/r entre 35 y 90, siendo Kl/r la esbeltez efectiva de la riostra.

F.3.8.2.5.2 — *Riostras diagonales* — Las riostras de acero y las compuestas rellenas deben cumplir los requisitos de la sección F.3.6.2.5.2. El radio de giro en dicha sección debe tomarse como el de la sección de acero aislada.

F.3.8.2.6 — *Conexiones* — El diseño de conexiones debe basarse en la sección F.3.4.2 y las mencionadas en esta sección.

F.3.8.2.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras se consideran de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2.

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columnas. Excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base,
(3) Las soldaduras en las conexiones viga-columna que cumplan el numeral F.3.8.2.6.2(2).

F.3.8.2.6.2 — *Conexiones viga-columna* — Cuando una riostra o su placa de conexión conecta tanto a la viga como a la columna, la conexión debe cumplir una de las siguientes condiciones:

(1) La conexión debe ser simple (no a momento) y cumplir con los requisitos del numeral F.2.2.3.6.1, donde la rotación requerida debe tomarse como 0.025 radianes, o
(2) Las conexiones viga-columna deben satisfacer los requisitos especificados en los numerales F.3.4.2 y F.3.7.2.6.4, F.3.7.2.6.5, F.3.7.2.6.6 y F.3.7.3.6.1 para conexiones a momento TR.

F.3.8.2.6.3 — *Resistencia requerida de las conexiones de la riostra* — La resistencia requerida de las conexiones de la riostra debe satisfacer los requisitos de la sección F.3.6.2.6.3.

F.3.8.2.6.4 — *Empalmes de columnas* — Deben cumplir con los requisitos del numeral. F.3.7.2.6.3

F.3.8.3 — PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE (PAEC)

F.3.8.3.1 — *Alcance* — Los pórticos arriostrados excéntricamente (PAEC) deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Las columnas deben ser compuestas embebidas o rellenas. Las vigas deben ser de acero o compuestas. Los vínculos deben ser de acero. Las riostras deben ser miembros de acero o compuestos rellenos de concreto. Esta sección es aplicable a pórticos arriostrados en los cuales un extremo de cada riostra intercepta una viga con una excentricidad desde la intersección de los ejes en la viga y una riostra adyacente o una columna.

***F.3.8.3.2 — Bases de diseño* —** Los PAEC deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.6.3.2, excepto lo que se modifique en esta sección. Esta sección es aplicable a pórticos arriostrados en los cuales un extremo de cada riostra intercepta una viga con una excentricidad desde la intersección de los ejes en la viga y una riostra adyacente o columna, formando un vínculo que queda sujeto a cortante y a flexión. Las excentricidades menores que el peralte de la viga se permiten en la conexión de la riostra lejana del vínculo si las fuerzas resultantes en el miembro y la conexión se consideran en el diseño, y no cambian la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

Se espera que los PAEC diseñados de acuerdo con este numeral suministren una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia a cortante de los vínculos.

La resistencia de diseño de los miembros debe satisfacer los requisitos del Capítulo F.2, excepto lo que se modifique en esta sección.

F.3.8.3.3 — *Análisis* — El análisis de PAEC debe satisfacer los requisitos de F.3.6.3.3.

F.3.8.3.4 — *Requisitos del sistema* — Los requisitos del sistema PAEC deben satisfacer lo especificado en F.3.6.3.4.

F.3.8.3.5 — *Miembros* — Deben satisfacer los requisitos de F.3.6.3.5.

F.3.8.3.6 — *Conexiones* — Deben satisfacer los requisitos de F.3.6.3.6, excepto lo especificado a continuación.

F.3.8.3.6.1 — *Conexiones viga-columna* — Cuando una riostra o una cartela se conecta a la viga y a la columna, la conexión debe cumplir con una de las siguientes condiciones:

(1) La conexión debe ser simple (no a momento) y cumplir con los requisitos de F.2.2.3.6.1, donde la rotación requerida se tomara como 0.025 radianes.
(2) Las conexiones viga-columna deben satisfacer los requisitos especificados en los numerales F.3.4.2 y F.3.7.2.6.4, F.3.7.2.6.5 y F.3.7.2.6.6 para conexiones a momento TR.

F.3.8.4 — *MUROS DE CORTANTE COMPUESTOS DE CONCRETO REFORZADO Y PERFILES DE ACERO CON CAPACIDAD MÍNIMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (MCC-DMI)*

F.3.8.4.1 — *Alcance* — Los MCC-DMI deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección se aplica cuando los muros de concreto reforzado están compuestos por elementos de acero estructural, incluyendo perfiles estructurales o secciones compuestas que actúan como elementos de borde para los muros y vigas de acople de acero estructural o compuestas que conectan dos o más muros de concreto reforzado adyacentes.

F.3.8.4.2 — *Bases de diseño* — Se espera que los MCC-DMI diseñados de acuerdo con este numeral garanticen una capacidad de deformación inelástica limitada a través de la fluencia en los muros de concreto reforzado y los elementos de acero o los compuestos. Los muros de concreto reforzado deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de piso de diseño consistentemente con lo especificado en el Título C, excluyendo C.21. Las vigas de acople de acero y las compuestas deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de diseño de piso mediante fluencia por flexión. Los elementos de borde de acero y los compuestos deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de piso de diseño mediante fluencia producida por fuerzas axiales.

Los muros de concreto reforzado deben cumplir los requisitos del Título C, excluyendo lo que se modifica en esta sección.

F.3.8.4.3 — *Análisis* — El análisis de MCC-DMI debe satisfacer los requisitos del Título C con las modificaciones incluidas en esta sección.

(1) Para el análisis elástico deben asignarse las rigideces efectivas no fisuradas de acuerdo con C.10 para muros y vigas de acople compuestas.
(2) Cuando se utilicen perfiles embebidos en concreto como miembros de borde, el análisis debe basarse en la sección transformada utilizando las propiedades elásticas del material.
(3) Debe tomarse en cuenta la flexibilidad de la conexión entre vigas de acople y muros, así como el efecto de las distorsiones de cortante de la viga de acople y muros.

F.3.8.4.4 — *Requisitos del sistema* — Para muros acoplados, se permite que las vigas de acople se plastifiquen en toda la altura de la estructura, la conexión viga de acople-muro debe desarrollar la resistencia a cortante esperada a la flexión de la viga de acople. Se permite redistribuir las fuerzas en la viga de acople verticalmente a los pisos adyacentes. El cortante de cualquier viga de acople individual no debe ser reducido más del 20% del valor determinado elásticamente. La suma de la resistencia a cortante de las vigas de acople en toda la altura del edificio debe ser mayor o igual que los valores determinados elásticamente.

F.3.8.4.5 — *Miembros*

F.3.8.4.5.1 — *Miembros de borde* — Los miembros de borde deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La resistencia axial requerida del elemento de borde debe determinarse suponiendo que las fuerzas de cortante son tomadas por el muro de concreto reforzado y todas las fuerzas gravitacionales y de volcamiento son tomadas por los miembros de borde en conjunto con el muro de cortante.
(2) Cuando el miembro de borde de acero embebido en concreto califique como una columna compuesta como se define en F.2.9, debe diseñarse como una columna compuesta que satisfaga los requisitos de F.2.9.

(3) Deben instalarse conectores de espigo o anclajes de refuerzo soldados para transferir la resistencia a cortante requerida entre los miembros de borde de acero y los muros de concreto reforzado. Si se utilizan conectores de espigo, estos deben satisfacer los requisitos de F.2.9. Si se utiliza refuerzo soldado, este debe satisfacer los requisitos AWS D.1.4.

F.3.8.4.5.2 — *Vigas de acople*

(1) ***Vigas de acople de acero* —** Las vigas de acople de acero que se usen entre muros de concreto reforzado adyacentes deben satisfacer los requisitos de F.2 y los de esta sección. Los siguientes requisitos aplican para vigas en secciones **I**.

(a) las vigas de acople de acero deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad moderada.

(b) La resistencia a cortante esperada, V_n, para vigas de acople de acero debe calcularse con la ecuación F.3.8.4-1

$$V_n = \frac{2R_y M_p}{g} \le R_y V_p \qquad \text{(F.3.8.4-1)}$$

donde:
A_{tw} = área del alma de la viga de acero, mm^2
M_p = $F_y Z$, N-mm.
V_n = resistencia esperada a cortante de una viga de acople de acero, N.
V_p = $0.6F_y A_{tw}$, N.
g = distancia libre de la viga de acople, mm.

(c) La longitud de empotramiento, L_e, debe calcularse con la ecuación F.3.8.4-2. La longitud de empotramiento debe considerarse que empieza por dentro de la primera capa de refuerzo de confinamiento del miembro de borde del muro.

$$V_n = 0.004\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w}{b_f}\right)^{0.66}\beta_1 b_f L_e\left[\frac{0.58-0.22\beta_1}{0.88+g/2L_e}\right] \qquad \text{(F.3.8.4-2)}$$

donde:
L_e = longitud de empotramiento, mm
b_w = espesor del muro de concreto, mm
b_f = ancho de la aleta de la viga, mm
f'_c = resistencia a la compresión del concreto, MPa
β_1 = factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión equivalente y la profundidad del eje neutro como se define en el Título C

(d) Debe colocarse un refuerzo vertical en el muro cuya resistencia axial nominal sea igual a la resistencia a cortante esperada de la viga de acople, sobre la longitud de empotramiento de la viga con dos terceras partes del acero de refuerzo localizado sobre la primera mitad de la longitud de empotramiento. Este refuerzo de muro debe extenderse una distancia por lo menos igual a la longitud de desarrollo a la tensión, tanto arriba como debajo de las aletas de la viga de acople. Se puede suministrar refuerzo vertical para otros propósitos, tales como miembros de borde verticales, como parte del refuerzo vertical requerido.

(2) ***Vigas de acople compuestas* —** Las vigas de acople compuestas embebidas en concreto deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.8.4.5.2(1) como se modifica en esta sección:

(a) Las vigas de acople deben tener una longitud de empotramiento dentro del muro de concreto reforzado que sea suficiente para desarrollar la resistencia a cortante esperada, $V_{n,comp}$, calculada con la ecuación F.3.8.4-3.

$$V_{n,comp} = \frac{2M_{p,esp}}{g} \leq V_{comp} \qquad \textbf{(F.3.8.4-3)}$$

donde:

$M_{p,esp}$ = resistencia a la flexión esperada de la viga de acople compuesta. Para vigas embebidas o compuestas debe calcularse usando la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones. Deben usarse factores R_y apropiados para los diferentes elementos de la sección transversal, estableciendo el equilibrio de fuerzas de la sección y calculando la resistencia a la flexión.

V_{comp} = resistencia a cortante límite esperada de la viga de acople compuesta embebida calculada con la ecuación F.3.8.4-4, N.

$$V_{comp} = R_y V_p + \left(0.166\sqrt{f'_c}\, b_{wc} d_c + \frac{A_s F_{yt} d_c}{s}\right) \qquad \textbf{(F.3.8.4-4)}$$

donde:

A_s = área del refuerzo transversal, mm.

F_{yt} = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, MPa.

b_{wc} = ancho del concreto, mm.

d_c = peralte efectivo del concreto, mm

s = espaciamiento del refuerzo transversal, mm.

(b) La longitud de empotramiento requerido debe calcularse con la ecuación F.3.8.4-2 usando $V_{n,comp}$ en lugar de V_n.

F.3.8.4.6 — *Conexiones* — No se especifican requisitos adicionales a los de la sección F.3.8.4.5.

F.3.8.5 — *MUROS DE CORTANTE COMPUESTOS DE CONCRETO REFORZADO Y PERFILES DE ACERO CON CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (MCC-DES)*

F.3.8.5.1 — *Alcance* — Los MCC-DES deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Esta sección se aplica cuando los muros de concreto reforzado están compuestos por elementos de acero estructural, incluyendo perfiles estructurales o secciones compuestas que actúan como elementos de borde para los muros y vigas de acople de acero o compuestas que conectan dos o más muros de concreto reforzado adyacentes.

F.3.8.5.2 — *Bases de diseño* — Se espera que los MCC-DES diseñados de acuerdo con este numeral garanticen una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia en los muros de concreto reforzado y los elementos de acero o compuestos. Los muros de concreto reforzado deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de piso de diseño consistentemente con lo especificado en el Título C, excluyendo C.21. Las vigas de acople de acero y compuestas deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de diseño de piso mediante fluencia por flexión. Las vigas de acople de acero y las compuestas deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de piso a través de fluencia por flexión. Las conexiones de las vigas de acople y el diseño de los muros debe tomar en cuenta la resistencia esperada, incluido el endurecimiento por deformación de las vigas de acople. Los elementos de borde de acero y compuestos deben diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas para la deriva de piso de diseño a través de la fluencia producida por las fuerzas axiales.

Los muros de concreto reforzado deben cumplir los requisitos de la sección F.3.8.4 y los requisitos de muros de cortante del Título C, incluyendo C.21, excepto lo que se modifica en esta sección.

F.3.8.5.3 — *Análisis* — El análisis de MCC-DES debe satisfacer los requisitos de F.3.8.4.3, con las siguientes excepciones.

(1) Para el análisis elástico deben asignarse las rigideces efectivas de secciones fisuradas de acuerdo con C.10 para muros y vigas de acople compuestas.
(2) Debe tomarse en cuenta el efecto de las distorsiones de cortante de la viga de acople y muros.

F.3.8.5.4 — *Requisitos del sistema* — Deben satisfacerse los requisitos de la sección F.3.8.4.4 con las siguientes excepciones:

(1) Para muros acoplados las vigas de acople deben plastificarse en toda la altura de la estructura seguida por la plastificación en la base de los muros.
(2) Para muros acoplados, la resistencia de diseño axial del muro en condiciones balanceadas, P_b, debe ser mayor o igual que la resistencia axial requerida a compresión del muro, calculada como la suma de las resistencias requeridas atribuidas a los muros a partir de los componentes de carga gravitacional de la combinación de carga lateral, más la suma de la resistencia a cortante de las vigas incrementada por un factor de 1.1 para reflejar los efectos del endurecimiento por deformación $\left(1.1R_y V_n\right)$ de todas las vigas de acople que conectan con los muros.

F.3.8.5.5 — *Miembros*

F.3.8.5.5.1 — *Elementos dúctiles* — Las vigas de acople son zonas protegidas, y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.1.3. Se permiten las soldaduras en vigas de acople de acero para poner atiesadores, tal como se requiere en F.3.6.3.5.2(4).

F.3.8.5.5.2 — *Miembros de borde* — Las columnas de acero no embebidas deben satisfacer los requisitos de F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta y la sección F.3.8.4.5.1(1).

Adicionalmente a los requisitos de la sección F.3.8.4.3(2) y F.3.8.4.5.1(2), los requisitos de esta sección deben aplicarse a muros con elementos de borde de acero embebidos. Los miembros de borde de acero embebidos en concreto reforzado que califiquen como columnas compuestas de acuerdo con el capitulo F.2.9, deben cumplir adicionalmente lo establecido en F.3.4.1.4.2(2) para miembros de ductilidad alta; de lo contrario, los miembros deben ser diseñados como miembros compuestos a compresión cumpliendo lo establecido en C.10.13 incluyendo los requisitos sísmicos especiales para miembros de borde en C.21.9.6. El refuerzo transversal para el confinamiento de los miembros de borde compuestos debe extenderse una distancia 2**h** dentro del muro, donde **h** es el peralte total del miembro de borde en el plano del muro.

Se deben suministrar conectores de cortante de espigo o barras de refuerzo soldadas , como se especifica en la sección F.3.8.4.5.1(3).

F.3.8.5.5.3 — *Vigas de acople de acero* — Además de los parámetros de F.3.8.4.5.2, las vigas de acople de acero estructural deben cumplir con lo establecido en F.3.6.3.5.2. Cuando en el capitulo F.3.6.3.5.2(4), se requiera, la rotación de la viga de acople se supondrá como 0.08 radianes, a menos que un valor menor se justifique por análisis racionales de deformaciones inelásticas esperadas bajo la deriva de piso de diseño. Se deben colocar por ambos lados de la viga de acople atiesadores de cara contra el muro de concreto reforzado. Estos rigidizadores deben cumplir los requisitos de la sección F.3.6.3.5.2(4).

Las vigas de acople de acero deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.4.1.1 para miembros de ductilidad alta.

La resistencia a cortante esperada para la cual se calcula la longitud de empotramiento con la ecuación F.3.8.4-1 debe incrementarse por un factor de 1.1 para reflejar los efectos del endurecimiento por deformación $\left(1.1R_y V_n\right)$.

El refuerzo vertical del muro como se define en F.3.8.4.5.2(1)(e) debe ser confinado por un refuerzo transversal que cumpla lo establecido para miembros de borde en C.21.9.6.

Los miembros de acero embebidos deben contar con dos regiones de refuerzo de transferencia vertical anclado a la aleta superior e inferior del miembro embebido. La primera región debe estar localizada de manera que coincida con la ubicación de las barras de refuerzo longitudinales del muro cercanas a la cara del muro. La segunda debe localizarse a una distancia no menor que $\mathbf{d/2}$ desde donde se termina la longitud de empotramiento. Todas las barras de refuerzo de transferencia deben tener su longitud de desarrollo completa cuando envuelvan las aletas de la viga de acople. Se pueden usar anclajes rectos, con gancho o mecánicos para suministrar dicho desarrollo. Se pueden usar acoples metálicos soldados a las aletas para anclar las barras de transferencia verticales. El área de refuerzo de transferencia vertical requerido se calcula con la ecuación F.3.8.5-1:

$$A_{tb} \geq 0.03 f'_c L_e b_f / F_{ytf} \qquad \textbf{(F.3.8.5-1)}$$

donde:

A_{tb} = área de refuerzo de transición requerido en la primera y la segunda región, anclado tanto a la aleta superior como inferior, mm^2

F_{ytf} = esfuerzo de fluencia del refuerzo de transferencia, MPa

L_e = longitud de empotramiento, mm

b_f = ancho de aleta de la viga, mm

f'_c = resistencia a compresión del concreto, MPa

El área del refuerzo de transferencia vertical no debe exceder el calculado por la ecuación F.3.8.5-2:

$$\sum A_{tb} < 0.08 L_e b_w - A_s \qquad \textbf{(F.3.8.5-2)}$$

donde:

$\sum A_{tb}$ = área total del refuerzo de transferencia suministrado para la primera y la segunda región, ancladas a la aleta superior e inferior, mm.

A_s = área del refuerzo longitudinal del muro en toda la longitud de empotramiento L_e, mm^2.

b_w = ancho del muro, mm.

F.3.8.5.5.4 — *Vigas de acople compuestas* — Las secciones compuestas embebidas que sirven como vigas de acople deben cumplir con los requisitos de la sección F.3.8.5.5.3, excepto los requisitos de F.3.6.3.5.2(4), y debe usarse la ecuación F.3.8.5-3 en lugar de la ecuación F.3.8.4-4. Para todas las vigas de acople compuestas embebidas, la resistencia a cortante esperada, V_{comp}, es:

$$V_{comp} = 1.1R_y V_p + 1.56\left(0.166\sqrt{f'_c}\, b_{wc} d_c + \frac{A_s F_{yt} d_c}{s}\right) \qquad \textbf{(F.3.8.5-3)}$$

F.3.8.5.6 — *Conexiones*

F.3.8.5.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columnas. Excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base,

F.3.8.5.6.2 — *Empalmes de columna* — Deben diseñarse de acuerdo a los requisitos de F.2.7.2.6.6.

F.3.8.6 — MUROS DE CORTANTE DE ACERO COMPUESTOS (MCAC)

F.3.8.6.1 — *Alcance* — Los MCAC deben diseñarse de acuerdo con esta sección. Los MCAC consisten en placas de acero con recubrimiento de concreto reforzado en uno o ambos lados de la placa, las placas de acero en ambos lados de un relleno de concreto reforzado, y acero estructural o compuestos en los miembros de borde.

F.3.8.6.2 — *Bases de diseño* — Se espera que los MCAC diseñados de acuerdo con estos requisitos suministren una capacidad inelástica de deformación significativa, principalmente por medio de fluencia de la placa del alma. Los elementos de borde horizontales (EBH) y los elementos de borde verticales (EBV) adyacentes a las almas compuestas deben diseñarse para permanecer esencialmente elásticos bajo las fuerzas máximas que pueden generarse por las almas de acero totalmente plastificadas junto con las almas de concreto reforzado después que el alma de acero haya plastificado completamente, excepto que se permite la formación de rótulas plásticas en los extremos de los EBH.

F.3.8.6.3 — *Análisis*

F.3.8.6.3.1 — *Almas* — Las almas de acero deben diseñarse para resistir la carga sísmica **E** determinada a partir del análisis requerido por el Título B. El análisis debe tener en cuenta las aberturas en el alma.

F.3.8.6.3.2 — *Otros miembros y conexiones* — Las columnas, vigas, y conexiones en MCAC deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas determinadas a partir de un análisis que incluye la resistencia esperada de las almas de acero a cortante, $0.6R_y F_y A_{sp}$, y cualquier porción de concreto en el muro activo para la deriva de diseño de piso. Los EBV pueden plastificarse en la base.

F.3.8.6.4 — *Requisitos del sistema*

F.3.8.6.4.1 — *Espesor de la placa de acero* — No se permiten placas con espesores menores que 9.5mm.

F.3.8.6.4.2 — *Rigidez de los elementos de borde verticales* — Los EBV deben satisfacer los requisitos de F.3.6.5.4.1.

F.3.8.6.4.3 — *Relación de momentos en la conexión EBH-EBV* — Las relación viga-columna debe satisfacer los requisitos de F.3.6.5.4.2.

F.3.8.6.4.4 — *Riostras* — El arriostramiento debe cumplir los requisitos de F.3.6.5.4.3.

F.3.8.6.4.5 — *Aberturas en el alma* — Deben instalarse miembros de borde alrededor de las aberturas de almas de muros de cortante tal como se requiera en los análisis.

F.3.8.6.5 — *Miembros*

F.3.8.6.5.1 — *Requisitos básicos* — Los EBH y EBV de acero y los compuestos deben satisfacer los requisitos del numeral F.3.4.1.1 para miembros con ductilidad alta.

F.3.8.6.5.2 — *Almas* — La resistencia de diseño a cortante del tablero, ϕV_n, para el estado límite de fluencia por cortante de una placa compuesta que cumpla con la sección F.3.8.6.5.3, debe determinarse como sigue:

$$V_n = 0.6 A_{sp} F_y \qquad \textbf{(F.3.8.6-1)}$$
$$\phi = 0.9$$

donde:

A_{sp} = área horizontal de la placa de acero atiesada, mm^2

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de acero, MPa.
V_n = resistencia a cortante nominal de la placa de acero, N

La resistencia de diseño de los MCAC con una placa que no cumpla los requisitos de rigidez de la sección F.3.8.6.5.3 debe basarse en la resistencia de la placa especificada en F.3.6.5.5 y satisfacer los requisitos de F.2.7.2 y F.2.7.3.

F.3.8.6.5.3 — *Elementos de rigidización de concreto* — La placa de acero debe estar rigidizada adecuadamente por un recubrimiento de un tablero de concreto reforzado. La validación de este requisito puede demostrarse por medio de un análisis de placa con pandeo elástico que muestre que el muro compuesto puede resistir una fuerza nominal igual a V_{ns}.

El espesor de concreto debe ser como mínimo 100 mm a cada lado cuando el concreto se coloque a ambos lados de la placa de acero y 200 mm cuando el concreto se coloque en un lado de la placa de acero deben instalarse conectores de espigo o otros conectores mecánicos que prevengan el pandeo local y la separación de la placa y el concreto reforzado. Debe colocarse refuerzo horizontal y vertical en el recubrimiento de concreto que cumpla o exceda los requisitos de C.14.3. La cuantía de refuerzo en ambas direcciones no debe ser menor que 0.0025. El espaciamiento máximo entre barras no debe ser mayor que 450 mm.

F.3.8.6.5.4 — *Miembros de borde* — Los miembros de borde de acero y los compuestos deben diseñarse para resistir una acción igual a la resistencia esperada a cortante de la placa de acero y cualquier porción de concreto reforzado del muro activa para la deriva de piso de diseño. Los miembros de borde compuestos y los de concreto reforzado deben satisfacer también los requisitos de la sección F.3.8.5.5.2. Los miembros de borde de acero deben satisfacer también los requisitos de la sección F.3.6.5.

F.3.8.6.6 — *Conexiones*

F.3.8.6.6.1 — *Soldaduras de demanda crítica* — Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.1.3.4.2:

(1) Las soldaduras acanaladas en empalmes de columnas. Excepto cuando pueda demostrarse que puede impedirse la formación de la rótula en la columna o cerca de la placa de base mediante restricciones, y en ausencia de tensiones netas bajo las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada.
(2) Las soldaduras de la conexión columna-placa de base,
(3) Las soldaduras de conexiones EBH-EBV.

F.3.8.6.6.2 — *Conexiones EBH-EBV* — Estas conexiones deben cumplir los requisitos del numeral F.3.6.5.6.2.

F.3.8.6.6.3 — *Conexiones de placas de acero a elementos de borde* — La placa de acero debe estar continuamente soldada o atornillada en todos sus bordes a la estructura de acero o a los miembros de borde, o el componente de acero de los miembros de borde compuesto. Se requiere que las soldaduras o los pernos de alta resistencia de deslizamiento crítico desarrollen la resistencia nominal a cortante de la placa.

F.3.8.6.6.4 — *Conexiones de placa al tablero de concreto reforzado* — Los anclajes de acero entre la placa y el tablero de concreto reforzado deben diseñarse para prevenir su pandeo. Los anclajes de acero deben diseñarse para satisfacer las siguientes condiciones:

(1) ***Tensión en el conector* —** El anclaje de acero debe diseñarse para resistir la fuerza de tensión resultante del pandeo local inelástico de la placa de acero.
(2) ***Cortante en el conector* —** Los anclajes de acero deben diseñarse en conjunto para transferir la resistencia a cortante de la placa de acero o el panel de concreto reforzado, la que sea menor.

F.3.8.6.6.5 — *Empalmes de columnas* — Deben cumplir con los requisitos del numeral F.3.7.2.6.6.

F.3.9 — FABRICACIÓN Y MONTAJE

Este numeral establece los requisitos para la fabricación y montaje. Se deben cumplir todos los requisitos de F.2.13, excepto lo modificado específicamente en este numeral.
Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.9.1 — Planos de fabricación y montaje.
F.3.9.2 — Fabricación y montaje

F.3.9.1 — PLANOS DE FABRICACION Y MONTAJE

F.3.9.1.1 — *Planos de fabricación para construcción en acero* — Los planos de fabricación deben indicar el trabajo que debe realizarse e incluir los aspectos requeridos por el Capítulo F.2, el Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero ICONTEC, y los requisitos aplicables de F.3.1.4.1 y F.3.1.4.2, así como los siguientes, si son aplicables:

(1) Localización de pernos pretensionados.
(2) Localización de superficies con acabados especiales, clase A o mejores.
(3) Placas de unión dibujadas a escala cuando se diseñan para permitir rotaciones inelásticas.
(4) Dimensiones del agujero de acceso, perfil de superficie y su acabado.
(5) Sitios donde las platinas de respaldo deben ser removidas.
(6) Sitios donde se requieren filetes de soldadura cuando se permita que se dejen las platinas de respaldo.
(7) Sitios donde se requieren filetes de soldadura para reforzar soldaduras acanaladas, o donde se necesitan para mejorar la geometría de la conexión.
(8) Sitios donde deben removerse las extensiones de soldadura
(9) Ensayos no destructivos que deba realizar el fabricante.

F.3.9.1.2 — *Planos de montaje para construcción en acero* — Los planos de montaje deben indicar el trabajo que debe realizarse e incluir los aspectos requeridos por el Capítulo F.2, el Código de Prácticas Estándar para Estructuras de Acero ICONTEC, y los requisitos aplicables de F.3.1.4.1 y F.3.1.4.2, así como los siguientes, cuando sean aplicables:

(1) Localización de pernos pretensionados.
(2) Sitios donde las platinas de respaldo deben ser removidas.
(3) Sitios donde se requieren filetes de soldadura suplementarios cuando pueda dejarse instalada la platina de respaldo.
(4) Sitios donde se requieren filetes de soldadura para reforzar soldaduras acanaladas, o donde se necesitan para mejorar la geometría de la conexión.
(5) Sitios donde deben removerse las de soldadura.
(6) Juntas o grupos de juntas en los que se requiera un orden especifico de ensamble, secuencia de soldadura, técnica de soldadura u otras precauciones especiales.

F.3.9.1.3 — *Planos de fabricación y montaje para construcción compuesta* — Los planos de fabricación y montaje para los componentes de acero de construcción compuesta acero-concreto deben satisfacer los requisitos de los numerales F.3.9.1.1 y F.3.9.1.2. Los planos de fabricación y montaje deben satisfacer los requisitos de de F.3.1.4.3.

F.3.9.2 — FABRICACION Y MONTAJE

F.3.9.2.1 — *Zona protegida* — Cuando una zona sea denominada como protegida en estas provisiones debe cumplir con lo siguiente:

(1) Las discontinuidades creadas por la fabricación o montaje, tales como soldaduras provisionales, ayudas de montaje y corte con soplete deben ser reparadas.

(2) No se permite la colocación de conectores de cortante soldados y fijaciones de lámina colaborante que penetren en la aleta de la viga dentro de la zona protegida. Sólo se permite la fijación del tablero metálico mediante soldaduras de tapón.
(3) Las fijaciones de accesorios para fachadas, particiones, ductos, y tuberías soldadas, pernadas, con pernos autoperforantes o disparados no se pueden colocar dentro de la zona protegida

F.3.9.2.2 — *Uniones pernadas* — Las uniones pernadas deben satisfacer los requisitos de la sección F.3.4.2.2

F.3.9.2.3 — *Uniones soldadas* — Las soldaduras y conexiones soldadas deben cumplir con las especificaciones AWS D.1.1 y AWS D.1.8.

Las extensiones de soldadura deben estar de acuerdo con el numeral 6.10 de AWS D.1.1, excepto que en las soldaduras de los bordes externos de placas de continuidad a las columnas no se requiere remover las extensiones de soldadura a menos de 6 mm del borde de una placa de continuidad.

Las especificaciones AWS D.1.8 deben aplicarse tanto a soldaduras de taller como de campo.

F.3.9.2.4 — *Placas de continuidad y atiesadores* — Las esquinas de placas de continuidad y los atiesadores colocados en el alma de perfiles laminados deben detallarse de acuerdo con AWS D.1.8 numeral 4.1.

F.3.10 — CONTROL DE CALIDAD Y SUPERVISION TECNICA PARA ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA

Este numeral establece los requisitos para el control de calidad y supervisión técnica del sistema de resistencia sísmica. Se deben cumplir todos los requisitos de F.2.14, excepto lo modificado específicamente en este numeral.
Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.10.1 — Alcance.
F.3.10.2 — Inspección de soldaduras.
F.3.10.3 — Inspección de pernos.

F.3.10.1 — *Alcance* — Los requisitos y las responsabilidades para el cumplimiento de un plan de calidad deben estar de acuerdo con este Reglamento (incluyendo el Título I) y las especificaciones dadas por el ingeniero estructural.

Las inspecciones y ensayos necesarios para establecer que la construcción cumple con estas provisiones se deben incluir en un plan de calidad. Dicho plan de calidad debe incluir los ensayos e inspecciones mínimas, adicionales a los requeridos por el Capítulo F.2, que se presentan en esta sección.

F.3.10.2 — *Inspección de soldaduras* — Deben cumplirse los requisitos de AWS D.1.8, además de lo especificado en este numeral.

F.3.10.2.1 — *Inspección visual* — La inspección visual de las soldaduras debe ser el método principal usado para confirmar que los procedimientos, los materiales y la mano de obra usados en la construcción corresponden con los especificados y aprobados para el proyecto. La inspección visual debe llevarse a cabo por personal calificado, de acuerdo con procedimientos escritos.

Como mínimo, la inspección visual debe incluir las siguientes actividades:

(1) Inspección visual antes de soldar.
(a) Acondicionamiento de soldaduras acanaladas.
- Preparación de la junta
- Dimensiones (alineamiento, abertura de raíz, hombro de la raíz, bisel).
- Limpieza de las superficies a soldar.
- Puntos de soldadura (localización y calidad).
- Platinas de respaldo y su acondicionamiento.

(b) Configuración y acabado de los agujeros de acceso de soldadura.

(c) Acondicionamiento de filetes de soldadura.
- Dimensiones (alineamiento, aberturas de raíz).
- Limpieza de las superficies a soldar.
- Puntos de soldadura (localización y calidad).

(2) Inspección visual durante la soldadura.
(a) Seguimiento al procedimiento de soldadura.
- Parámetros del equipo de soldadura.
- Velocidad de avance.
- Materiales de soldadura seleccionados.
- Tipo y flujo de gas de protección.
- Precalentamiento aplicado.
- Temperatura entre pases de soldadura (min/máx)
- Posición de soldadura adecuada (plana, vertical, horizontal, sobrecabeza).
- Mezcla de metales de aporte de acuerdo con lo aprobado.

(b) Operarios de soldadura calificados.
(c) Control y manejo de consumibles de soldadura.
- Empaque y conservación.
- Temperatura de aplicación y manejo a temperatura ambiente, así como condiciones ambientales de exposición.(humedad, contaminación, etc)

(d) Condiciones ambientales.
- Velocidad de viento.
- Lluvia y temperatura ambiente.

(e) Técnicas de soldadura.
- Limpieza entre pases y final.
- Control de tolerancias de cada pase.
- Requisitos de calidad de cada pase.

(f) Revisión de fisuras en puntos de soldadura.
(3) Inspección visual después de la aplicación de la soldadura.
(a) Limpieza de la soldadura.
(b) Identificación legible del operario de soldadura.
(c) Verificación del tamaño, longitud y localización de la soldadura.
(d) Inspección visual de las soldaduras de acuerdo con los criterios de aceptación.
- No existencia de fisuras.
- Fusión adecuada entre soldadura y metal base.
- Tamaño de cráteres.
- Perfil de las soldaduras.
- Tamaño de soldadura.
- Socavación.
- Porosidad.

(e) Localización de filetes de refuerzo.
(f) Retiro y acabado de placas de respaldo y extensiones de soldadura (si se requieren).
(g) Reparaciones, si se requieren.

F.3.10.2.2 — *Inspección con ensayos no destructivos* — Los ensayos no destructivos en soldadura deben realizarse de acuerdo con los siguientes criterios:

(1) ***Procedimientos***
(a) ***Ensayos de ultra sonido* —** Se deben realizar de acuerdo con las especificaciones AWS D1.1 vigentes.
(b) ***Ensayos de partículas magnéticas* —** Se deben realizar de acuerdo con las especificaciones AWS D1.1 vigentes.

(2) ***Ensayos no destructivos requeridos***
(a) ***Área "k"* —** Cuando se realicen soldaduras de placas de enchape, placas de continuidad, o atiesadores en el área **"k"**, se deben realizar ensayos de partículas magnéticas para detectar fisuras hasta una distancia de 75 mm de la soldadura.
(b) ***Soldaduras acanaladas de penetración completa* —** Deben realizarse ensayos de ultrasonido al 100 por ciento de las soldaduras acanaladas de penetración completa en materiales con espesores iguales o mayores de 8 mm. En materiales con espesores

menores de 8 mm, se deben realizar ensayos radiográficos. Se deben realizar ensayos de partículas magnéticas al 25 por ciento de todas las soldaduras viga-columna acanaladas de penetración completa.

(c) ***Desgarramiento lamelar y laminaciones en el material base*** **—** En materiales de base mayores de 38 mm que tengan cargas de tensión en el sentido perpendicular a la laminación, para juntas en T y en esquina con materiales mayores de 19 mm, con soldaduras acanaladas de penetración completa, se deben realizar ensayos de ultrasonido para detectar discontinuidades por detrás y adyacentes a la línea de fusión de la soldadura. Cualquier discontinuidad en el material de base que se encuentre hasta $t/4$ de la superficie debe ser evaluada de acuerdo con el criterio de AWS D1.1 tabla 6.2, donde t es el espesor de la pieza sometida a las deformaciones a través del espesor.

(d) ***Destijeres de vigas y agujeros de acceso*** **—** En conexiones y empalmes soldados las superficies de vigas destijeradas o con agujeros de acceso realizados por medio de corte por fusión deben ensayarse con partículas magnéticas o tintas penetrantes cuando el espesor de la aleta sea mayor de 38 mm para perfiles laminados, o cuando el espesor del alma sea mayor de 38 mm para perfiles ensamblados.

(e) ***Reparaciones en vigas de sección reducida*** **—** Deben realizarse ensayos de partículas magnéticas en todas las soldaduras y áreas adyacentes a la región de la rótula plástica de la sección reducida que haya sido reparada con soldadura, o en el metal base si se removieron protuberancias con pulidora.

(f) ***Sitios de remoción de extensiones de soldadura*** **—** Deben realizarse ensayos de partículas magnéticas en la terminación de soldaduras a las que se le haya retirado la extensión, excepto para placas de continuidad.

(g) ***Reducción del porcentaje de ensayos de ultrasonido y radiográficos*** **—** El porcentaje de ensayos puede ser reducido a un 25 por ciento para un determinado operario si se demuestra que tiene menos del 5 por ciento de rechazos. Para efectos de esta evaluación, en soldaduras continuas, cada 150 mm de soldadura será considerada una soldadura.

(h) ***Reducción del porcentaje de ensayos de partículas magnéticas*** **—** El porcentaje de ensayos puede ser reducido a un 10 por ciento para un determinado operario si se demuestra que tiene menos del 5 por ciento de rechazos. Para efectos de esta evaluación, en soldaduras continuas cada 150 mm de soldadura será considerada una soldadura. Esta reducción no se permite paran soldaduras en el área "k", reparaciones, remoción de respaldos y extensiones y agujeros de acceso.

(3) ***Documentación*** **—** Todos los ensayos no destructivos realizados deben estar documentados e identificados por soldadura, marca y ubicación en la pieza y en la estructura.

F.3.10.3 — ***Inspección de pernos*** **—** El principal método para confirmar que los procedimientos, materiales y mano de obra utilizada en la construcción cumple con lo especificado para el proyecto será la observación de las operaciones de empernado. Como mínimo deben revisarse los siguientes conceptos:

(1) Inspección antes del empernado.
- **(a)** Selección correcta de los pernos especificados para la unión.
- **(b)** Selección del procedimiento de empernado adecuado para la junta.
- **(c)** Correcta fabricación de los elementos de la conexión, incluido el tipo de preparación de superficie.
- **(d)** Ensayos de calificación de procedimiento de empernado.
- **(e)** Almacenamiento adecuado de pernos, tuercas, y arandelas en caso de requerirse.

(2) Inspección durante el empernado.
- **(a)** Correcta colocación de los pernos, y las arandelas si se requieren, en todos los agujeros.
- **(b)** Verificación de apriete inicial de los pernos.
- **(c)** Garantía de la no rotación de uno de los componentes del perno mediante una llave de tuercas.
- **(d)** Verificación del pretensionamiento para cumplir con lo especificado en F.2.10.3.1, de acuerdo con el método de tensionamiento utilizado.
- **(e)** Verificación de que los pernos sean apretados desde el punto de mayor rigidez de la junta hacia los bordes libres.

(3) Inspección después del empernado.

(a) Documentar las conexiones aceptadas o rechazadas.

F.3.11 — ENSAYOS PARA CALIFICACION DE CONEXIONES

Este numeral establece los requisitos para la calificación de conexiones mediante ensayos.
Se incluyen las siguientes secciones:

F.3.11.1 **—** Precalificación de conexiones viga-columna y vínculo-columna.
F.3.11.2 **—** Ensayos cíclicos de calificación de conexiones viga-columna y vínculo-columna.
F.3.11.3 **—** Ensayos cíclicos de calificación de riostras de pandeo restringido.

F.3.11.1 — PRECALIFICACIÓN DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA Y VÍNCULO-COLUMNA

F.3.11.1.1 — ***Alcance*** **—** Este numeral contiene los requisitos mínimos para la precalificación de las conexiones resistentes a momento viga- columna en pórticos resistentes a momento con capacidad especial y moderada de disipación de energía y de las conexiones vínculo-columna en pórticos arriostrados excéntricamente. Se permite utilizar conexiones precalificadas que estén dentro de los límites aplicados en los ensayos de precalificación, sin la necesidad de realizar pruebas cíclicas de calificación adicionales. Cuando los límites de precalificación o requisitos de diseño para conexiones precalificadas contradigan los requisitos de estas provisiones, gobernarán los requisitos de la conexión precalificada.

F.3.11.1.2 — ***Requisitos generales***

F.3.10.1.2.1 — ***Bases para precalificación*** **—** La precalificación de la conexión se debe basar en los datos de los ensayos descritos en la sección F.3.10.1.3, soportadas mediante estudios analíticos y modelos de diseño. Las evidencias de los ensayos deben ser suficientes para garantizar que la conexión puede soportar el ángulo de deriva de entrepiso requerido para PRM-DES y PRM-DMO, o lo requerido para el ángulo de rotación del vínculo en sistemas PAE, sobre una base consistente y confiable, dentro de los límites especificados de precalificación. Deben ser identificados todos los estados límites aplicables a la conexión que afecten la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de la conexión y el sistema de resistencia sísmica. Lo anterior incluye estados límite de fractura, de estabilidad y todos los otros estados límite pertinentes para la conexión bajo consideración. Los efectos de las variables de diseño se listan en la sección F.3.10.1.4.

F.3.11.1.2.2 — ***Autorización de la precalificación*** **—** Podrán utilizarse las conexiones precalificadas del Estándar ANSI/AISC 358 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", o más reciente. En su defecto, la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes será la responsable de aprobar la precalificación de una conexión y sus límites asociados.

F.3.11.1.3 — ***Requisitos del ensayo*** **—** Los datos utilizados para sustentar la precalificación de la conexión se deben basar en ensayos realizados de acuerdo con F.3.10.2 Se debe realizar un suficiente número de ensayos en especímenes diferentes para demostrar que la conexión tiene la capacidad y confiabilidad suficientes para incursionar en la deriva de entrepiso requerida para pórticos resistentes a momentos con disipación de energía especial y moderada, o el ángulo de rotación del vínculo requerido para sistemas PAE, cuando el vínculo sea adyacente a las columnas. Los límites en las dimensiones de los miembros para precalificación no serán mayores que los especificados en F.3.10.2.5.2.

F.3.11.1.4 — ***Variables de precalificación*** **—** Para efectos de la precalificación deben ser considerados los efectos de las siguientes variables en las conexiones:

(1) Parámetros de la viga o del vínculo:
- **(a)** Forma de la sección transversal: ancho de aleta, cajón u otro.
- **(b)** Método de fabricación del miembro: perfil laminado, ensamblado u otro.
- **(c)** Peralte.
- **(d)** Peso por unidad de longitud.
- **(e)** Espesor de la aleta.
- **(f)** Especificación del material.

- **(g)** Relación luz/peralte (para pórticos resistentes a momento con capacidad especial y moderada de disipación de energía) o longitud del vínculo (para pórticos arriostrados excéntricamente).
- **(h)** Relación ancho-espesor de los elementos de la sección.
- **(i)** Arriostramiento lateral.
- **(j)** Otros parámetros pertinentes a la conexión específica considerada.

(2) Parámetros de la columna:
- **(a)** Forma de la sección transversal: ancho de aleta, cajón u otro.
- **(b)** Método de fabricación del miembro: perfil laminado, ensamblado u otro.
- **(c)** Peralte.
- **(d)** Peso por unidad de longitud.
- **(e)** Espesor de aleta.
- **(f)** Especificación del material.
- **(g)** Relación luz/peralte (para pórticos resistentes a momento con capacidad especial y moderada de disipación de energía) o longitud del vínculo (para pórticos arriostrados excéntricamente).
- **(h)** Relación ancho-espesor de los elementos de la sección.
- **(i)** Arriostramiento lateral.
- **(j)** Orientación de la columna con respecto a la viga ó el vínculo: conectada a la aleta, al alma, aleta y alma, etc.
- **(k)** Otros parámetros pertinentes a la conexión específica considerada.

(3) Relaciones Viga (vinculo) – Columna
- **(a)** Resistencia de la zona de panel
- **(b)** Detalles de las placas de enchape.
- **(c)** Relación de momentos Viga (vinculo) -Columna.

(4) Placas de continuidad:
- **(a)** Identificación de las condiciones bajo las cuales se requieren las placas de continuidad.
- **(b)** Espesores, anchos y longitudes.
- **(c)** Detalles de unión al alma y a las aletas.

(5) Soldaduras:
- **(a)** Localización, longitud (incluyendo retornos), tipo (soldadura de penetración completa, filete, tapón, penetración parcial u otra), y cualquier refuerzo o contorno requerido.
- **(b)** Resistencia y tenacidad del metal de aporte.
- **(c)** Detalles y tratamiento de las soldaduras o de las placas de respaldo y extensiones.
- **(d)** Agujeros de acceso de soldaduras: dimensiones, geometría y acabado.
- **(e)** Controles de calidad adicionales a los especificados en F.3.1.17.

(6) Pernos:
- **(a)** Diámetro del perno.
- **(b)** Grado del perno: ASTM A325, A490, otro.
- **(c)** Requisitos de instalación: pretensionado, apriete normal, otro.
- **(d)** Tipo de perforación: estándar, agrandadas, ranura corta, ranura larga, otra.
- **(e)** Método de fabricación de la perforación: taladrado, punzonado, sub-punzonado y rimado, otro.
- **(f)** Otros parámetros pertinentes a la conexión considerada

(7) Fabricación: todos los parámetros de fabricación pertinentes a la conexión considerada que excedan los requisitos del Título F o AWS, tales como:
- **(a)** Rugosidad de la superficie en cortes por fusión o bordes pulidos.
- **(b)** Tolerancias de corte.
- **(c)** Refuerzo o perfil de la soldadura
- **(d)** Presencia de agujeros, pernos o soldaduras para accesorios.

(8) Detalles adicionales de la conexión: todos los parámetros pertinentes a la conexión considerada.

F.3.11.1.5 — ***Procedimiento de diseño*** **—** Debe presentarse un procedimiento de diseño de la conexión, completo y detallado, aplicando todos los estados límite dentro de los parámetros de precalificación.

F.3.11.1.6 — ***Registro de precalificación*** **—** Una conexión precalificada debe suministrarse con un registro de calificación escrito que incluya la siguiente información:

(1) Descripción general de la conexión precalificada con gráficas que identifiquen claramente los aspectos relevantes y los componentes de la conexión.
(2) Descripción del comportamiento esperado de la conexión en el rango elástico e inelástico, localización de la zona inelástica y una descripción de los estados límites que controlen la resistencia y la capacidad de deformación de la conexión.
(3) Listado de los sistemas para los cuales la conexión está precalificada: pórticos resistentes a momento con capacidad especial o moderada de disipación de energía o pórticos arriostrados excéntricamente.
(4) Listado de los límites para todas las variables de calificación enunciadas en la sección F.3.10.1.4.
(5) Listado de las soldaduras de demanda crítica.
(6) Definición de la región de la conexión que debe ser considerada como zona protegida.
(7) Procedimiento detallado de diseño de la conexión, tal como se requiere en F.3.10.1.5.
(8) Listado de referencias o reportes de ensayos, reportes de investigación u otras publicaciones que presenten las bases para la precalificación.
(9) Resumen de procedimientos de control de calidad requeridos

F.3.11.2 — ***ENSAYOS CÍCLICOS DE CALIFICACIÓN DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA Y VÍNCULO-COLUMNA***

F.3.11.2.1 — ***Alcance y propósito*** **—** Esta sección incluye los requisitos para ensayos cíclicos de calificación de conexiones viga-columna para PRM-DES y PRM-DMO, y conexiones vínculo-columna en PAE. El propósito del ensayo descrito en esta sección es proporcionar evidencia de que la conexión viga -columna o vinculo- columna cumple con los requisitos de resistencia y deriva de piso o ángulo de rotación del vínculo de este Capítulo.

Esta sección proporcionas las recomendaciones mínimas para condiciones simplificadas de ensayo.

F.3.11.2.2 — ***Símbolos***

θ = ángulo de deriva
γ_{total} = ángulo total de rotación del vínculo

F.3.11.2.3 — ***Requisitos del conjunto de prueba*** **—** El conjunto de prueba debe reproducir lo más cercanamente posible las condiciones que ocurrirán en el prototipo cuando se someta a las solicitaciones sísmicas. El conjunto de prueba debe incluir los siguientes aspectos:

(1) El espécimen de prueba consistirá por lo menos de una sola columna con vigas o vínculos conectados a uno o ambos lados de la columna.
(2) Los puntos de inflexión en el conjunto de prueba deben coincidir aproximadamente con los puntos de inflexión previstos en el prototipo cuando se vea sometido a la acción sísmica.
(3) Se permite el arriostramiento lateral del conjunto de prueba cerca de los puntos de aplicación de carga o reacciones, cuando se requiera para proporcionar estabilidad lateral al conjunto de prueba. No se permite el uso de arriostramientos adicionales, a menos que reproduzcan las condiciones que sean usadas en el prototipo.

F.3.11.2.4 — ***Variables esenciales del ensayo*** **—** El espécimen de prueba debe reproducir lo más cercanamente posible, el diseño, detallado, aspectos constructivos y propiedades de las materiales del prototipo. Las siguientes variables deben reproducirse en el espécimen de prueba.

F.3.11.2.4.1 — ***Fuentes de rotación inelástica*** **—** La rotación inelástica en el espécimen de prueba se debe desarrollar mediante la acción inelástica de los mismos miembros y elementos de conexión que se utilicen para el prototipo, es decir, en la viga o el vínculo, en la zona de panel de la columna, en la columna fuera de la zona de panel, o entre los elementos de conexión, bajo los límites descritos más adelante. La porción de rotación inelástica total desarrollada en el espécimen de prueba por cada

miembro o elemento de conexión, debe estar dentro del 25% de la porción de rotación inelástica total prevista, que se desarrolle en el correspondiente miembro o elemento de conexión del prototipo.

F.3.11.2.4.2 — *Tamaño de los miembros* — El tamaño de la viga o del vínculo usado en el espécimen de prueba debe estar dentro de los siguientes límites:

(1) El peralte de la viga o del vínculo del ensayo no debe ser menor del 90% del peralte de la viga o el vínculo del prototipo.
(2) El peso por unidad de longitud de la viga o del vínculo ensayado no debe ser menor del 75% del peso por unidad de longitud de la viga o del vínculo del prototipo.

El tamaño de la columna usada en el espécimen de prueba debe representar apropiadamente la acción inelástica en la columna, como lo requiere la sección F.3.11.2.5.1. Adicionalmente el peralte de la columna de prueba no debe ser menor del 90% del peralte de la columna del prototipo.

Se permite la extrapolación por fuera de los límites de esta sección siempre y cuando así lo considere el ingeniero estructural y apruebe la Comisión Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

F.3.11.2.4.3 — *Detalles de la conexión* — Los detalles de la conexión usada en los especímenes de prueba deben representar lo más cercanamente posible los detalles de la conexión del prototipo. Los elementos de conexión usados en el espécimen de prueba deben ser una representación a escala real de los elementos de conexión usados en el prototipo, para los tamaños de miembros ensayados.

F.3.11.2.4.4 — *Placas de continuidad* — Los tamaños y detalles de conexión de las placas de continuidad usadas en el espécimen de prueba se deben proporcionar para representar, lo más cercanamente posible, los tamaños y detalles de conexión de las placas de continuidad usadas en el prototipo.

F.3.11.2.4.5 — *Resistencia del material* — Cada miembro o elemento de conexión del espécimen de prueba que suministre rotación inelástica por fluencia, debe cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

(1) El esfuerzo de fluencia se debe determinar mediante ensayos de los materiales reales usados en el espécimen de prueba, como se especifica en la sección F.3.11.2.8. El uso de valores de esfuerzos de fluencia reportados en los certificados de calidad de la acería no se permite para los propósitos de ésta sección.
(2) El esfuerzo de fluencia de la viga no debe estar más del 15% por debajo de $\mathbf{R_y F_y}$ para el grado de acero a ser usado para el elemento correspondiente al prototipo. Los esfuerzos de fluencia de las columnas y los elementos de conexión no deben estar más del 15% por encima ni por debajo de $\mathbf{R_y F_y}$ para el grado de acero a ser usado para el elemento correspondiente en el prototipo. $\mathbf{R_y F_y}$ se debe determinar de acuerdo con la sección F.3.1.5.2.

F.3.11.2.4.6 — *Soldaduras* — Las soldaduras del espécimen de prueba deben satisfacer los requisitos siguientes:

(1) Las soldaduras deben ejecutarse siguiendo estrictamente los procedimientos de soldadura tal como lo requiere AWS D1.1. Las variables esenciales del procedimiento de soldadura deben cumplir con los requisitos de AWS D1.1 y deben estar dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte. La resistencia a tensión de las soldaduras y la tenacidad mínima en prueba Charpy con ranura en $\mathbf{V}$ usadas en el conjunto de prueba, se deben determinar en ensayos de materiales como se especifica en la sección F.3.11.2.8.3. La resistencia de la soldadura y la tenacidad mínima en prueba Charpy con ranura en $\mathbf{V}$, reportadas en el certificado de calidad del fabricante de la soldadura no se deben usar, a menos que los resultados reportados cumplan con los requisitos de F.3.1.17.

(2) La resistencia mínima a tensión especificada para el metal de aporte que se utilice en el espécimen de prueba debe ser la misma que la utilizada para las correspondientes soldaduras en el prototipo. La resistencia a tensión ensayada en la soldadura del ensayo de prueba no debe estar más de 125 Mpa por encima de la resistencia a tensión del metal de aporte especificada para el prototipo.
(3) La tenacidad mínima Charpy especificada para el metal de aporte usado en el espécimen de prueba no debe exceder la tenacidad mínima Charpy especificada del metal de aporte a usar en las soldaduras correspondientes del prototipo. La tenacidad Charpy usada en el espécimen de prueba no debe ser más del 50%, ni 34 kJ, el que sea mayor, por encima de la tenacidad mínima Charpy que se usará en el prototipo.
(4) Las posiciones en que se ejecuten las soldaduras del espécimen de prueba deben ser las mismas que se requieran en las soldaduras del prototipo.
(5) Los detalles de las platinas de respaldo, las de extensión de la soldadura, los agujeros de acceso, y similares usados para ejecutar las soldaduras del espécimen de prueba deben ser los mismos usados en las soldaduras correspondientes del prototipo. Las platinas de respaldo y las de extensión no se deben remover del espécimen de prueba, a menos que las correspondientes platinas se remuevan del prototipo.
(6) Los métodos de inspección, las pruebas no destructivas y los estándares de aceptación de las soldaduras del espécimen de prueba deben ser los mismos a usar en el prototipo.

F.3.11.2.4.7 — *Pernos* — Las partes empernadas del espécimen de prueba deben reproducir las partes empernadas del prototipo lo más estrechamente posible. Adicionalmente, las partes empernadas del espécimen de prueba deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) El grado de los pernos (e.g., ASTM A325, ASTM A325M, ASTM A490, ASTM A490M, ASTM F1852) usado en el espécimen de ensayo debe ser el mismo que se usará en el prototipo, excepto que los pernos ASTM A325 podrán ser reemplazados por ASTM F1852, y viceversa. No se permite reemplazar pernos A325 por Sae Gr 5, ni A490 por SAE Gr 8.
(2) El tipo y la orientación de los agujeros para pernos (estándar, agrandados, ranura corta, ranura larga, u otros) usados en el espécimen de prueba, deben ser los mismos que se usarán en los correspondientes agujeros empernados del prototipo.
(3) Cuando deba desarrollarse rotación inelástica por fluencia o por deslizamiento en la parte empernada de la conexión, el método usado para realizar los agujeros (taladrado, punzonado y rimado, u otro) en el espécimen de prueba, debe ser el mismo que se usará en los correspondientes agujeros del prototipo.
(4) Los pernos en el espécimen de prueba deben tener el mismo grado de apriete (pretensionado u otro) y preparación de la superficie de contacto (resistencia al deslizamiento no especificada, resistencia al deslizamiento clase A o B, u otra) que la que se usará para los correspondientes pernos del prototipo.

F.3.11.2.5 — *Historia de carga*

F.3.11.2.5.1 — *Requisitos generales* — El espécimen de prueba debe estar sujeto a cargas cíclicas acordes con los requisitos prescritos en la sección F.3.11.2.5.2 para conexiones viga-columna en PRM, y en la sección F.3.11.2.5.3 para conexiones vínculo-columna en PAE.

Las secuencias de carga diferentes a las especificadas en las secciones F.3.11.2.5.2 y F.3.11.2.5.3 pueden usarse cuando se demuestre que son equivalentes o más severas.

F.3.11.2.5.2 — *Secuencia de carga para conexiones viga-columna resistentes a momento* — Los ensayos cíclicos de calificación de conexiones a momento viga-columna en PRM deben llevarse a cabo controlando el ángulo de deriva, $\boldsymbol{\theta}$, impuesto al espécimen de prueba, como se indica a continuación:

(1) 6 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.00375}$ rad
(2) 6 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.005}$ rad
(3) 6 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.0075}$ rad
(4) 4 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.01}$ rad
(5) 2 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.015}$ rad

(6) 2 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.02}$ rad
(7) 2 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.03}$ rad
(8) 2 ciclos a $\boldsymbol{\theta = 0.04}$ rad

Continuar cargando a incrementos de $\boldsymbol{\theta = 0.01}$ rad., con dos ciclos de carga en cada paso.

F.3.11.2.5.3 — *Secuencia de carga para conexiones vínculo-columna* — Los ensayos cíclicos de calificación de conexiones vínculo-columna en PAE deben llevarse a cabo controlando el ángulo de rotación del vínculo, $\boldsymbol{\gamma_{total}}$, impuesto al espécimen de prueba, como se indica a continuación:

(1) 6 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.00375}$ rad.
(2) 6 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.005}$ rad.
(3) 6 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.0075}$ rad.
(4) 6 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.01}$ rad.
(5) 4 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.015}$ rad.
(6) 4 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.02}$ rad.
(7) 2 ciclos a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.03}$ rad.
(8) 1 ciclo a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.04}$ rad.
(9) 1 ciclo a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.05}$ rad.
(10) 1 ciclo a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.07}$ rad.
(11) 1 ciclo a $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.09}$ rad.

Continuar cargando con incrementos de $\boldsymbol{\gamma_{total} = 0.02}$ rad., con un ciclo de carga en cada paso.

F.3.11.2.6 — *Instrumentación* — Se debe proporcionar la instrumentación suficiente en el espécimen de prueba para permitir la medición o el cálculo de las cantidades listadas en la sección F.3.11.2.8.

F.3.11.2.7 — *Requisitos para el ensayo de los materiales*

F.3.11.2.7.1 — *Requisitos para ensayos de tensión del acero* — Los ensayos de tensión deben llevarse a cabo sobre muestras de acero tomadas del material adyacente a cada espécimen de prueba. Los resultados de los ensayos de tensión de los certificados de calidad de la acería deben ser reportados pero no pueden ser usados en lugar de los ensayos del espécimen para los propósitos de esta sección. Los resultados de los ensayos de tensión deben basarse en pruebas que se realicen de acuerdo con la sección F.3.11.2.7.2. Los ensayos de tensión deben realizarse y reportarse para las siguientes partes del espécimen de prueba:

(1) Las aleta(s) y las alma(s) de las vigas y las columnas en lugares estándar.
(2) Cualquier elemento de la conexión que desarrolle rotación inelástica mediante fluencia.

F.3.10.2.7.2 — *Métodos para ensayos de tensión en el acero* — Los ensayos de tensión deben llevarse a cabo de acuerdo con ASTM A6/A6M, ASTM A370 y ASTM E8, con las siguientes excepciones:

(1) El esfuerzo de fluencia $\mathbf{F_y}$ obtenido del ensayo debe basarse en la definición de resistencia a la fluencia en ASTM A370, usando el método de la paralela a una deformación unitaria de 0.002.
(2) La velocidad de aplicación de la carga para el ensayo de tensión debe reproducir, tan cerca como sea posible, la velocidad de aplicación de la carga que será usada para el especímen de prueba.

F.3.11.2.7.3 — *Requisitos para ensayos del metal de soldadura* — La resistencia a la tensión de las soldaduras y la tenacidad mínima en prueba Charpy con ranura en $\mathbf{V}$, usadas en el conjunto de prueba se deben determinar por medio de ensayos de materiales como se especifica en F.2.3.17. La resistencia a la tensión de las soldaduras y la tenacidad mínima en prueba Charpy con ranura en $\mathbf{V}$, reportadas por el certificado de calidad del fabricante de la soldadura no se deben usar, a menos que estas especificaciones cumplan con los requisitos de F.2.3.17.

Si el procedimiento de soldadura del especímen de prueba está dentro de $\boldsymbol{\pm 0.8 kJ/mm}$ del procedimiento de soldadura de la placa de ensayo, se debe utilizar un solo ensayo

F.3.11.2.8 — *Requisitos para el informe del ensayo* — Para cada especímen de prueba debe prepararse un informe escrito que cumpla los requisitos de esta sección. El informe debe documentar completamente todas las características clave y los resultados del ensayo. El informe debe incluir la siguiente información:

(1) Un dibujo o una descripción clara del conjunto del ensayo, incluyendo dimensiones esenciales, condiciones de borde en los puntos de carga y reacción, así como la localización de las riostras laterales.
(2) Un dibujo del detalle de la conexión mostrando los tamaños de los miembros, los grados del acero, los tamaños de todos los elementos de conexión, los detalles de la soldadura incluyendo el metal de aporte, el tamaño y la localización de los agujeros para pernos, el tamaño y el grado de los pernos, y cualquier otro detalle pertinente de la conexión.
(3) Un listado de todas las otras variables esenciales para el especímen de prueba, tal como se listan en la sección F.3.11.2.4.
(4) Un listado o una gráfica que muestre la carga aplicada o la historia de desplazamientos del especímen de prueba.
(5) Un listado de todas las soldaduras de demanda crítica.
(6) La definición de las regiones de la conexión que comprenden las zonas protegidas.
(7) Una gráfica de la carga aplicada contra el desplazamiento del especímen de prueba. El desplazamiento en esta gráfica debe ser medido en el punto de la aplicación de la carga o en un punto cercano a éste. Deben identificarse claramente las cargas y desplazamientos medidos en el especímen de prueba.
(8) Una gráfica del momento de la viga en función de la deriva para conexiones viga- columna resistentes a momento; o una gráfica de la fuerza cortante del vínculo contra el ángulo de rotación del mismo para conexiones vínculo-columna. Para conexiones viga-columna, el momento de la viga y la deriva deben calcularse con respecto al eje de la columna.
(9) El ángulo de deriva y la rotación inelástica total desarrollada por el especímen de prueba. Deben identificarse los componentes del especímen de prueba que contribuyen a la rotación inelástica total debido a la fluencia o el deslizamiento. La parte de la rotación inelástica total que desarrolla cada componente del especímen de prueba debe aparecer en el informe. El método usado para calcular las rotaciones inelásticas debe ser mostrado claramente.
(10) Un listado cronológico de las observaciones significativas del ensayo, incluyendo observaciones sobre fluencia, deslizamiento, inestabilidad, y fractura de cualquier parte del especímen de ensayo.
(11) El modo que controla la falla del especímen de prueba. Si el ensayo se finalizó antes de la falla, la razón debe indicarse claramente.
(12) Los resultados de los ensayos del material especificados en la sección F.3.11.2.7.
(13) Los procedimientos de soldadura y reportes de la inspección de la misma.

Se pueden incluir en el informe dibujos adicionales, datos y discusión acerca del especímen de prueba o resultados de los ensayos.

F.3.11.2.9 — *Criterio de aceptación* — El especímen de prueba debe satisfacer la resistencia y el ángulo de deriva de piso o el ángulo de rotación del vínculo. El especímen de prueba debe sostener el ángulo de deriva o el ángulo de rotación del vínculo para un mínimo de un ciclo completo de carga.

F.3.11.3 — ENSAYOS CICLICOS DE CALIFICACION PARA ARRIOSTRAMIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

F.3.11.3.1 — *Alcance* — Esta sección incluye los requisitos para ensayos cíclicos de calificación de riostras restringidas al pandeo individuales o en su conjunto. El propósito del ensayo de riostras solas es proporcionar

evidencia de que el arriostramiento restringido al pandeo satisface los requisitos de resistencia y deformación inelástica de este Capítulo F.3; también permite la determinación de las fuerzas máximas en la riostra para efectos del diseño de los elementos adyacentes. El propósito del ensayo del conjunto de la riostra es proporcionar evidencia de que el diseño de la riostra puede soportar satisfactoriamente las demandas de deformación y rotación asociadas con el diseño. Además, el ensayo del conjunto procura demostrar que el comportamiento histerético de la riostra dentro del conjunto es consistente con el de los elementos individuales de la riostra con ensayo uniaxial.

F.3.11.3.2 — *Símbolos*

Δ_b = cantidad de deformación usada para el control de cargas del espécimen (rotación total del extremo de la riostra para el espécimen del conjunto: deformación axial total de la riostra para el espécimen de la riostra)

Δ_{bm} = valor de la cantidad de deformación Δ_b, correspondiente a la deriva de piso de diseño

Δ_{by} = valor de la cantidad de deformación Δ_b, en la primera fluencia significativa del espécimen de prueba

F.3.11.3.3 — *Espécimen de ensayo del conjunto* — El espécimen de ensayo del conjunto debe satisfacer los siguientes requisitos:

(1) El mecanismo para soportar las rotaciones inelásticas del espécimen del conjunto de la riostra debe ser el mismo que para el prototipo. Las demandas rotacionales y de deformación en el conjunto deben ser iguales o mayores que en el prototipo.
(2) La resistencia axial de fluencia del núcleo de acero, P_{ysc} de la riostra en el espécimen del conjunto no debe ser menor que la del prototipo, donde ambas resistencias se basan en el área del núcleo A_{sc}, multiplicada por la resistencia a la fluencia determinada en un cupón de ensayo.
(3) La sección transversal y la orientación de la proyección del núcleo de acero del espécimen del conjunto de la riostra debe ser la misma que en la riostra del prototipo.
(4) Debe usarse la misma metodología de diseño documentada para el diseño del conjunto y para el prototipo, con el objeto de permitir la comparación de las demandas de rotación y de deformación. En el cálculo de la estabilidad, las vigas, las columnas y las placas que conectan el núcleo serán consideradas como parte de este sistema.
(5) Los márgenes de seguridad calculados para el diseño de la conexión del prototipo, la estabilidad de la proyección del núcleo de acero, el pandeo general, y otros detalles constructivos relevantes del conjunto del ensayo, excluyendo la placa de unión para el prototipo, deben ser iguales o mayores que los del espécimen de ensayo del conjunto.
(6) El arriostramiento lateral del ensayo del conjunto debe replicar el arriostramiento lateral en el prototipo.
(7) El espécimen de ensayo del conjunto y el prototipo deben ser fabricados de acuerdo con los mismos procesos y procedimientos de calidad.

F.3.11.3.4 — *Espécimen de ensayo de la riostra* — El espécimen de ensayo de la riostra debe reproducir tan cercanamente como sea posible el diseño, el detallado, los aspectos constructivos, y las propiedades del material del prototipo.

F.3.11.3.4.1 — *Diseño del espécimen de ensayo de la riostra* — Se debe utilizar la misma metodología de diseño documentada para el espécimen de ensayo y el prototipo. Los cálculos deben demostrar, como mínimo, los siguientes requisitos:

(1) El factor de seguridad calculado para la estabilidad contra pandeo general del prototipo debe ser igual o mayor que el del espécimen de prueba de la riostra.
(2) Los factores de seguridad del espécimen de prueba y el prototipo deben tomar en cuenta las diferencias en las propiedades del material, incluyendo los esfuerzos de fluencia y último, la deformación última, y la tenacidad.

F.3.11.3.4.2 — *Fabricación del espécimen de ensayo de la riostra* — El espécimen de ensayo de la riostra y el prototipo deben ser fabricados de acuerdo con los mismos procesos y procedimientos de calidad.

F.3.11.3.4.3 — *Similitud del espécimen de ensayo de la riostra y el prototipo* — El espécimen del ensayo de la riostra debe cumplir los siguientes requisitos:

(1) La sección transversal y la orientación del núcleo de acero deben ser las mismas que en el prototipo.
(2) La resistencia a la fluencia axial del núcleo de acero, P_{ysc} del espécimen de prueba de la riostra no debe variar más del 50 por ciento con respecto al prototipo, donde ambas resistencias se basan en el área del núcleo A_{sc}, multiplicada por la resistencia a la fluencia determinada en un cupón de ensayo.
(3) El material y el método de separación entre el núcleo de acero y el mecanismo de restricción al pandeo en el espécimen de prueba de la riostra deben ser los mismos que en el prototipo.

F.3.11.3.4.4 — *Detalles de la conexión* — Los detalles de la conexión usados en el espécimen de prueba de la riostra deben representar los detalles de conexión del prototipo tan cercanamente como sea posible.

F.3.11.3.4.5 — *Materiales*

(1) Núcleo de acero: el núcleo de acero debe satisfacer los siguientes requisitos para el espécimen de ensayo de la riostra:
  (a) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado debe ser igual al del prototipo.
  (b) El esfuerzo de fluencia medido en el material del núcleo de acero del espécimen de prueba de la riostra, debe ser al menos el 90 por ciento que el del prototipo determinado en cupones de prueba.
  (c) El esfuerzo y la deformación unitaria últimos mínimos especificados del núcleo de acero del espécimen de la riostra, no deben ser mayores que los del prototipo.
(2) Mecanismo de restricción del pandeo: los materiales usados en el mecanismo de restricción al pandeo del espécimen de prueba de la riostra deben ser los mismos utilizados en el prototipo.

F.3.11.3.4.6 — *Conexiones* — Las uniones soldadas, pernadas y con pasadores del espécimen del ensayo deben replicar las del prototipo tan cerca como sea posible.

F.3.11.3.5 — *Historia de cargas*

F.3.11.3.5.1 — *Requisitos generales* — El espécimen de prueba debe someterse a cargas cíclicas de acuerdo con los requisitos de la sección F.3.11.3.6.2 y F.3.11.3.6.3. Se permiten incrementos adicionales de carga más allá de los descritos en F.3.11.3.6.3. Cada ciclo debe incluir incursiones completas en la zona de tensión y compresión hasta la deformación prescrita.

F.3.11.3.5.2 — *Control del ensayo* — El ensayo debe conducirse controlando el nivel de deformaciones axiales o rotacionales Δ_b impuestas al espécimen de prueba. Como alternativa, la deformación rotacional máxima puede aplicarse y mantenerse si se sigue el protocolo de deformaciones axiales.

F.3.11.3.5.3 — *Secuencia de carga* — Las cargas deben ser aplicadas al espécimen de prueba para producir las siguientes deformaciones, donde la deformación corresponde a la deformación axial del núcleo de acero para el espécimen de prueba, y la demanda de deformación rotacional para el espécimen de prueba del conjunto:

(1) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = \Delta_{by}$
(2) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$
(3) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = \Delta_{bm}$
(4) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$
(5) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 2\Delta_{bm}$

(6) Ciclos completos adicionales de carga a la deformación correspondiente a $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$ como se requiera para el espécimen de ensayo de la riostra para alcanzar una deformación axial inelástica acumulada de al menos 200 veces la deformación de fluencia (no se requiere para el espécimen de prueba del conjunto).

La deriva de diseño de entrepiso no se puede tomar como menos de 0.01 veces la altura de piso para los propósitos de cálculo de Δ_{bm}. Se permite usar otras secuencias de carga para calificar el espécimen de prueba cuando demuestren ser iguales o más severas en términos de la deformación inelástica máxima y acumulada.

F.3.11.3.7 — *Instrumentación* — Debe suministrarse la suficiente instrumentación en el espécimen de prueba, tal que permita la medición o cálculos de las cantidades listadas en la sección F.3.11.3.9.

F.3.11.3.8 — *Requisitos del material de la prueba*

F.3.11.3.8.1 — *Requisitos para ensayos de tensión* — Los ensayos de tensión deben realizarse en muestras de acero tomadas del mismo material que se use para la fabricación del núcleo de acero. Deben reportarse los resultados de los ensayos de tensión de los certificados de calidad pero no se pueden usar en lugar del ensayo del espécimen para los propósitos de esta sección. Los resultados de los ensayos de tensión deben basarse en pruebas efectuadas de acuerdo con la sección F.3.11.3.2.

F.3.11.3.8.2 — *Métodos para ensayo de tensión* — Los ensayos de tensión deben efectuarse de acuerdo con las normas ASTM A6, ASTM A370, y ASTM E8, con las siguientes excepciones:

(1) El esfuerzo de fluencia reportado en los ensayos debe basarse en la definición de resistencia a la fluencia de ASTM A370, usando el método de la paralela para una deformación unitaria de 0.002.
(2) La velocidad de carga para los ensayos de tensión debe reproducir, tan cercanamente como sea posible, la velocidad de carga usada en el espécimen de ensayo.
(3) El cupón debe maquinarse de tal manera que su eje longitudinal sea paralelo al eje longitudinal del núcleo de acero.

F.3.11.3.9 — *Requisitos del informe de la prueba* — Para cada espécimen de prueba debe elaborarse un informe que cumpla los requisitos de esta sección. El reporte debe documentar extensivamente todos los aspectos importantes y resultados del ensayo. El reporte debe incluir la siguiente información:

(1) Un dibujo o una descripción clara del espécimen de prueba, incluyendo las dimensiones importantes, las condiciones de borde y las cargas en los puntos de reacción, y localización de arriostramiento lateral, si lo hay.
(2) Un dibujo de los detalles de la conexión que muestre las dimensiones de los miembros, grado del acero, las medidas de los elementos de conexión, los detalles de soldadura incluyendo el metal de aporte, el sitio y la localización de agujeros de pernos o pasadores, las dimensiones y el grado de los conectores, y cualquier otro detalle pertinente de las conexiones.
(3) Un listado de las otras variables esenciales listadas en la sección F.3.11.3.4 y F.3.11.3.5, según sea apropiado.
(4) Un listado o una gráfica que muestre la historia de las cargas o los desplazamientos aplicados.
(5) Una gráfica de las cargas aplicadas en función de las deformaciones Δ_b. Se debe mostrar claramente el método utilizado para determinar las deformaciones. Debe identificarse claramente la ubicación donde fueron medidas las cargas y las deformaciones del ensayo del espécimen de prueba.
(6) Una lista cronológica de las observaciones significativas del ensayo, incluyendo observaciones sobre fluencia, deslizamiento, inestabilidad, desplazamiento transversal a lo largo del espécimen de prueba y la fractura en cualquier parte del espécimen de prueba y sus conexiones, según aplique.
(7) Los resultados de los ensayos de materiales especificados en la sección F.3.11.3.8
(8) El control de calidad y plan de calidad usado para la fabricación del espécimen. Deben incluirse también los procedimientos de soldaduras y los reportes de la inspección.

Se pueden incluir en el informe dibujos adicionales, datos y discusiones de los resultados del ensayo.

F.3.11.3.10 — *Criterios de aceptación* — Debe realizarse por lo menos un ensayo del conjunto que satisfaga los requisitos de la sección F.3.11.3.4. Debe realizarse por lo menos un ensayo de riostra que satisfaga los requisitos de la sección F.3.11.3.5. Dentro del rango de protocolo requerido, todos los ensayos deben satisfacer los siguientes requisitos:

(1) La gráfica que muestre la carga aplicada vs la historia de desplazamientos debe exhibir un comportamiento estable y repetitivo con incrementos de rigidez.
(2) No debe haber fractura, inestabilidad en la riostra o falla de la conexión en el extremo de la riostra.
(3) Para ensayos de riostra, las fuerzas máximas de tensión y compresión no deben ser menores que la resistencia nominal del núcleo en cada ciclo para una deformación mayor que Δ_{by}.
(4) Para ensayos de riostra, la relación de la fuerza de compresión máxima y la fuerza de tensión máxima no debe ser mayor de 1.3, para una deformación mayor que Δ_{by}.

Notas:

CAPÍTULO F.4
ESTRUCTURAS DE ACERO CON PERFILES DE LÁMINA FORMADA EN FRÍO

F.4.1 — PROVISIONES GENERALES

F.4.1.1 — ALCANCE Y DEFINICIONES

F.4.1.1.1 — *Alcance y límites de aplicabilidad* — Esta Especificación debe aplicarse al diseño de miembros estructurales de acero de bajo carbono (acero dulce) o de baja aleación, cuya sección ha sido formada en frío, a partir de láminas, rollos, tiras, platinas o barras de espesor menor o igual a 25.4 mm (1 pulgada) y usados para sostener cargas en:

(a) Edificios, en los que el diseño debe hacerse de acuerdo con las especificaciones del método DCCR (Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia) o el método DEA (Diseño por Esfuerzos Admisibles), donde se indique explícitamente[1]

(b) Otro tipo de estructuras, distintas de edificios, teniendo en consideración las condiciones generadas por los efectos dinámicos.

F.4.1.1.2 — *Terminología* — Los siguientes son los significados de los diferentes términos utilizados a lo largo de esta especificación:

***Acero Virgen* —** Es el material tal y como es recibido del productor de acero o bodega antes de ser formado en frío como un resultado de las operaciones de fabricación.

***Aleta de una Sección en Flexión* —** Es el ancho plano de una aleta incluyendo cualesquier rigidizadores intermedios más las esquinas adyacentes.

***Alma* —** En un miembro sujeto a flexión, es la parte de la sección que está unida a las dos aletas, o que está unido a una sola aleta y que atraviesa el eje neutro.

***Análisis Racional de Ingeniería* —** Análisis basado en una teoría que es apropiada para la situación, en resultados de ensayos disponibles que sean relevantes y en el juicio de una buena ingeniería.

Los factores de resistencia mínimos que deben utilizarse cuando se hace un análisis de este tipo son los siguientes:

Para miembros: $\phi = 0.80$
Para conexiones: $\phi = 0.65$

***Ancho Efectivo de Diseño* —** Es el ancho plano de un elemento reducido para propósitos de diseño, también conocido simplemente como el ancho efectivo

***Ancho Plano* —** Es el ancho de un elemento excluyendo las esquinas medido a lo largo de su plano.

***Área de la Sección Transversal*:**

***Área Efectiva* —** El área efectiva, A_e, es calculada utilizando los anchos efectivos de los elementos componentes en concordancia con la sección F.4.2. El área efectiva será igual al área bruta o al área neta, la que sea aplicable, si los anchos efectivos de todos los elementos componentes, determinados de acuerdo con la sección F.4.2, son iguales a los anchos planos reales.

[1] El método de diseño con coeficientes de carga y resistencia, DCCR, será el procedimiento válido de diseño bajo las disposiciones de este Reglamento. Solo se permitirá el método de diseño por esfuerzos admisibles, DEA, en el numeral F.4.7, referente al diseño de Tableros Metálicos para Trabajo en Sección Compuesta.

***Área Total* —** Es el área total o completa, no reducida, A, calculada sin reducir los anchos de los elementos componentes a sus anchos efectivos. Esta puede ser un área bruta no reducida o un área neta no reducida, dependiendo donde sea aplicable.

***Área bruta* —** El área bruta, A_g, es aquella donde no se consideran reducciones por huecos, aberturas y cortes.

***Área Neta* —** El área neta, A_n, es igual al área bruta menos el área de huecos, aberturas y cortes.

***Canal Guía* —** Un miembro de un entramado que consiste de solo un alma y dos (2) aletas. La altura del alma debe medirse al interior de las aletas.

***Cargas de Servicio* —** Carga bajo la cual se evalúan los límites del Estado de servicio

***Carga Mayorada* —** Producto de la carga nominal y el factor de mayoración (factor de carga)

***Cargas Nominales* —** Son las magnitudes de las cargas especificadas por este Reglamento aplicable no incluyendo los factores de mayoración.

***Conexión* —** Combinación de elementos estructurales y nudos (o juntas) usada para transmitir las fuerzas entre dos o más miembros.

***Correa* —** Miembro estructural horizontal el cual soporta un tablero de cubierta y está sujeto principalmente a flexión bajo las cargas aplicadas tales como nieve, viento o cargas muertas.

***DCCR — Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia* —** Es un método para dimensionar componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y montajes) tal que la resistencia de diseño iguala o excede la resistencia requerida del componente bajo la acción de las combinaciones de carga para Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia. Este es el método que se utilizará en estas especificaciones.

***DEA — Diseño por Esfuerzos Admisibles* —** Es un método para dimensionar componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y montajes) tal que la resistencia admisible iguala o excede la resistencia requerida del componente bajo la acción de las combinaciones de carga para Diseño por Esfuerzos Admisibles DEA. Este método no se utilizará en estas especificaciones, a menos que se indique lo contrario.

***Diafragma* —** cubierta, entrepiso u otra membrana o sistema de arriostramiento que transfiere fuerzas en la dirección de su propio plano al sistema resistente a fuerzas laterales.

***Dintel* —** Es un miembro horizontal que hace parte de un entramado estructural usado sobre aberturas de piso, cubierta o muro para transferir las cargas alrededor de la abertura a los miembros estructurales de soporte.

***Efecto de Carga* —** Fuerzas, esfuerzos, y deformaciones producidas en un componente estructural debido a las cargas aplicadas

***Elemento Multirigidizado* —** Es un elemento rigidizado entre almas, o entre un alma y un borde rigidizado, por medio de rigidizadores intermedios paralelos a la dirección del esfuerzo.

***Elementos en Compresión No Rigidizados* —** Elemento en compresión plano rigidizado en solo un borde paralelo a la dirección del esfuerzo.

***Elementos en Compresión Rigidizados o Parcialmente Rigidizados* —** Elemento en compresión plano (por ejemplo, la aleta plana en compresión de un miembro en flexión o un alma o aleta de un miembro en compresión) en el cual, ambos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo están rigidizados por uno u otro de los siguientes elementos: alma, ala, pestaña rigidizadora o labio atiesador, rigidizador intermedio, o similares.

***Ensayo de Comportamiento* —** Ensayo realizado sobre miembros estructurales, conexiones, y montajes donde su comportamiento no puede ser determinado por las provisiones dadas en esta especificación o sus referencias.

***Ensayo de Comprobación* —** Prueba realizada, cuando es requerida, sobre miembros, conexiones y montajes, diseñada de acuerdo a las provisiones del Capítulo F.4 de esta especificación, o sus referencias, con el objeto de comparar el comportamiento real con el calculado.

***Esfuerzo* —** El esfuerzo como es usado en esta especificación significa la fuerza por unidad de área.

***Esfuerzo de fluencia* —** Término genérico para denotar ya sea, el *punto de fluencia* o la *resistencia a fluencia*, según sea apropiado para el material

***Especificación Publicada* —** Requerimientos para un acero listado por un fabricante, procesador, productor, comercializador, u otro ente, los cuales 1. Están generalmente disponibles para dominio público o bajo requerimiento, 2. Son establecidos antes que el acero sea ordenado, y 3. Especifican al menos, las propiedades mecánicas mínimas, los límites de la composición química y, si es recubierto, las propiedades del recubrimiento.

***Espesor* —** El espesor, t, de cualquier elemento o sección será el del acero base, no incluyendo algún tipo de recubrimiento.

***Factor de Mayoración* —** Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la carga real y la carga nominal debido a incertidumbres en el análisis que transforma la carga en un efecto de carga, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra de manera simultánea.

***Factor de Resistencia,* ϕ —** Es un factor que toma en cuenta inevitables desviaciones entre la resistencia real y la resistencia nominal además de la manera y consecuencias de la falla.

***Factor de Seguridad,* Ω —** Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la resistencia real y la resistencia nominal, desviaciones entra la carga real y la carga nominal, incertidumbres en el análisis que transforma la carga en un efecto de carga, y la manera y consecuencias de la falla. Este factor solo se definirá en aquellas partes donde se utilice el método DEA.

***Fatiga* —** Estado límite de iniciación de la fisura y su crecimiento, resultante de la aplicación repetida de las cargas vivas.

***Grado* —** Es una designación utilizada para el esfuerzo de fluencia mínimo.

***Larguero* —** Miembro estructural horizontal el cual soporta paneles de muro y está sujeto, principalmente, a flexión bajo las cargas horizontales aplicadas, tales como cargas de viento.

***Miembro Alma* —** Es un miembro estructural en una cercha que se conecta al cordón superior e inferior, pero no es un miembro cordón.

***Miembro Cordón* —** Es un miembro estructural que constituye al componente superior o inferior de una cercha.

***Miembro Estructural de Acero Formado en Frío* —** Son secciones fabricadas a partir de presión mecánica sobre piezas planas provenientes de láminas, longitudes cortadas de rollos o platinas, o por formación rolada en frío de rollos o láminas de acero laminado en frío o laminado en caliente. Ambas operaciones de formación son realizadas a temperatura ambiente, lo cual indica que no se introduce calor, como se hace con el proceso de formación en caliente.

***Momento de Fluencia* —** En un miembro sujeto a flexión, es el momento en el cual la fibra más extrema alcanza la primera fluencia.

***Muro Cortina* —** Es un muro que transfiere cargas transversales (fuera de su plano) y es limitado a una carga vertical sobreimpuesta, no incluyendo el peso del material del tablero, no mayor a 1.46 kN/m (100 lb/pie), o una carga vertical sobreimpuesta no mayor a 0.89 kN (200 lb)

Muro de Corte — Muro que provee resistencia a cargas laterales en el plano del muro y asimismo estabilidad para el sistema estructural.

Pandeo — Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o cualquiera de sus elementos bajo una condición crítica de carga.

Pandeo Distorsional — Es un modo de pandeo que envuelve cambios en la forma de la sección transversal, excluyendo el pandeo local.

Pandeo Flector — Modo de pandeo en el cual un miembro a compresión flexiona lateralmente sin torsión o cambio en la forma de la sección transversal.

Pandeo Flexo-Torsional — Modo de pandeo en el cual un miembro en compresión dobla y se gira sobre su eje (torsional) simultáneamente sin cambio en la forma de la sección transversal.

Pandeo Local — Estado límite del pandeo para un elemento en compresión donde la línea de conexión entre elementos permanece derecha y los ángulos entre elementos no cambian.

Pandeo Lateral Torsional — Modo de pandeo de un miembro en flexión que envuelve deflexión fuera de su plano de flexión ocurriendo simultáneamente con torsión alrededor del centro de cortante de la sección transversal.

Paral — Miembro vertical de un entramado en un sistema de muro ó ensamble.

Paral de Muro Cortina — Miembro en un sistema de muro exterior de acero que transfiere cargas transversales (fuera de su plano) y es limitado por una carga axial sobreimpuesta, exclusiva de los materiales de cerramiento, no mayor a 1460 N/m (100 lb/pie), ó una carga axial puntual sobreimpuesta no mayor a 890 N (200 lb) por paral.

Propiedades del Acero Virgen — Propiedades mecánicas del acero virgen tales como punto de fluencia, resistencia última y elongación.

Punto de Fluencia — El punto de fluencia es el primer esfuerzo en el material en el cual ocurre un incremento en la deformación sin ningún incremento del esfuerzo, tal como es definido por la NTC correspondiente.

Punto de Fluencia Mínimo Especificado — Límite inferior del punto de fluencia en un ensayo especificado para calificar como adecuado un lote de acero, de uso en miembros estructurales de acero formado en frío, diseñado en ese punto de fluencia.

Punto de Panel — Región de conexión entre un miembro alma y un miembro cordón en una cercha.

Punto de Quiebre — Región de conexión entre dos miembros cordones de cercha donde existe un cambio de pendiente, no incluyendo el talón.

Relación Ancho Plano-Espesor — Es el ancho Plano de un elemento medido a lo largo de su plano, dividido por su espesor.

Resistencia a la Fluencia — Esfuerzo en el cual el material exhibe una desviación límite especificada de la proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación como es definido por la NTC correspondiente.

Resistencia Admisible — Es la resistencia nominal divida por el factor de seguridad, $\mathbf{R_n/\Omega}$. Solo se utilizará en aquellas secciones de este Reglamento donde se indique.

Resistencia de Diseño — Es la resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia, $\mathbf{\phi R_n}$.

Resistencia Disponible — Resistencia de diseño o resistencia admisible, según sea el caso

Resistencia Nominal — Resistencia de una estructura o componente (sin los factores de resistencia o factores de seguridad aplicados) para soportar los efectos de las cargas, tal como es determinado conforme con lo estipulado en esta especificación.

Resistencia Requerida — Son las fuerzas, esfuerzos y deformaciones actuantes sobre un componente estructural, determinadas ya sea por un análisis estructural, para combinaciones de carga por DEA o DCCR, según sea apropiado, o como se especifica en este Reglamento.

Resistencia Última — Máximo esfuerzo alcanzado por un material en el ensayo de tensión.

Rollo Madre — Es un rollo continuo sin juntas soldadas tal y cual como es manejado por un molino en caliente, molino en frío, una línea de recubrimiento metálico o línea de pintura e identificable por un único número de rollo. Este rollo puede ser cortado o flejado en rollos más pequeños, sin embargo, de estos últimos puede decirse que vienen del mismo Rollo Maestro si, de acuerdo con la trazabilidad, puede determinarse el número del Rollo Original.

Sección Asimétrica — Sección no simétrica alrededor de ningún eje o punto.

Sección de Simetría de Punto — Es una sección simétrica alrededor de un punto (centroide) tal como una sección Z con alas iguales.

Sección de Simetría Doble — Es una sección simétrica alrededor de dos ejes ortogonales que pasan por su centroide.

Sección de Simetría Sencilla — Es una sección simétrica alrededor de sólo un eje que pasa por su centroide.

SS (Structural Steel) — Designación ASTM para ciertos aceros planos destinados a aplicaciones estructurales

Subelemento de un Elemento Multirigidizado — Porción de un elemento mutirigidizado entre rigidizadores intermedios adyacentes, entre el alma y un rigidizador intermedio o entre el borde y rigidizador intermedio.

Talón — Región de conexión entre los cordones superior e inferior de una cercha con cordones no paralelos

F.4.1.1.3 — *Unidades —* Esta especificación ha sido desarrollada de tal manera que cualquier sistema compatible de unidades pueda ser utilizado, excepto en aquellas situaciones donde se establezca algo diferente de manera explícita. Las unidades de trabajo consideradas en esta sección son las determinadas por el Sistema Internacional SI (fuerza en Newtons, longitud en milímetros y presión o esfuerzo en Megapascales, MPa).

F.4.1.2 — MATERIALES

F.4.1.2.1 — *Aceros aplicables —* Esta Especificación requiere el uso de acero de calidad estructural según lo definido en las siguientes especificaciones NTC de ICONTEC o ASTM de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales.

NTC 6 (ASTM A1011/A1011M SS Grados 30 (205MPa), 33 (230MPa), 36 (250MPa) Tipos 1 y 2, 40 (275MPa), 45 (310MPa), 50 (340MPa), y 55 (380MPa); HSLAS Clases 1 y 2, Grados 45 (310MPa), 50 (340MPa), 55 (380MPa), 60 (410MPa), 65 (450MPa), y 70 (480MPa); HSLAS-F Grados 50 (340MPa), 60 (410MPa), 70 (480MPa), y 80 (550MPa)) Productos planos laminados en caliente de aceros, al carbono, estructurales, alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con capacidad de deformado – estampado-

NTC 1920 ASTM A36/A36M Acero estructural al Carbono.

NTC 1950 (ASTM A242/A242M) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.

NTC 1985 (ASTM A572) Aceros de alta resistencia y baja aleación con colombio y vanadio, de calidad estructural.

NTC 2012 (ASTM A588/A588M) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con esfuerzo mínimo de fluencia de 345MPa y hasta 100mm (4pulg.) de espesor.

NTC 3325 (ASTM A283/A283M) Láminas gruesas de acero al carbono de resistencia a la tensión baja e intermedia.

NTC 4007 (ASTM A529/A529M) Especificaciones para el acero al carbono-manganeso de alta resistencia y calidad estructural.

NTC 4009 (ASTM A606) Láminas y flejes de acero laminados en frío y en caliente de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mejorada a la corrosión.

NTC 4011 (ASTM A653/A653M SS Grados 33 (230MPa), 37 (255MPa), 40 (275MPa), y 50 (340MPa) Clase 1 y Clase 3; HSLA tipos A y B, grados 40 (275MPa), 50 (340MPa), 60 (410MPa), 70 (480MPa) y 80 (550MPa)) Productos planos de acero recubiertos con zinc – galvanizados – o recubiertos con aleación hierro zinc – galvano-recocido – mediante procesos de inmersión en caliente.

NTC 4015 (ASTM A792/A792M (Grados 33 (230MPa), 37 (255MPa), 40 (275MPa), y 50 clase 1 (340MPa clase 1)) Productos planos de acero recubiertos con aleación 55% Aluminio-Zinc, mediante el proceso de inmersión en caliente.

NTC 4526 (ASTM A500) Tubería estructural de acero al carbono formada en frío, con y sin costura, redonda y de otras formas.

NTC 5091 (ASTM A1008/A1008M SS Grados 25 (170MPa), 30 (205MPa), 33 (230MPa) Tipos 1 y 2, y 40 (275MPa) Tipos 1 y 2; HSLAS Clases 1 y 2, Grados 45 (310MPa), 50 (340MPa), 55 (380MPa), 60 (410MPa), 65 (450MPa), y 70 (480MPa); HSLAS-F Grados 50 (340MPa), 60 (410MPa), 70 (480MPa), y 80 (550MPa) Productos planos, laminados en frío, de aceros: al carbono, estructurales, de alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con capacidad de deformado -estampado-

ASTM A847 Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación formados en frío, soldados y sin costura con mejorada resistencia a la corrosión ambiental.

ASTM A875/A875M (SS Grados 33 (230MPa), 37 (255MPa), 40 (275MPa), y 50 (340MPa) clase 1 y clase 3; HSLAS Tipos A y B, Grados 50 (340MPa), 60 (410MPa), 70 (480MPa) y 80 (550MPa)) Productos planos de acero recubiertos con aleación zinc 5% Aluminio, mediante el proceso de inmersión en caliente.

ASTM A1003/A1003M (ST Grados 50 (340MPa) H, 40 (275MPa) H, 37 (255MPa) H, 33 (230MPa) H) Productos planos de acero, acero al carbono, con recubrimientos metálicos y no metálicos para miembros formados en frío de uso en entramados.

ASTM A1039/A1039M (SS Grados 40 (275MPa), 50 (340MPa), 55 (380), 60 (410MPa), 70 (480MPa) y 80 (550MPa)) Especificaciones estándar para acero en láminas, laminado en caliente, al carbono, comercial y estructural, fabricado mediante el proceso de fundida en rollos mellizos. Espesores del Grado 55 (380) y mayores que no cumplen el requerimiento del 10% de elongación mínima están limitados por la sección F.4.1.2.3.2.

F.4.1.2.2 — *Otros aceros —* La lista dada en F.4.1.2.1 no excluye el uso de aceros de hasta 25.4 mm (1 pulgada) de espesor, ordenados o producidos de acuerdo con otras especificaciones, siempre y cuando se cumpla que:

(1) Los aceros deben cumplir con los requisitos mecánicos y químicos de cualquiera de las especificaciones mencionadas anteriormente, u otra *especificación publicada*.
(2) Las propiedades mecánicas y químicas serán determinadas por el productor, el proveedor, o el vendedor, de acuerdo con las siguientes especificaciones: Para láminas recubiertas, NTC 3940[2]; para acero laminado en caliente, en frío, en rollos y láminas, NTC 7[3]; para placas y barras, ASTM A6/A6M; para secciones estructurales huecas, los ensayos deben realizarse en concordancia con

[2] Documento Referencia ASTM A924/A924M for coated sheets.
[3] Documento Referencia ASTM A568/A568M for hot-rolled or cold-rolled sheet and strip.

los requerimientos de la NTC 4526[4] (para acero al carbón) o ASTM A847 (para acero de alta resistencia baja aleación, HSLA)
(3) Las propiedades del recubrimiento en los aceros se determinarán por el productor, el proveedor o el vendedor de acuerdo con lo establecido en NTC 3940
(4) El acero debe cumplir los requisitos de la sección F.4.1.2.3.
(5) Si el acero va a ser soldado, su idoneidad para el proceso destinado de soldadura será establecido por el productor, proveedor o vendedor de acuerdo con las especificaciones de AWS D1.1 ó D1.3 (American Welding Society), según sea el caso.

Si la identificación y documentación de la producción del acero no han sido establecidas, entonces adicionalmente a los anteriores cinco puntos, el fabricante del producto de acero formado en frío establecerá (a su proveedor o a quien corresponda) que el esfuerzo de fluencia (punto de fluencia) y la resistencia última de tensión del *rollo madre* sean, al menos, 10% mayores que la suministrada en la *especificación publicada* de referencia.

F.4.1.2.3 — *Ductilidad —* Los aceros que no están en la lista de F.4.1.2.1 y que se usen para miembros y conexiones estructurales, de acuerdo con la sección F.4.1.2.2, deben cumplir con uno de los siguientes requisitos de ductilidad:

F.4.1.2.3.1 — La relación entre la resistencia a la tensión y el esfuerzo de fluencia no debe ser menor que 1.08, y la elongación total no debe ser menor que el 10% en una longitud testigo de 50 mm ó 7% en una longitud testigo de 200 mm de la probeta estándar ensayada de acuerdo con la norma ASTM A370. Si estos requisitos no se pueden cumplir, se deben satisfacer los siguientes criterios: 1. la elongación local en una longitud de 12.7 mm a través de la fractura no debe ser menor del 20%, 2. La elongación uniforme en la región externa a la fractura no debe ser menor del 3%. Cuando la ductilidad del material se determina con base en los criterios de elongación local y uniforme, se restringe su uso al diseño de correas[5] y largueros de acuerdo con F.4.3.3.1.1(a), F.4.3.3.1.2, F.4.4.6.1.1, F.4.4.6.1.2 y F.4.4.6.2.1. Para *correas*, *largueros* y *parales de muros-cortina,* sujetos a carga axial y a momento flector combinados (sección F.4.3.5), $\mathbf{P_u/\phi_c P_n}$ no debe ser mayor que 0.15.

F.4.1.2.3.2 — Los aceros conforme a la norma ASTM A653/A653M SS Grado 80 (550MPa), ASTM A1008/A1008M SS Grado 80 (550MPa), A792/A792M Grado 80 (550MPa), A875/A875M SS Grado 80 (550MPa) y espesores de la norma ASTM A1039 Grado 55 (380MPa), 60 (410MPa), 70 (480MPa) y 80 (550MPa) que no cumplen el requerimiento del 10% de elongación mínima, y otros aceros que no cumplen lo estipulado en el numeral F.4.1.2.3.1 se permitirán para uso en miembros en compresión de secciones cerradas cajón concéntricamente cargados de acuerdo con lo descrito en la Excepción 1, seguidamente, y en configuraciones de almas múltiples tales como cubiertas, cerramientos y tableros de piso tal como se describe en la Excepción 2 descrita en este numeral, siempre y cuando se cumpla que:

(1) El esfuerzo de fluencia, $\mathbf{F_y}$, usado para la determinación de la resistencia nominal dada en F.4.2, F.4.3, F.4.4 y F.4.5 se toma como el menor valor entre el 75% del Punto de Fluencia Mínimo Especificado y 410 MPa.
(2) La resistencia última de tensión, $\mathbf{F_u}$, utilizada para determinar la resistencia nominal en el numeral F.4.5, es tomada como el menor valor entre el 75% de la resistencia última mínima especificada y 427 MPa.

Alternativamente, se debe demostrar la aplicabilidad de tales aceros para la configuración con almas múltiples por medio de ensayos de carga, de acuerdo con las disposiciones de la sección F.4.6.1. Las resistencias de diseño que se basen en estos ensayos no deben exceder las resistencias disponibles calculadas de acuerdo con los numerales F.4.2 a F.4.8, usando el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, $\mathbf{F_{sy}}$, y la resistencia última mínima especificada $\mathbf{F_u}$.

[4] Documento Referencia ASTM A500-03ª for carbon steel
[5] Miembros estructurales horizontales que soportan tableros de techo o paneles de cubierta y cargas aplicadas por flexión, principalmente.

Excepción 1 — Para configuraciones con almas múltiples, será permitido el uso de un esfuerzo de fluencia mínimo especificado reducido, $R_b F_{sy}$, para la determinación de la resistencia nominal a flexión (resistencia a momento) en numeral F.4.3.3.1.1(a), para lo cual el factor de reducción, R_b debe determinarse como sigue:

(a) Aletas en compresión rigidizadas y parcialmente rigidizadas

Para $w/t \le 0.067E/F_{sy}$

$$R_b = 1.00$$

Para $0.067E/F_{sy} < w/t < 0.974E/F_{sy}$

$$R_b = 1 - 0.26\left[wF_{sy}/(tE) - 0.067\right]^{0.4} \qquad \text{(F.4.1.2-1)}$$

Para $0.974E/F_{sy} \le w/t \le 500$

$$R_b = 0.75$$

(b) Aletas en compresión no rigidizadas

Para $w/t \le 0.0173E/F_{sy}$

$$R_b = 1.00$$

Para $0.0173E/F_{sy} < w/t \le 60$

$$R_b = 1.079 - 0.6\sqrt{wF_{sy}/(tE)} \qquad \text{(F.4.1.2-2)}$$

Donde:
E = módulo de elasticidad
F_{sy} = punto de fluencia mínimo especificado como se describe en la sección F.4.1.6.1 ≤ 550 MPa
t = espesor de la sección
w = ancho plano de la aleta en compresión

La excepción antes expuesta no aplica en tableros de acero para uso en sección compuesta con una losa de concreto debido a que el tablero actúa como un refuerzo en tensión para este caso.

Excepción 2 — Para miembros en compresión, de secciones cerradas tipo cajón, concéntricamente cargados, se permitirá el uso de un esfuerzo de fluencia reducido de $0.9F_{sy}$, en lugar de F_y, en las ecuaciones F.4.3.4-2, F.4.3.4-3 y F.4.3.4-4 para la determinación de la resistencia axial en la sección F.4.3.4. Se usará un radio de giro reducido $(R_r)(r)$ en la ecuación F.4.3.4-5 cuando el valor de la longitud efectiva KL sea menor a $1.1L_o$, donde L_o es dado por la ecuación F.4.1.2-3 y R_r es dado por la ecuación F.4.1.2-4.

$$L_o = \pi r\sqrt{E/F_{cr}} \qquad \text{(F.4.1.2-3)}$$

$$R_r = 0.65 + \frac{0.35(KL)}{1.1L_o} \qquad \text{(F.4.1.2-4)}$$

Donde:
L_o = longitud en la cual el esfuerzo de pandeo local iguala al esfuerzo de pandeo flector
r = radio de giro de la sección transversal completa no reducida
F_{cr} = esfuerzo crítico mínimo de pandeo para la sección, calculado de acuerdo con la ecuación F.4.2.2-5.
R_r = factor de reducción
KL = longitud efectiva

F.4.1.2.4 — *Espesor mínimo entregado* — El espesor mínimo de acero sin revestimiento, del producto formado en frío tal como se entrega a la obra no debe ser en ningún punto menor que el 95% del espesor, t, usado en su diseño; sin embargo, los espesores pueden ser menores en los dobleces, tales como esquinas, debido a los efectos del formado en frío.

F.4.1.3 — CARGAS

F.4.1.3.1 — *Cargas Nominales* — Las cargas nominales serán determinadas de acuerdo con las especificaciones establecidas el Título B de este Reglamento.

F.4.1.4 — DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

F.4.1.4.1 — *Bases del Diseño* — Las especificaciones de diseño dadas bajo esta sección del Reglamento están basadas en los principios del Diseño por Esfuerzos Admisibles. No aplicarán los requerimientos de este método en sección alguna de este Reglamento, excepto para tableros metálicos para trabajo en sección compuesta (Sección F.4.7) Las bases del diseño para este Reglamento estarán de acuerdo con lo registrado en la sección F.4.1.5, desarrollada para el método DCCR.

F.4.1.4.1.1 — *Requerimientos para Diseño por Esfuerzos Admisibles* — Este método, en el caso que se especifique como el procedimiento de diseño, satisfará los requerimientos de este Reglamento cuando la resistencia admisible de cada componente estructural iguala o excede a la resistencia admisible requerida, determinada con base en las cargas nominales, para todas las combinaciones de carga aplicables.

El diseño bajo este método debe ser hecho de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R \le R_n/\Omega \qquad \text{(F.4.1.4-1)}$$

Donde:
R = resistencia Admisible Requerida, usada donde se indique.
R_n = resistenciaA Nominal Especificada dada en F.4.2 a F.4.8.
Ω = factor de Seguridad especificado, usado donde se indique.
R_n/Ω = esfuerzo de Diseño Admisible, usado donde se indique.

F.4.1.4.1.2 — *Combinaciones de carga para Diseño por Esfuerzos Admisibles* — Las combinaciones de carga para el método de Diseño por Esfuerzos Admisibles están estipuladas en el Título B de este Reglamento.

F.4.1.5 — DISEÑO CON COEFICIENTES DE CARGA Y RESISTENCIA (DCCR)

F.4.1.5.1 — *Bases del Diseño* — Las especificaciones de diseño dadas bajo esta sección del Reglamento están basadas en los principios del Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR) Deben aplicar todos los requerimientos de esta sección para el diseño con miembros estructurales formados en frío, excepto donde se especifique lo contrario.

F.4.1.5.1.1 — *Requerimientos para el Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — El diseño satisfará los requerimientos de este Reglamento cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural iguala o excede la resistencia requerida determinada con base en las cargas nominales multiplicadas por los apropiados coeficientes de mayoración de carga, para todas las combinaciones de carga aplicables.

El diseño debe ser realizado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_U \le \phi R_n \qquad \text{(F.4.1.5-1)}$$

Donde:
R_U = resistencia requerida
R_n = resistencia nominal especificada en F.4.2 a F.4.8
ϕ = coeficiente de resistencia especificado en F.4.2 a F.4.8
ϕR_n = resistencia de diseño

F.4.1.5.1.2 — *Coeficientes y combinaciones de carga para DCCR* — Los coeficientes de carga y sus combinaciones para el método DCCR están estipulados en el Título B de este Reglamento.

F.4.1.6 — INCREMENTO EN EL PUNTO DE FLUENCIA Y LA RESISTENCIA DEBIDO AL TRABAJO DE FORMADO EN FRÍO

F.4.1.6.1 — *Esfuerzo de Fluencia* — El esfuerzo de fluencia usado en el diseño, F_y, será un valor no mayor al esfuerzo de fluencia mínimo especificado de los aceros listados en las secciones F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.3.2, o el que se establece en F.4.6, o incrementado por efecto del trabajo de formación en frío descrito en la sección F.4.1.6.2.

F.4.1.6.2 — *Incremento en la resistencia debido al trabajo de formado en frío* — El incremento en la resistencia debido al trabajo de formación en frío permitirá la sustitución de F_{ya} por F_y, donde F_{ya} es el promedio del esfuerzo de fluencia de la sección completa. Tal incremento debe ser limitado a de acuerdo con las secciones F.4.3.2, F.4.3.3.1 (excluyendo la sección F.4.3.3.1.1 (b)), F.4.3.4, F.4.3.5, F.4.4.4 y F.4.4.6.1. Las limitaciones y métodos utilizados en la determinación de F_{ya} son los siguientes:

(a) Para miembros en compresión cargados axialmente y miembros en flexión para los cuales sus proporciones son tales que la cantidad ρ para la determinación de la resistencia es igual a la unidad (1.00), calculado acorde con la sección F.4.2.2 de este Reglamento para cada uno de los elementos componentes de la sección, el punto de fluencia de diseño, F_{ya}, del acero será determinado con base en uno de los siguientes métodos:

(1) Ensayos a tensión de la sección completa (Ver párrafo (a) de la sección F.4.6.3.1)
(2) Ensayos sobre columnas cortas (Ver párrafo (b) de la sección F.4.6.3.1)
(3) Calculado como sigue:

$$F_{ya} = CF_{yc} + (1 - C)F_{yf} \le F_{uv} \qquad \text{(F.4.1.6-1)}$$

Donde:
F_{ya} = esfuerzo de fluencia promedio de la sección completa no reducida para miembros en compresión o de secciones con aletas completas para miembros en flexión
c = relación entre el total del área de las esquinas y el total del área de la sección transversal de la sección completa, para miembros en compresión; o relación entre el total del área de las esquinas de la aleta que controla y el total del área de la aleta que controla, para miembros en flexión.
F_{yf} = es la media ponderada del punto de fluencia a tensión de las porciones planas establecidas de acuerdo con la sección F.4.6.3.2 de este Reglamento o el punto de fluencia del acero virgen si no se realizan ensayos.

$$F_{yc} = B_c F_{yv}/(R/t)^m \qquad \text{(F.4.1.6-2)}$$

La anterior expresión define el esfuerzo de fluencia a tensión de las esquinas.

Esta ecuación es aplicable solamente cuando $F_{uv}/F_{yv} \ge 1.2$, $R/t \le 7$, y el ángulo incluido es $\le 120°$

$$B_c = 3.69(F_{uv}/F_{yv}) - 0.819(F_{uv}/F_{yv})^2 - 1.79 \qquad \text{(F.4.1.6-3)}$$

$$m = 0.192(F_{uv}/F_{yv}) - 0.068 \qquad \text{(F.4.1.6-4)}$$

Donde:
R = radio interno de doblez
t = espesor de la sección
F_{yv} = esfuerzo de fluencia a tensión del acero virgen especificado en la sección F.4.1.2 de este Reglamento o según como se establece en F.4.6.3.3.
F_{uv} = resistencia a tensión del acero virgen especificado por la sección F.4.1.2 o establecido de acuerdo con la sección F.4.6.3.3

(b) Para miembros en tensión axialmente cargados el punto de fluencia del acero será determinado ya sea por el método 1. o el método 3. prescrito en el párrafo a) de esta misma sección.

(c) El efecto de la soldadura sobre las propiedades mecánicas de un miembro será determinado con base en ensayos sobre probetas de sección completa que contengan, dentro de la longitud testigo, el tipo de soldadura que el fabricante se propone utilizar. Se deben tomar las medidas necesarias para considerar tal efecto en el uso estructural del miembro.

F.4.1.7 — ESTADO DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA — Una estructura será diseñada para llevar a cabo las funciones requeridas durante su vida esperada. Los estados límite de servicio deben ser escogidos con base en la función destinada para la estructura, y deben ser evaluados usando cargas y combinaciones de carga realistas.

F.4.1.8 — DOCUMENTOS DE REFERENCIA — Los siguientes documentos son las referencias y la base de este Reglamento:

American Iron and Steel Institute. (AISI), 1140 Connecticut Avenue, NW, Washington, DC20036:

AISI S100-07, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

AISI S200-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – General Provisions

AISI S210-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Floor and Roof System Design

AISI S211-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Wall Stud Design

AISI S212-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Header Design

AISI S214-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Truss Design

AISI S901-02, Rotational-Lateral Stiffness Test Method for Beam-to-Panel Assemblies

AISI S902-02, Stub-Column Test Method for Effective Area of Cold-Formed Steel Columns

AISI S906-04, Standard Procedures for Panel and Anchor Structural Tests

AISI S213-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design

AISI S908-04, Base Test Method for Purlins Supporting a Standing Seam Roof System

American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) (ASCE), 1801 Alexander Bell Drive, Reston VA, 20191: ASCE/SEI 7-05, Minimun Design Loads in Buildings and Other Structures

American Welding Society (AWS), 550 N.W. LeJeune Road, Miami, Florida 33135:

AWS D1.3-98, Structural Welding Code – Sheet Steel

AWS C1.1/C1.1M–2000, Recommended Practices for Resistances Welding

American Society of Mechanical Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos), ASME B46.1-2000 "Surface Texture, Surface Roughness, Waviness, and Lay"

Normas NTC (Normas Técnicas Colombianas) del ICONTEC ó ASTM (American Society for Testing and Materials) según aplique:

NTC 6 (ASTM A1011/A1011M-05a) Productos planos, laminados en caliente de aceros: al carbono, estructurales, alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con capacidad de deformado – estampado –

NTC 1920 (ASTM A36/A36M-00a) Acero estructural al Carbono.

NTC 1950 (ASTM A242/A242M-00a) Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.

NTC 1985 (ASTM A572/A572M-06) Aceros de calidad estructural de alta resistencia baja aleación Niobio (Columbio) – vanadio

NTC 2012 (ASTM A588/A588M-05) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia mínimo de 345MPa en espesores hasta 100mm

NTC 2633 (ASTM A283/A283M-00) Barras y chapas de acero al carbono de media y baja resistencia a la tensión

NTC 3353 (ASTM A370-05) Definiciones y métodos para los ensayos mecánicos de productos de acero.

NTC 4007 (ASTM A529/A529M-05) Especificaciones para el acero al carbono-manganeso de alta resistencia y calidad estructural.

NTC 4009 (ASTM A606-04) Láminas y flejes de acero, laminados en frío y en caliente de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mejorada a la corrosión.

NTC 4011 (ASTM A653/A653M-06) Productos planos de acero recubiertos con Zinc – galvanizados – o recubiertos con aleación hierro zinc – galvano-recocido – mediante procesos de inmersión en caliente.

NTC 4015 (ASTM A792/A792M-05) Productos planos de acero recubiertos con aleación 55% aluminio-zinc, mediante el proceso de inmersión en caliente.

NTC 4028 (ASTM A490M-04a) Elementos de fijación. Pernos de acero de alta resistencia, clase 10.9 y 10.9.3 para juntas de acero estructurales – sistema métrico –

NTC 4029 (ASTM A325M-06) Elementos de fijación. Pernos de alta resistencia destinados a juntas de acero estructurales – sistema métrico –

NTC 4031 (ASTM F436M-04) Elementos de fijación. Arandelas de acero templado – sistema métrico

NTC 4034 (ASTM A307-00) Elementos de fijación. Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono con 490MPa de resistencia a la tensión.

NTC 4035 (ASTM A194/A194M-00b) Especificación para tuercas de acero al carbono y aleado para alta presión y servicios de alta temperatura.

NTC 4479 (ASTM A449-04b) Tornillos y pernos de acero al carbono templados y revenidos.

NTC 4511 (ASTM A563M-04) Especificaciones para tuercas de acero aleado y al carbono – sistema métrico –

NTC 4512 (ASTM A354-04) Tornillos, pernos y otros elementos de fijación roscados externamente, templados y revenidos, de aleación de acero.

NTC 4526 (ASTM A500-03a) Tubería estructural de acero al carbono formada en frío, con y sin costura, redonda y de otras formas.

NTC 4701 (ASTM F959-04) Elementos de fijación. Indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con elementos de fijación estructurales.

NTC 4965 (ASTM A563-00) Tuercas de acero al carbono y acero aleado.

NTC 5091 (ASTM A1008/A1008M-05b) Productos planos, laminados en frío, de aceros: al carbono, estructurales, alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con capacidad de deformado (estampado)

ASTM A325-06 Pernos estructurales de acero, tratados térmicamente, con resistencia última mínima de 835/735ksi

ASTM A490-06 Pernos estructurales de acero tratados térmicamente (calor) con mínima resistencia última de 1050MPa.

ASTM A847/A847M-05 Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación formados en frío, soldados y sin costura con mejorada resistencia a la corrosión ambiental

ASTM A875/A875M-05 Productos planos de acero recubiertos con aleación zinc 5% Aluminio, mediante el proceso de inmersión en caliente.

ASTM A1003/A1003M-05 Productos planos de acero, acero al carbono, con recubrimientos metálicos y no metálicos para miembros formados en frío de uso en entramados.

ASTM A1039/A1039M-04 Especificaciones estándar para acero en láminas, laminado en caliente, al carbono, comercial y estructural, fabricado mediante el proceso de fundición en rollos mellizos

ASTM E1592-01 Método de ensayo estándar para el comportamiento estructural de cubiertas metálicas y sistemas de cerramiento mediante la diferencia estática y uniforme de presión de aire

ASTM F436-04 Elementos de fijación. Arandelas de acero templado.

ASTM F844-04 Arandela, aceros y productos planos, no templados de uso general

ASTM F959M-05a Elementos de fijación. Indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con elementos de fijación estructurales – sistema métrico

American Institute of Steel Construction (AISC), 1140 Connecticut Avenue, NW, Washington, DC20036: ANSI/AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings

Steel Deck Institute. Design Manual for Composite Decks, Form Decks and Roof Decks, publication No 30, 2000

Steel Deck Institute. Composite Deck Design Handbook, March 1997

Steel Deck Institute. Manual of Construction with Steel Deck, 1991

F.4.2 — ELEMENTOS

F.4.2.1 — LÍMITES Y CONSIDERACIONES DIMENSIONALES

F.4.2.1.1 — *Consideraciones para la relación ancho plano-espesor de aletas*

F.4.2.1.1.1 — *Relaciones máximas ancho plano-espesor de aletas* — Las máximas relaciones admisibles ancho plano-espesor, w/t, sin consideración de rigidizadores intermedios y tomando como t el espesor real del elemento, deben ser las siguientes:

(1) Elemento a compresión rigidizado con solo un borde longitudinal conectado a un elemento alma o aleta y el otro borde rigidizado por:

Labio o pestaña sencilla ..... $w/t \le 60$

Cualquier otra clase de rigidizador

(i) cuando $I_s < I_a$ ..... $w/t \le 60$

(ii) cuando $I_s \ge I_a$ ..... $w/t \le 90$

Donde:

I_s = momento de inercia real del rigidizador completo alrededor de su propio eje centroidal paralelo al elemento a ser rigidizado.

I_a = momento de inercia adecuado del rigidizador, de tal forma que cada elemento componente se comportará como un elemento rigidizado.

(2) Elemento a compresión rigidizado con ambos bordes longitudinales conectados a otros elementos rigidizados…….. $w/t \le 500$

(3) Elemento a compresión no rigidizado…… ..... $w/t \le 60$

Nota: Los elementos en compresión no rigidizados que tengan una relación w/t superior a aproximadamente 30 y los elementos en compresión rigidizados que tengan una relación w/t superior a aproximadamente 250 son susceptibles a desarrollar una deformación perceptible bajo la resistencia total disponible (resistencia multiplicada por un factor), sin afectar la capacidad del miembro a desarrollar la resistencia requerida (efecto de las cargas mayoradas).

Los elementos rigidizados con relaciones w/t mayores que 500 pueden ser usados con una resistencia de diseño adecuada para soportar las cargas requeridas; sin embargo, las deformaciones importantes de tales elementos invalidarán las ecuaciones de diseño especificadas en este Reglamento.

F.4.2.1.1.2 — *Deflexión hacia el interior de la longitud completa de la Aleta* — Cuando la aleta de un miembro en flexión es inusualmente ancha, y se desea limitar la máxima curvatura o movimientos de esta hacia el eje neutro, la siguiente ecuación aplica a las aletas en compresión y tensión independiente de si están rigidizadas o no:

$$w_f = \sqrt{0.061 t d E / f_{av}} \sqrt[4]{\left(100 c_f / d\right)} \qquad \text{(F.4.2.1-1)}$$

Donde:

w_f = ancho de la aleta que se proyecta más allá del alma; o la mitad de la distancia entre almas para vigas en cajón o U.

t = espesor de la aleta

d = altura de la viga

c_f = cantidad de desplazamiento por curvatura de la aleta hacia el eje neutro

f_{av} = esfuerzo promedio en el ancho de la aleta no reducido (en el caso que los miembros sean diseñados mediante el procedimiento del ancho efectivo, el esfuerzo promedio es igual al máximo esfuerzo multiplicado por la relación entre el ancho efectivo de diseño y el ancho real)

F.4.2.1.1.3 — *Efectos de variación debido al corte (Luces cortas soportando cargas concentradas)* — Cuando la luz de la viga es menor que $30w_f$ (w_f según se define más adelante) y soporta una carga concentrada o varias cargas espaciadas a una distancia mayor que $2w_f$, el ancho efectivo de diseño de cualquier aleta, bien sea en tensión o en compresión, debe limitarse de acuerdo con la tabla F.4.2.1-1

Tabla F.4.2.1-1
Luces cortas y aletas anchas. Máxima relación permisible entre el ancho de diseño efectivo (b) y ancho real (w)

L/w_f	Relación b/w	L/w_f	Relación b/w
30	1.00	14	0.82
25	0.96	12	0.78
20	0.91	10	0.73
18	0.89	8	0.67
16	0.86	6	0.55

Donde:

L = luz total para vigas simples; o distancia entre puntos de inflexión para vigas continuas; o el doble de la longitud para vigas en voladizo.

w_f = ancho de la aleta que se proyecta más allá del alma para vigas I y secciones similares; o la mitad de la distancia entre almas para secciones cajón o U.

Para las aletas de las vigas I y secciones similares rigidizadas por pestañas o labios en los bordes exteriores, w_f debe ser tomado como la suma de la proyección de la aleta más allá del alma y el ancho de la pestaña o labio.

F.4.2.1.2 — *Relación máxima altura-espesor en almas* — La relación h/t, de las almas de los miembros en flexión no debe exceder los siguientes límites:

(a) Para almas no reforzadas $(h/t)_{max} = 200$

(b) Para almas provistas de rigidizadores de apoyo que satisfagan los requisitos de F.4.3.3.7.1:

(1) Cuando se usen rigidizadores de apoyo solamente $(h/t)_{max} = 260$

(2) Cuando se usen rigidizadores de apoyo y rigidizadores intermedios $(h/t)_{max} = 300$

Donde:

h = altura de la porción plana del alma, medida a lo largo del plano del alma

t = espesor del alma

Cuando el alma conste de dos o más láminas, se debe calcular para cada una la relación h/t

F.4.2.2 — ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS

F.4.2.2.1 — *Elementos rigidizados bajo compresión uniforme*

(a) *Determinación de la resistencia*

El ancho efectivo, b, se determinará a partir de las siguientes ecuaciones:

$b = w$ cuando $\lambda \le 0.673$ **(F.4.2.2-1)**

$b = \rho w$ cuando $\lambda > 0.673$ **(F.4.2.2-2)**

Donde:

w = ancho plano como se muestra en la figura F.4.2.2-1

ρ = factor de reducción local

= $\left(1 - 0.22/\lambda\right)/\lambda$ **(F.4.2.2-3)**

λ es un factor de esbeltez determinado como sigue:

$\lambda = \sqrt{f/F_{cr}}$ **(F.4.2.2-4)**

Donde:
f = esfuerzo de compresión en el elemento calculado como sigue:

Para miembros en flexión:

(1) Si se utiliza el procedimiento 1 de la sección F.4.3.3.1.1:
(a) Cuando la fluencia inicial es en compresión en el elemento en consideración, $f = F_y$
(b) Cuando la fluencia inicial es en tensión, el esfuerzo de compresión, f, en el elemento en consideración debe ser determinado con base en la sección efectiva para el momento M_y (momento que causa la fluencia inicial).
(2) Si se utiliza el procedimiento 2 de la sección F.4.3.3.1.1, f es el esfuerzo en el elemento bajo consideración para el momento M_a determinado con base en la sección efectiva.
(3) Si se utiliza la sección F.4.3.3.1.2.1, f es el esfuerzo F_c como se describe bajo ese numeral para la determinación del módulo de sección efectiva S_c.

Para miembros a compresión f se toma igual al F_n, como es determinado en F.4.3.4.

$$F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 \qquad \text{(F.4.2.2-5)}$$

Donde:
k = coeficiente de pandeo de placa
= 4 para elementos rigidizados apoyados por un alma en cada borde longitudinal. En las secciones aplicables se dan valores de k para los diferentes tipos de elementos.
E = módulo de elasticidad del acero
t = espesor del elemento rigidizado bajo compresión uniforme.
μ = relación de Poisson del acero

(b) ***Determinación del Estado de Servicio (deflexiones):***

El ancho efectivo, b_d, usado para la determinación del estado de servicio de la estructura debe ser calculado como sigue:

$b_d = w$ cuando $\lambda \le 0.673$ (F.4.2.2-6)
$b_d = \rho w$ cuando $\lambda > 0.673$ (F.4.2.2-7)

Donde:
w = ancho plano
ρ = coeficiente de reducción determinado por uno de los siguientes procedimientos:

(1) Procedimiento 1.
Se puede obtener un estimativo bajo del ancho efectivo a partir de las ecuaciones F.4.2.2-3 y F.4.2.2-4 donde f_d sustituye a f, siendo f_d el esfuerzo de compresión en el elemento bajo consideración.
(2) Procedimiento 2.
Para elementos rigidizados soportados por un alma en cada borde longitudinal, se puede obtener un estimativo mejorado del ancho efectivo, calculando ρ así:

$\rho = 1.00$ cuando $\lambda \le 0.673$
$\rho = \left(1.358 - 0.461/\lambda\right)/\lambda$ cuando $0.673 < \lambda < \lambda_c$ (F.4.2.2-8)
$\rho = \left(0.41 + 0.59\sqrt{F_y/f_d} - 0.22/\lambda\right)/\lambda$ cuando $\lambda \ge \lambda_c$ (F.4.2.2-9)
$\rho \le 1.00$ para todos los casos

Donde:
$\lambda_c = 0.256 + 0.328\left(w/t\right)\sqrt{F_y/E}$ (F.4.2.2-10)
λ está definida por la ecuación F.4.2.2-4, excepto que f_d reemplaza a f.

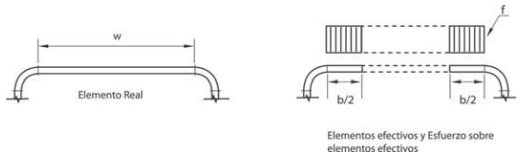


Figura F.4.2.2-1 — Elementos rigidizados

F.4.2.2.2 — Elementos rigidizados bajo compresión uniforme con huecos circulares y no circulares

(a) ***Determinación de la resistencia***

Para huecos circulares:

El ancho efectivo, b, debe determinarse como sigue:

Para $0.50 \ge d_h/w \ge 0$, y $w/t \le 70$ y la distancia entre centros de huecos es $\ge 0.50w$ y $\ge 3d_h$

$b = w - d_h$ cuando $\lambda \le 0.673$ (F.4.2.2-11)

$$b = \frac{w\left[1 - \frac{(0.22)}{\lambda} - \frac{(0.8d_h)}{w} + \frac{(0.085d_h)}{w\lambda}\right]}{\lambda} \text{ cuando } \lambda > 0.673 \qquad \text{(F.4.2.2-12)}$$

En todos los casos $b \le w - d_h$

Donde:
w = ancho plano
t = espesor del elemento
d_h = diámetro de huecos
λ es definido en la sección F.4.2.2.1

Para huecos no circulares — Se asumirá que un elemento rigidizado bajo compresión uniforme con huecos no circulares consiste de dos franjas no rigidizadas de ancho plano, c, adyacentes a los huecos (ver la figura F.4.2.2-2) El ancho efectivo, b, de cada franja no rigidizada adyacente al hueco se determinará de acuerdo con la sección F.4.2.2.1(a), con la excepción de que el coeficiente de pandeo de placas, k, debe ser tomado como 0.43 y w como c. Estas especificaciones serán aplicables dentro de los siguientes límites:
(1) Espaciamiento centro a centro de huecos, $s \ge 610$ mm (24 pulgadas)
(2) Distancia libre entre el hueco y los extremos, $S_{end} \ge 254$ mm (10 pulgadas)
(3) Altura del hueco, $d_h \le 63.5$ mm (2.5 pulgadas)
(4) Longitud del hueco, $L_h \le 114$ mm (4.5 pulgadas)
(5) Relación entre la altura del hueco, d_h, y el ancho entre bordes exteriores, w_o, $d_h/w_o \le 0.5$

Alternativamente, se permitirá la determinación del ancho efectivo, b, mediante pruebas en laboratorio sobre columnas cortas de acuerdo con el procedimiento de ensayo AISI S902.

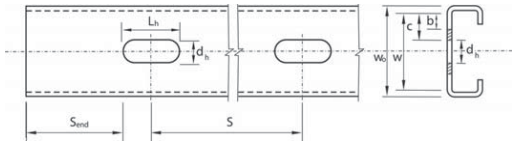


Figura F.4.2.2-2 — Elementos rigidizados bajo compresión uniforme con huecos no circulares

(b) ***Estado de servicio (deflexiones) —*** El ancho efectivo, b_d usado en la determinación del estado de servicio será igual al b calculado de acuerdo con el procedimiento 1 de la sección F.4.2.2.1(b), excepto que f_d remplaza el valor de f, donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado sobre el elemento en consideración.

F.4.2.2.3 — Almas y otros elementos rigidizados bajo gradiente de esfuerzo — La siguiente notación es usada en esta sección:

b_1 = ancho efectivo, dimensión definida en la figura F.4.2.2-3
b_2 = ancho efectivo, dimensión definida en la figura F.4.2.2-3
b_c = ancho efectivo b determinado de acuerdo con la sección F.4.2.2.1 con f_1 remplazando a f y con k determinado como es definido en esta sección.
b_o = ancho de la aleta en compresión entre bordes externos como se define en la figura F.4.2.2-4.
f_1, f_2 = esfuerzos mostrados en la figura F.4.2.2-3 calculados sobre la base de la sección efectiva. Donde f_1 y f_2 son esfuerzos en compresión, $f_1 \ge f_2$.
h_o = altura del alma medida entre bordes exteriores, tal y como se define en la figura F.4.2.2-4.
k = coeficiente de pandeo de placas
$\psi = |f_2/f_1|$ (valor absoluto) (F.4.2.2-13)

(a) ***Determinación de la resistencia***

(1) Para almas bajo gradiente de esfuerzo (f_1 en compresión y f_2 en tensión como se muestra en la figura F.4.2.2-3(a)), los anchos efectivos y el coeficiente de pandeo de placas serán calculados como sigue:

$k = 4 + 2\left(1+\psi\right)^3 + 2\left(1+\psi\right)$ (F.4.2.2-14)

Para $h_o/b_o \le 4$
$b_1 = b_c/\left(3+\psi\right)$ (F.4.2.2-15)
$b_2 = b_c/2$ cuando $\psi > 0.236$ (F.4.2.2-16)
$b_2 = b_c - b_1$ cuando $\psi \le 0.236$ (F.4.2.2-17)

Adicionalmente, $b_1 + b_2$ no excederá la porción en compresión del alma calculada sobre la base de la sección efectiva.

Para $h_o/b_o > 4$
$b_1 = b_c/\left(3+\psi\right)$ (F.4.2.2-18)

$b_1 = b_c/\left(1+\psi\right) - b_1$ (F.4.2.2-19)

(2) Para otro elemento rigidizado bajo gradiente de esfuerzo (f_1 y f_2 en compresión como se muestra en la figura F.4.2.2-3(b))

$k = 4 + 2\left(1-\psi\right)^2 + 2\left(1-\psi\right)$ (F.4.2.2-20)
$b_1 = b_c/\left(3-\psi\right)$ (F.4.2.2-21)
$b_2 = b_c - b_1$ (F.4.2.2-22)

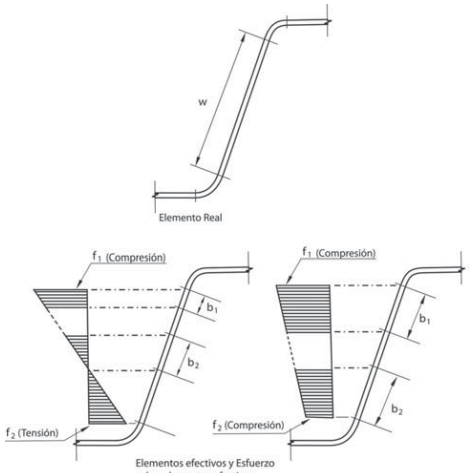


Figura F.4.2.2-3 — Almas y otros elementos rigidizados bajo gradiente de esfuerzo

(b) ***Determinación del Estado de servicio (deflexiones) —*** Los anchos efectivos utilizados en la determinación del estado de servicio del miembro serán calculados de acuerdo con la sección F.4.2.2.3(a) excepto que f_{d1} y f_{d2} reemplazan a f_1 y f_2, donde f_{d1} y f_{d2} son los esfuerzos calculados f_1 y f_2 basados en la sección efectiva hallada con la carga para la cual el estado de servicio es determinado.

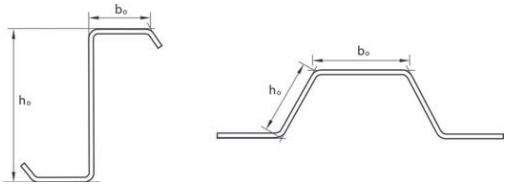


Figura F.4.2.2-4 — Dimensiones entre bordes externos de almas y elementos rigidizados bajo gradiente de esfuerzo

F.4.2.2.4 — *Almas de Secciones C con huecos bajo gradiente de Esfuerzo* — Las especificaciones de esta parte serán aplicables dentro de los siguientes límites:

(1) $d_h/h \le 0.7$
(2) $h/t \le 200$
(3) Huecos centrados en la mitad de la altura del alma
(4) Distancia libre entre huecos ≥ 457 mm
(5) Huecos no circulares con radio de la esquina $\ge 2t$
(6) Huecos no circulares con $d_h \le 64$ mm y $L_h \le 114$ mm
(7) Huecos circulares con diámetro ≤ 152 mm
(8) $d_h > 14$ mm

Donde:
d_h = altura del hueco en el alma
h = altura de la porción plana del alma medida a lo largo del plano del alma
t = espesor del alma
L_h = longitud del hueco en el alma
b_1, b_2 = anchos efectivos definidos por la figura F.4.2.2-3

(a) *Determinación de la resistencia* — Cuando $d_h/h < 0.38$, los anchos efectivos, b_1 y b_2, serán determinados de acuerdo con la sección F.4.2.2.3(a) asumiendo que no existen huecos en el alma

Cuando $d_h/h \ge 0.38$, el ancho efectivo será determinado de acuerdo con la sección F.4.2.3.1(a) asumiendo que la porción en compresión del alma consiste de un elemento no rigidizado adyacente al hueco con $f = f_1$ como se muestra en la figura F.4.2.2-3.

(b) *Determinación del Estado de servicio (deflexiones)* — Los anchos efectivos serán determinados de acuerdo con la sección F.4.2.2.3(b) asumiendo la no existencia de huecos en el alma.

F.4.2.3 — ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS

F.4.2.3.1 — *Elementos no rigidizados bajo compresión uniforme*

(a) *Determinación de la resistencia* — El ancho efectivo, b, se determinará de acuerdo con la sección F.4.2.2.1(a), excepto que el coeficiente de pandeo de placa, k, debe ser tomado como 0.43 y w como se define en la figura F.4.2.3-1.

(b) *Determinación del Estado de servicio (deflexiones)* — El ancho efectivo, b_d, usado en la determinación del estado de servicio del miembro estructural será calculado acorde con el procedimiento 1 de la sección F.4.2.2.1(b), excepto que f_d reemplaza a f y $k = 0.43$.

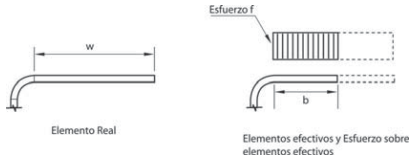


Figura F.4.2.3-1 — Elemento no rigidizado bajo compresión uniforme

F.4.2.3.2 — *Elementos no rigidizados y rigidizadores de borde bajo gradiente de esfuerzo* — La siguiente notación aplicará a esta sección:

b = ancho efectivo medido desde el borde rigidizado o soportado, determinado de acuerdo con la sección F.4.2.2.1(a), con f igual a f_1 y con k y ρ determinados de acuerdo al procedimiento presentado en esta sección.
b_o = ancho total del elemento no rigidizado del miembro en sección C, tal como se define en la figura F.4.2.3-4
f_1, f_2 = esfuerzos mostrados en las figuras F.4.2.3-2, F.4.2.3-3, y F.4.2.3-4 calculados con base en la sección bruta. Donde tanto f_1 como f_2 son esfuerzos de compresión y se tiene que $f_1 \ge f_2$.
h_o = altura total del miembro no rigidizado en sección C, definido de acuerdo con la figura F.4.2.3-4.
k = coeficiente de pandeo de placa definido en esta sección o, de forma diferente, como se define en la sección F.4.2.2.1(a)
t = espesor del elemento
w = ancho plano del elemento no rigidizado, donde $w/t \le 60$
$\psi = |f_1/f_2|$ = (valor absoluto) **(F.4.2.3-1)**
λ = factor de esbeltez definido en la sección F.4.2.2.1(a) con $f = f_1$
ρ = factor de reducción tal como se define en esta sección o, de otra forma, como se define en la sección F.4.2.2.1(a)

(a) *Determinación de la resistencia* — El ancho efectivo, b, de un elemento no rigidizado bajo gradiente de esfuerzo se determinará de acuerdo con la sección F.4.2.2.1(a) con f igual a f_1 y el coeficiente de pandeo de placa, k, determinado de acuerdo con esta sección, a menos que se indique lo contrario. Para los casos en que f_1 es en compresión y f_2 es en tensión, ρ, presente en la sección F.4.2.2.1(a), se determinará de acuerdo con esta sección.

(1) Cuando, tanto f_1 como f_2 son esfuerzos de compresión (figura F.4.2.3-2), el coeficiente de pandeo de placa será calculado de acuerdo con cualquiera de las siguientes ecuaciones:

Si el esfuerzo decrece hacia el borde no soportado (libre) (figura F.4.2.3-2(a)):

$$k = \frac{0.578}{\psi + 0.34} \qquad \textbf{(F.4.2.3-2)}$$

Si el esfuerzo crece hacia el borde no soportado (libre) (figura F.4.2.3-2(b))

$$k = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2 \qquad \textbf{(F.4.2.3-3)}$$

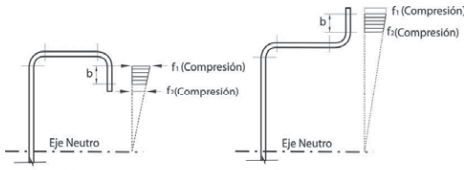


Figura F.4.2.3-2 — Elementos no rigidizado bajo gradiente de esfuerzo, ambos bordes longitudinales en compresión

(2) Cuando f_1 es en compresión y f_2 en tensión (figura F.4.2.3-3) el factor de reducción y el coeficiente de pandeo de placa será calculado como sigue:

(a) Si el borde no soportado está en compresión (figura F.4.2.3-3(a)):

$\rho = 1.0$ cuando $\lambda \le 0.673(1+\psi)$

$$\rho = (1+\psi)\frac{\left(1-\frac{0.22(1+\psi)}{\lambda}\right)}{\lambda} \text{ cuando } \lambda > 0.673(1+\psi) \qquad \textbf{(F.4.2.3-4)}$$

$$k = 0.57 + 0.21\psi + 0.07\psi^2 \qquad \textbf{(F.4.2.3-5)}$$

(b) Si el borde soportado está en compresión (figura F.4.2.3-3(b))

Para $\psi < 1.0$
$\rho = 1.0$ cuando $\lambda \le 0.673$

$$\rho = (1-\psi)\frac{\left(1-\frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} + \psi \text{ cuando } \lambda > 0.673 \qquad \textbf{(F.4.2.3-6)}$$

$$k = 1.70 + 5\psi + 17.1\psi^2 \qquad \textbf{(F.4.2.3-7)}$$

Para $\psi \ge 1.0$
$\rho = 1.0$

Para la determinación del ancho efectivo, b, de los elementos no rigidizados de un miembro en sección C se permitirá el uso de los dos métodos alternativos siguientes, según sea el caso:

Alternativa 1 para secciones C no rigidizadas: Cuando el borde no soportado (libre) está en compresión y el borde soportado está en tensión (figura F.4.2.3-4(a)):

$b = w$ cuando $\lambda \le 0.856$ **(F.4.2.3-8)**
$b = \rho w$ cuando $\lambda > 0.856$ **(F.4.2.3-9)**

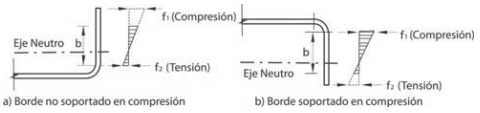


Figura F.4.2.3-3 — Elementos no rigidizados bajo gradiente de esfuerzo, un borde longitudinal en compresión y el otro borde longitudinal en tensión

Donde:

$$\rho = 0.925/\sqrt{\lambda} \qquad \textbf{(F.4.2.3-10)}$$

$$k = 0.145(b_o/h_o) + 1.256 \qquad \textbf{(F.4.2.3-11)}$$

$0.1 \le b_o/h_o \le 1.0$

Alternativa 2 para secciones C no rigidizadas: Cuando el borde soportado está en compresión y el borde no soportado está en tensión (figura F.4.2.3-4(b)), el ancho efectivo se determina de acuerdo con la sección F.4.2.2.3.

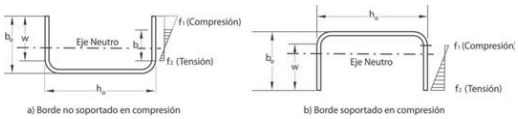


Figura F.4.2.3-4 — Elementos no rigidizados de secciones C bajo gradiente de esfuerzo para los métodos alternativos

En el cálculo de módulo de la sección efectiva S_e del numeral F.4.3.3.1.1 ó S_e del numeral F.4.3.3.1.2.1 la fibra extrema en compresión en las figuras F.4.2.3-2(b), F.4.2.3-3(a), y F.4.2.3-4(a) debe ser tomada como el borde de la sección efectiva más cercano al extremo no soportado (libre). En el cálculo del módulo de sección efectiva S_e del numeral F.4.3.3.1.1, la fibra extrema en tensión en las figuras F.4.2.3-3(b) y F.4.2.3-4(b) será tomada como el borde de la sección efectiva más cerca al extremo no soportado.

(b) *Determinación del Estado de servicio (deflexiones)* - El ancho efectivo, b_d, usado en la determinación del estado de servicio será calculado de acuerdo con la sección F.4.2.3.2(a), excepto que f_{d1} y f_{d2} reemplazan a f_1 y f_2, respectivamente, donde f_{d1} y f_{d2} son los esfuerzos f_1 y f_2 calculados tal como se muestra en las figuras F.4.2.3-2, F.4.2.3-3 y F.4.2.3-4, basados en el área bruta con la carga para la cual se determina el estado de servicio.

F.4.2.4 — ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS BAJO COMPRESIÓN UNIFORME CON UNA PESTAÑA SIMPLE COMO RIGIDIZADOR DE BORDE — Los anchos efectivos de elementos bajo compresión uniforme con un rigidizador simple de borde serán calculados de acuerdo con (a) mediante determinación de la resistencia y con (b) determinación del estado de servicio.

(a) *Determinación de la resistencia*

Para $w/t \le 0.328S$:
$I_a = 0$ (No se necesita rigidizador de borde)
$b = w$ **(F.4.2.4-1)**

$b_1 = b_2 = w/2$ (véase figura F.4.2.4-1) **(F.4.2.4-2)**

$d_s = d'_s$ **(F.4.2.4-3)**

Para $w/t > 0.328S$:

$b_1 = (b/2)(R_i)$ (véase figura F.4.2.4-1) **(F.4.2.4-4)**

$b_2 = b - b_1$ (véase figura F.4.2.4-1) **(F.4.2.4-5)**

$d_s = d'_s(R_i)$ **(F.4.2.4-6)**

Donde:

$S = 1.28\sqrt{E/f}$ **(F.4.2.4-7)**

w = dimensión plana definida en la figura F.4.2.4-1

t = espesor de la sección

I_a = momento de Inercia adecuado del rigidizador de tal forma que cada elemento componente se comporte como un elemento rigidizado.

$= 399t^4\left[\frac{w/t}{S} - 0.328\right]^3 \le t^4\left[115\frac{w/t}{S} + 5\right]$ **(F.4.2.4-8)**

b = ancho efectivo de diseño

b_1 , b_2 = porciones del ancho efectivo de diseño tal como se definen en la figura F.4.2.4-1

d_s = ancho efectivo reducido del rigidizador tal como se define en la figura F.4.2.4-1, y utilizado en el cálculo de todas las propiedades de la sección efectiva

d'_s = ancho efectivo del rigidizador calculado de acuerdo con la sección F.4.2.3.2 (véase figura F.4.2.4-1)

$(R_i) = I_s/I_a \le 1$ **(F.4.2.4-9)**

Donde:

I_s = momento de Inercia de la sección completa del rigidizador alrededor de su propio eje centroidal paralelo al elemento a ser rigidizado. Para rigidizadores de borde, la esquina redondeada entre el rigidizador y el elemento a ser rigidizado no será considerada como parte del rigidizador.

$= \left(d^3 t \operatorname{sen}^2\theta\right)/12$ **(F.4.2.4-10)**

Para la definición de las demás variables remitirse a la figura F.4.2.4-1.

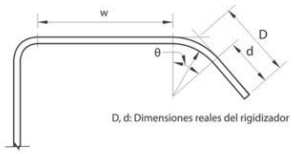
El ancho efectivo, b , en las ecuaciones F.4.2.4-4 y F.4.2.4-5 se calculará de acuerdo con la sección F.4.2.2.1 con el coeficiente de pandeo de placa, k , tal como se define en la tabla F.4.2.4-1 a continuación:

Tabla F.4.2.4-1
Determinación del coeficiente de pandeo de placa (k)

Pestaña simple rigidizadora de borde $(140° \ge \theta \ge 40°)$	
$D/w \le 0.25$	$0.25 < D/w < 0.80$
$3.57(R_i)^n + 0.43 \le 4$	$\left(4.82 - \frac{5D}{w}\right)(R_i)^n + 0.43 \le 4$

Donde:

$n = \left(0.582 - \frac{w/t}{4S}\right) \ge \frac{1}{3}$ **(F.4.2.4-11)**



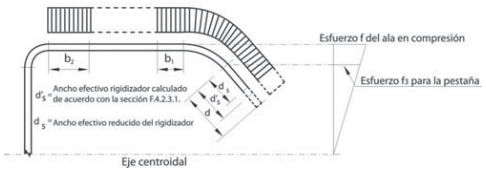


Figura F.4.2.4-1 — Elementos con pestaña (labio) simple rigidizadora de borde

(b) ***Determinación del Estado de servicio (deflexiones)*** **—** El ancho efectivo, b_d , usado en la determinación del estado de servicio será calculado de acuerdo con la sección F.4.2.4(a) excepto que f_d reemplaza a f , donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado en la sección efectiva con la carga para la cual se determina el estado de servicio.

F.4.2.5 — ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS CON RIGIDIZADORES INTERMEDIOS SENCILLOS O MÚLTIPLES O ELEMENTOS DE BORDE CON RIGIDIZADORES INTERMEDIOS

F.4.2.5.1 ***— Anchos efectivos de elementos bajo compresión uniforme con rigidizadores intermedios sencillos o múltiples*** **—** La siguiente notación es utilizada en esta sección:

A_g = área bruta del elemento, incluyendo rigidizadores.

A_s = área bruta del rigidizador

b_e = ancho efectivo del elemento, localizado en el centroide del elemento incluyendo rigidizadores, ver figura F.4.2.5-2

b_o = ancho plano total del elemento rigidizado, ver figura F.4.2.5-1

b_p = ancho plano del subelemento más grande, ver figura F.4.2.5-1

c_f = distancia horizontal a partir del borde del elemento al eje (o ejes) del rigidizador (o rigidizadores), ver figura F.4.2.5-1

F_{cr} = esfuerzo de pandeo elástico de la placa

f = esfuerzo de compresión uniforme actuante sobre el elemento plano

h = ancho de elementos adyacentes a elementos rigidizados (ejemplo. La altura del alma en una sección sombrero con rigidizadores intermedios múltiples en la aleta a compresión es igual a h si los elementos adyacentes tienen diferentes anchos, utilizar el más pequeño)

I_{sp} = momento de Inercia del rigidizador alrededor del eje de la porción plana del elemento. El radio que conecta al rigidizador con la parte plana puede ser incluido.

k = coeficiente de pandeo de placa del elemento

k_d = coeficiente de placa para pandeo distorsional

k_{loc} = coeficiente de placa para pandeo local del subelemento

L_{br} = longitud no soportada entre puntos de arriostramiento u otras restricciones, las cuales restringen el pandeo distorsional del elemento

R = factor de modificación para el coeficiente distorsional de pandeo de placa

n = número de rigidizadores en el elemento

t = espesor del elemento

i = índice para el rigidizador "i"

λ = factor de esbeltez

ρ = factor de reducción

El ancho efectivo se determinará como sigue:

$b_e = \rho\left[\frac{A_g}{t}\right]$ **(F.4.2.5-1)**

$\rho = 1$ cuando $\lambda \le 0.673$

$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda$ cuando $\lambda > 0.673$ **(F.4.2.5-2)**

Donde:

$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$ **(F.4.2.5-3)**

Donde:

$F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{b_o}\right)^2$ **(F.4.2.5-4)**

El coeficiente de pandeo de placa, k , se determinará a partir del mínimo entre Rk_d y k_{loc} , determinado de acuerdo con la sección F.4.2.5.1.1 ó F.4.2.5.1.2, según corresponda.

k = el valor mínimo entre Rk_d y k_{loc} **(F.4.2.5-5)**

$R = 2$ cuando $b_o/h < 1$

$R = \frac{11 - b_o/h}{5} \ge \frac{1}{2}$ cuando $b_o/h \ge 1$ **(F.4.2.5-6)**

F.4.2.5.1.1 ***— Caso Específico: "n" rigidizadores idénticos igualmente espaciados*** **—** Para elementos bajo compresión uniforme con rigidizadores idénticos, múltiples e igualmente espaciados, los coeficientes de pandeo de placa y los anchos efectivos se calcularán como sigue:

a) Determinación de la resistencia

$k_{loc} = 4(n+1)^2$ **(F.4.2.5-7)**

$k_d = \frac{(1+\beta^2)^2 + \gamma(1+n)}{\beta^2(1+\delta(n+1))}$ **(F.4.2.5-8)**

Donde:

$\beta = (1 + \gamma(n+1))^{1/4}$ **(F.4.2.5-9)**

Donde:

$\gamma = \frac{10.92\, I_{sp}}{b_o t^3}$ **(F.4.2.5-10)**

$\delta = \frac{A_s}{b_o t}$ **(F.4.2.5-11)**

Si $L_{br} < \beta b_o$ se permitirá utilizar la relación L_{br}/b_o en lugar de β para tener en cuenta el incremento en la capacidad debido al arriostramiento.

b) ***Determinación del Estado de servicio*** **—** El ancho efectivo, b_d , utilizado en la determinación del estado de servicio se calculará de acuerdo con la sección F.4.2.5.1.1(a), excepto que f_d remplaza a f , donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado sobre el elemento en consideración, basado en la sección efectiva para la carga en la cual se determina el estado de servicio.

F.4.2.5.1.2 ***— Caso General: Rigidizadores arbitrarios en número, localización y tamaño*** **—** Para elementos rigidizados bajo compresión uniforme con rigidizadores múltiples de tamaño, localización y número arbitrario, los coeficientes de pandeo de placa y anchos efectivos se calcularán como sigue:

a) Determinación de la resistencia

$k_{loc} = 4(b_o/b_p)^2$ **(F.4.2.5-12)**

$k_d = \frac{(1+\beta^2)^2 + 2\sum_{i=1}^{n}\gamma_i\omega_i}{\beta^2\left(1 + 2\sum_{i=1}^{n}\delta_i\omega_i\right)}$ **(F.4.2.5-13)**

Donde:

$\beta = \left(2\sum_{i=1}^{n}\gamma_i\omega_i + 1\right)^{1/4}$ **(F.4.2.5-14)**

Donde:

$\gamma_i = \frac{10.92\,(I_{sp})i}{b_o^3}$ **(F.4.2.5-15)**

$\omega_i = \operatorname{sen}^2\left(\pi\frac{c_i}{b_o}\right)$ **(F.4.2.5-16)**

$\delta_i = \frac{(A_s)_i}{b_o t}$ **(F.4.2.5-17)**

Si $L_{br} < \beta b_o$ se permitirá utilizar la relación L_{br}/b_o en lugar de β para tener en cuenta el incremento en la capacidad debido al arriostramiento.

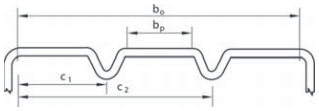


Figura F.4.2.5-1 — Anchos de placa (secciones planas) y ubicación de rigidizadores

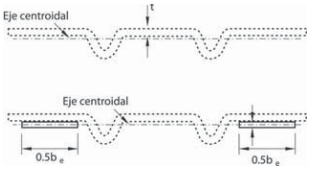


Figura F.4.2.5-2 — Localizaciones de anchos efectivos

b) ***Determinación del Estado de servicio (deflexiones)*** **—** El ancho efectivo, b_d, utilizado en la determinación del estado de servicio se calculará de acuerdo con la sección F.4.2.5.1.2(a), excepto que f_d reemplaza a f, donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado sobre el elemento en consideración, basado en la sección efectiva para la carga en la cual se determina el estado de servicio.

F.4.2.5.2 — ***Elementos de borde con rigidizadores intermedios***

(a) ***Determinación de la resistencia*** **—** Para elementos rigidizados de borde con rigidizadores intermedios, el ancho efectivo, b_e, se determinará como sigue:

Si $b_o/t > 0.328\,S$, el elemento es totalmente efectivo y no se requiere reducir el elemento por pandeo local
Si $b_o/t > 0.328\,S$, entonces el coeficiente de pandeo de placa, k, se determinará a partir de las especificaciones de la sección F.4.2.4, pero con b_o en lugar de w en todas las expresiones numéricas
Si el valor k, calculado a partir de la sección F.4.2.4, es menor a 4.0 $(k < 4)$, el rigidizador o rigidizadores intermedios deberán ser ignorados y deben seguirse las especificaciones de la sección F.4.2.4 para el cálculo del ancho efectivo.
Si el valor k, calculado a partir de la sección F.4.2.4, es igual a 4.0 $(k = 4)$, el ancho efectivo del elemento rigidizado de borde se calculará de acuerdo con las especificaciones de la sección F.4.2.5.1, con la siguiente excepción:
R calculado de acuerdo con la sección F.4.2.5.1 es menor o igual a 1

Donde:
b_o = Ancho plano total del elemento rigidizado de borde

Las otras variables son definidas en la sección F.4.2.4 y F.4.2.5.1

(b) ***Determinación del Estado de servicio (deflexiones)*** **—** El ancho efectivo, b_d, utilizado en la determinación del estado de servicio se calculará de acuerdo con la sección F.4.2.5.2(a), excepto

que f_d reemplaza a f, donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado sobre el elemento en consideración, basado en la sección efectiva para la carga en la que se determina el estado de servicio.

F.4.3 — MIEMBROS

F.4.3.1 — PROPIEDADES DE LA SECCIÓN — Las propiedades de la sección (Área transversal, momento de inercia, módulo de sección, radio de giro, etc) se determinarán de acuerdo con los métodos convencionales del diseño estructural. Estas propiedades se basarán en las secciones transversales totales de los miembros estructurales (o en secciones netas cuando sea aplicable su uso) excepto donde se requiera el uso de una sección transversal reducida o ancho de diseño efectivo.

F.4.3.2 — MIEMBROS EN TENSIÓN — Para miembros en tensión cargados axialmente, la resistencia nominal a tensión, T_n, será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de a), b) ó c).

a) Para fluencia en la sección bruta:

$$T_n = A_g F_y \qquad \text{(F.4.3.2-1)}$$
$$\phi_t = 0.90$$

Donde:

T_n = resistencia nominal del miembro bajo tensión
A_g = área bruta o completa de la sección transversal
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño como se define en la sección F.4.1.6.1

b) Para rotura en la sección neta lejos de la conexión:

$$T_n = A_n F_u \qquad \text{(F.4.3.2-2)}$$
$$\phi_t = 0.75$$

Donde:

A_n = área neta de la sección transversal
F_u = resistencia a tensión como se especifica en la sección F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.3.2

c) ***Para rotura en la sección neta en la conexión*** **—** La resistencia de diseño a tensión también se limitará por las secciones F.4.5.2.7, F.4.5.3, y F.4.5.5 para miembros en tensión cuando se usen conexiones soldadas, conexiones pernadas y conexiones atornilladas.

F.4.3.3 — MIEMBROS A FLEXIÓN

F.4.3.3.1 — ***Flexión*** **—** La resistencia nominal a flexión, M_n, será el valor calculado de acuerdo con las secciones F.4.3.3.1.1, F.4.3.3.1.2, F.4.3.3.1.3, F.4.3.3.1.4, F.4.4.6.1.1, F.4.4.6.1.2, y F.4.4.6.2.1, según sea aplicable.

Para miembros en flexión no restringidos lateralmente sujetos a flexión y carga torsional, tales como cargas que no pasan por el centro de cortante de la sección transversal, se deberá aplicar la sección F.4.3.3.6.

F.4.3.3.1.1 — ***Resistencia nominal de la sección*** **—** La resistencia nominal a flexión, M_n, se calculará, bien sea a partir de la base del punto de iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento 1) o sobre la base de la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento 2), según sea aplicable.

Para secciones con aletas a compresión rigidizadas: $\phi_b = 0.95$

Para secciones con aletas a compresión no rigidizadas: $\phi_b = 0.90$

a) ***Procedimiento 1*** **—** Basado en la iniciación de la fluencia – La resistencia nominal a flexión , M_n, para el momento de fluencia efectivo se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-1, como sigue:

$$M_n = S_e F_y \qquad \text{(F.4.3.3-1)}$$

Donde:
S_e = módulo elástico de la sección efectiva, calculado respecto a la fibra extrema en compresión o tensión al alcanzar F_y
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado en la sección F.4.1.6.1

b) ***Procedimiento 2*** **—** Basado en la capacidad de reserva inelástica. Se permite utilizar la capacidad de reserva inelástica a flexión cuando se cumplen las siguientes condiciones:

(1) El miembro no está sujeto a torsión o a pandeo lateral, torsional o flexo-torsional.
(2) El efecto del trabajo de formación en frío no se incluye en la determinación del esfuerzo de fluencia F_y
(3) La relación entre la altura de la porción en compresión del alma y su espesor no excede λ_1
(4) La fuerza de corte no excede $0.6F_y$ veces el área del alma (el área es igual a ht para elementos rigidizados ó wt para elementos no rigidizados)
(5) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no excede 30 grados.

La resistencia nominal a flexión, M_n, no debe exceder $1.25S_eF_y$ determinado de acuerdo con el procedimiento 1 de la sección F.4.3.3.1.1(a) ni el momento que causa la deformación unitaria máxima en compresión igual a $C_y e_y$ (no se limita la deformación unitaria máxima para la tensión)

Donde:
h = altura plana del alma
t = espesor del acero base del elemento
e_y = deformación unitaria en la fluencia = F_y/E
w = ancho plano del elemento
E = módulo de elasticidad
C_y = factor de deformación unitaria a compresión determinado como sigue:

(a) ***Elementos en compresión rigidizados sin rigidizadores intermedios***

$C_y = 3.0$ cuando $w/t \le \lambda_1$

$$C_y = 3 - 2\left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1}\right) \text{ cuando } \lambda_1 < w/t < \lambda_2 \qquad \text{(F.4.3.3-2)}$$

$C_y = 1.0$ cuando $w/t \ge \lambda_2$

Donde:

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}} \qquad \text{(F.4.3.3-3)}$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}} \qquad \text{(F.4.3.3-4)}$$

(b) ***Elementos en compresión no rigidizados***

Para elementos en compresión no rigidizados, C_y, se calculará como sigue:

(i) Elementos en compresión no rigidizados bajo gradiente de esfuerzo causando compresión en un borde longitudinal y tensión en el otro borde longitudinal:
$C_y = 3.0$ cuando $\lambda \le \lambda_3$

$$C_y = 3 - 2\left[(\lambda - \lambda_3)/(\lambda_4 - \lambda_3)\right] \qquad \text{(F.4.3.3-5)}$$

cuando $\lambda_3 < \lambda < \lambda_4$
$C_y = 1.0$ cuando $\lambda \ge \lambda_4$

Donde:
$\lambda_3 = 0.43$

$$\lambda_4 = 0.673(1 + \psi) \qquad \text{(F.4.3.3-6)}$$

ψ = Valor definido en la sección F.4.2.3.2

(ii) Elementos en compresión no rigidizados bajo gradiente de esfuerzo que cause compresión en ambos bordes longitudinales
$C_y = 1$

(iii) Elementos no rigidizados bajo compresión uniforme:
$C_y = 1$

(c) ***Elementos en compresión multirigidizados y elementos en compresión con rigidizadores de borde***:

$C_y = 1$

Cuando sea aplicable, se usarán los anchos efectivos de diseño en el cálculo de las propiedades de las secciones. M_n debe ser calculado considerando equilibrio de esfuerzos, suponiendo un curva esfuerzo-deformación elasto-plástica, la cual es la misma para tensión y compresión, pequeñas deformaciones y que las secciones permanecen planas durante la flexión. El efecto de la flexión y arrugamiento del alma combinados debe ser revisado de acuerdo con las especificaciones de la sección F.4.3.3.5

F.4.3.3.1.2 — ***Resistencia al pandeo lateral torsional*** **—** Las especificaciones de esta sección aplicarán a miembros con secciones abiertas como se definen en la sección F.4.3.3.1.2.1 ó con secciones cerradas tipo cajón como se definen en la sección F.4.3.3.1.2.2. El factor de resistencia en estas secciones será:

$\phi_b = 0.90$

F.4.3.3.1.2.1 — ***Resistencia al pandeo lateral torsional de miembros de secciones abiertas*** **—** La especificaciones de esta sección aplican a miembros en flexión de secciones I, Z, C y otras secciones de simetría sencilla (no se incluyen tableros de almas múltiples, U, miembros de cajones cerrados y miembros curvos o en arco) sujetos a pandeo lateral torsional. Las especificaciones de esta sección no se aplican a aletas en compresión no arriostradas lateralmente de secciones estables lateralmente. Los perfiles C y Z en los que la aleta en tensión está sujeta a un tablero de cerramiento se deberán calcular de acuerdo a la sección F.4.4.6.1.1.

Para segmentos no arriostrados lateralmente de secciones de simetría sencilla, doble y de punto, sujetas a pandeo lateral torsional la resistencia nominal a flexión M_n, se calculará como sigue:

$$M_n = S_c F_c \qquad \text{(F.4.3.3-7)}$$

Donde:
S_c = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con respecto a la fibra extrema en compresión sometida a un esfuerzo F_c.

F_c se determina como sigue:

Para $F_e \geq 2.78F_y$

El segmento del miembro no está sujeto a pandeo lateral torsional para momentos menores o iguales a M_y. La resistencia de diseño a flexión se determinará conforme a la sección F.4.3.3.1.1(a)

Para $2.78F_y > F_e > 0.56F_y$

$$F_c = \frac{10}{9}F_y\left(1 - \frac{10F_y}{36F_e}\right) \qquad \text{(F.4.3.3-8)}$$

Para $F_e \leq 0.56F_y$

$$F_c = F_e \qquad \text{(F.4.3.3-9)}$$

Donde:
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado de acuerdo con la sección F.4.1.6.1
F_e = esfuerzo crítico elástico de pandeo lateral torsional calculado de acuerdo con (a) o (b), a continuación:

(a) *Para secciones de simetría sencilla, doble y de punto*

(i) ***Para flexión alrededor del eje de simetría****:*

para secciones de simetría sencilla y doble

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f}\sqrt{\sigma_{ey}\sigma_t} \qquad \text{(F.4.3.3-10)}$$

Para secciones de simetría de punto

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{2S_f}\sqrt{\sigma_{ey}\sigma_t} \qquad \text{(F.4.3.3-11)}$$

Donde:

$$C_b = \frac{12.5\,M_{max}}{2.5\,M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad \text{(F.4.3.3-12)}$$

Donde:
M_{max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado
M_A = valor absoluto del momento en el cuarto del segmento no arriostrado

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado
M_C = valor absoluto del momento a los tres-cuartos del segmento no arriostrado
C_b puede ser tomado, de manera conservadora, igual a la unidad para todos los casos. Para voladizos donde el extremo libre no está arriostrado, C_b, se tomará igual a la unidad.
r_o = radio polar de giro de la sección transversal alrededor del centro de corte

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2} \qquad \text{(F.4.3.3-13)}$$

Donde:
r_x, r_y = radios de giro de la sección transversal alrededor de los ejes centroidales principales
x_o = distancia desde el centro de cortante al centroide, medida a lo largo del eje principal x, se toma como negativo.
A = área transversal completa no reducida
S_f = módulo elástico de la sección completa no reducida respecto a la fibra extrema en compresión

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_y L_y / r_y\right)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-14)}$$

Donde:
E = módulo de elasticidad del acero
K_y = factor de longitud efectiva para flexión alrededor del eje y
L_y = longitud no arriostrada del miembro para flexión alrededor del eje y

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{\left(K_t L_t\right)^2}\right] \qquad \text{(F.4.3.3-15)}$$

Donde:
G = módulo de cortante
J = constante de torsión de Saint-Venant de la sección transversal
C_w = constante de alabeo torsional de la sección transversal
K_t = factor de longitud efectiva para torsión
L_t = longitud no arriostrada del miembro para torsión

Para secciones de simetría sencilla el eje x es el eje de simetría orientado de tal forma que el centro de cortante tenga una coordenada x negativa.

Para secciones de simetría de punto, tales como secciones Z, el eje x debe ser el eje centroidal perpendicular al alma.

Alternativamente, F_e puede ser calculado usando la ecuación dada en (b) para secciones I de simetría doble, secciones C de simetría sencilla, o secciones Z de simetría de punto.

(ii) ***Para secciones de simetría sencilla con flexión alrededor del eje centroidal perpendicular al eje de simetría****:*

$$F_e = \frac{C_s A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f}\left[\mathrm{j} + C_s\sqrt{\mathrm{j}^2 + r_o^2\left(\sigma_t/\sigma_{ex}\right)}\right] \qquad \text{(F.4.3.3-16)}$$

$C_s = +1$ para momento que produzca compresión en el lado del centro de corte, medido desde el centroide
$C_s = -1$ para momento que produzca tensión en el lado del centro de corte, medido desde el centroide

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_x L_x / r_x\right)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-17)}$$

Donde:
K_x = factor de longitud efectiva para flexión alrededor del eje x
L_x = longitud no arriostrada del miembro para flexión alrededor del eje x

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4\left(M_1/M_2\right) \qquad \text{(F.4.3.3-18)}$$

Donde:
M_1 es el momento menor y M_2 es el momento mayor en los extremos de la longitud no arriostrada en el plano de flexión, y donde M_1/M_2 (relación de momentos en el extremo) es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión en curvatura doble) y negativa cuando son de signos opuestos (flexión en curvatura sencilla) Cuando el momento flector en cualquier punto dentro de la longitud no arriostrada es más grande que los momentos en ambos extremos de esta longitud, C_{TF} será tomado igual a la unidad.

$$\mathrm{j} = \frac{1}{2I_y}\left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA\right] - x_o \qquad \text{(F.4.3.3-19)}$$

(b) *Para secciones I, secciones C de simetría sencilla, o secciones Z sometidas abajo flexión alrededor del eje centroidal perpendicular al alma (eje x), se permite el uso de las siguientes ecuaciones, para el cálculo de F_e, en lugar de las presentadas en el inciso a):*

Para secciones I con simetría doble y secciones C de simetría sencilla

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f\left(K_y L_y\right)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-20)}$$

Para secciones Z con simetría de punto

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2S_f\left(K_y L_y\right)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-21)}$$

Donde:
d = altura de la sección

I_{yc} = momento de inercia de la porción en compresión de la sección, alrededor del eje centroidal paralelo al alma, utilizando la sección completa no reducida.

Los otros términos son definidos en (a)

F.4.3.3.1.2.2 — ***Resistencia al pandeo lateral torsional de miembros de secciones cajón cerradas*** **—** Para miembros en cajón cerrados, la resistencia nominal a flexión , M_n, se determinará como sigue:

Si la longitud no arriostrada lateralmente del miembro es menor o igual a L_u, la resistencia nominal a flexión se determinará utilizando la sección F.4.3.3.1.1.

L_u debe ser calculado como sigue:

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_f}\sqrt{EGJI_y} \qquad \text{(F.4.3.3-22)}$$

Las variables se definen en la sección F.4.3.3.1.2.1.

Si la longitud no arriostrada lateralmente de un miembro es mayor que L_u, tal como se calcula en la ecuación anterior, la resistencia nominal a flexión se determinará de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.2.1, donde el esfuerzo crítico de pandeo lateral torsional, F_e, se calcula como sigue:

$$F_e = \frac{C_b \pi}{K_y L_y S_f}\sqrt{EGJI_y} \qquad \text{(F.4.3.3-23)}$$

Donde:
J = constante torsional de la sección cajón
I_y = momento de inercia de la sección completa no reducida alrededor de su eje centroidal paralelo al alma.

Las otras variables se definen en la sección F.4.3.3.1.2.1.

F.4.3.3.1.3 — ***Resistencia a flexión de miembros de sección tubular cilíndrica cerrada*** **—** Para miembros de sección tubular cilíndrica cerrada que tienen una relación diámetro exterior a espesor de pared, D/t, no mayor a $0.441E/F_y$, la resistencia nominal a flexión M_n, se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-24.

$$M_n = F_c S_f \qquad \text{(F.4.3.3-24)}$$
$$\phi_b = 0.95$$

Para $D/t \leq 0.0714\,E/F_y$

$$F_c = 1.25\,F_y \qquad \text{(F.4.3.3-25)}$$

Para $0.0714\,E/F_y < D/t \leq 0.318\,E/F_y$

$$F_c = \left[0.970 + 0.020\left(\frac{E/F_y}{D/t}\right)\right]F_y \qquad \text{(F.4.3.3-26)}$$

Para $0.318\,E/F_y < D/t \leq 0.441\,E/F_y$

$$F_c = 0.328\,E/\left(D/t\right) \qquad \text{(F.4.3.3-27)}$$

Donde:
D = diámetro externo del tubo cilíndrico
t = espesor
F_c = esfuerzo crítico de pandeo flector
S_f = módulo elástico de la sección transversal completa no reducida respecto a la fibra extrema en compresión.

Las otras variables se definen en la sección F.4.3.3.1.2.1

F.4.3.3.1.4 — *Resistencia al pandeo distorsional* — Las especificaciones de este numeral aplicarán a secciones I, Z, C y otros miembros de sección transversal abierta que emplean aletas en compresión con rigidizadores de borde, con la excepción de miembros que cumplen el criterio de la sección F.4.4.6.1.1, F.4.4.6.1.2 cuando se emplea el factor R de la ecuación F.4.4.6-4, ó sección F.4.4.6.2.1. La resistencia nominal a flexión se calculará de acuerdo con las ecuaciones F.4.3.3-28 ó F.4.3.3-29. .

$$\phi_b = 0.90$$

Para $\lambda_d \le 0.673$

$$M_n = M_y \qquad \text{(F.4.3.3-28)}$$

Para $\lambda_d > 0.673$

$$M_n = \left(1 - 0.22\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5}\right)\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5} M_y \qquad \text{(F.4.3.3-29)}$$

Donde:

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \qquad \text{(F.4.3.3-30)}$$

$$M_y = S_{fy} F_y \qquad \text{(F.4.3.3-31)}$$

Donde:
S_{fy} = módulo elástico de la sección completa no reducida respecto a la fibra extrema en la primera fluencia

$$M_{crd} = S_f F_d \qquad \text{(F.4.3.3-32)}$$

Donde:
S_f = módulo elástico de la sección completa no reducida respecto a la fibra extrema en compresión
F_d = esfuerzo de pandeo elástico distorsional calculado de acuerdo con cualquiera de las secciones F.4.3.3.1.4(a), (b) ó (c)

(a) ***Disposiciones simplificadas para secciones C y Z no restringidas con pestaña rigidizadora simple* —** Para secciones C y Z que no tienen restricciones rotacionales en la aleta a compresión y están dentro de los límites dimensionales suministrados en esta sección, se permite el uso de la ecuación F.4.3.3-33 para un cálculo predictivo conservador del esfuerzo de pandeo distorsional, F_d . Remitirse a la sección F.4.3.3.1.4(b) ó F.4.3.3.1.4(c) para disposiciones alternativas y para miembros fuera de los límites dimensionales de esta sección.

Se aplicarán los siguientes límites dimensionales:

(1) $50 \le h_o/t \le 200$

(2) $25 \le b_o/t \le 100$
(3) $6.25 < D/t \le 50$
(4) $45^\circ \le \theta < 90^\circ$
(5) $2 \le h_o/b_o \le 8$
(6) $0.04 \le D \operatorname{sen}\theta / b_o \le 0.5$

Donde:
h_o = altura entre bordes externos del alma como se define en la figura F.4.2.2-4
t = espesor del metal base
b_o = ancho de bordes externos de la aleta como se define en la figura F.4.2.2-4
D = dimensión entre bordes externos de la pestaña como se define en la figura F.4.2.4-1
θ = ángulo de la pestaña como se define en la figura F.4.2.4-1

El esfuerzo de pandeo distorsional, F_d , se calculará como sigue:

$$F_d = \beta k_d \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t}{b_o}\right)^2 \qquad \text{(F.4.3.3-33)}$$

Donde:
β = un valor que toma en cuenta el gradiente del momento el cual, conservadoramente, puede tomarse igual a 1.0

$$= 1.0 \le 1 + 0.4\left(L/L_m\right)^{0.7}\left(1 - M_1/M_2\right)^{0.7} \le 1.3 \qquad \text{(F.4.3.3-34)}$$

Donde:
L = valor mínimo entre L_{cr} y L_m

Donde:

$$L_{cr} = 1.2h_o\left(\frac{b_o D \operatorname{sen}\theta}{h_o t}\right)^{0.6} \le 10h_o \qquad \text{(F.4.3.3-35)}$$

L_m = distancia entre puntos de restricción contra el pandeo distorsional (para miembros restringidos en forma continua $L_m = L_{cr}$)
M_1 y M_2 = son el valor menor y mayor del momento en los extremos, respectivamente, en el segmento no arriostrado (L_m) de la viga; M_1/M_2 ; es negativo cuando los momentos causan curvatura doble y positiva cuando la flexión causa curvatura sencilla.

$$k_d = 0.5 \le 0.6\left(\frac{b_o D \operatorname{sen}\theta}{h_o t}\right)^{0.7} \le 8.0 \qquad \text{(F.4.3.3-36)}$$

E = módulo de elasticidad
μ = relación de Poisson

(b) ***Disposiciones para secciones C y Z o cualquier sección abierta con una aleta en compresión rigidizada que se extiende hacia un lado del alma donde el rigidizador es una pestaña simple o un rigidizador de borde complejo* —** Se permite la aplicación de estas disposiciones a cualquier sección con un alma sencilla y aleta sencilla rigidizada en el borde bajo compresión, incluyendo aquellas que cumplen los límites geométricos de la sección F.4.3.3.1.4(a). El esfuerzo distorsional de pandeo, F_d , debe ser calculado de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-37 como sigue:

$$F_d = \beta \frac{k_{\phi e} + k_{\phi we} + k_\phi}{\tilde{k}_{\phi e} + \tilde{k}_{\phi wg}} \qquad \text{(F.4.3.3-37)}$$

Donde:
β = un valor que toma en cuenta el gradiente del momento el cual, conservadoramente, puede tomarse igual a 1.0

$$= 1.0 \le 1 + 0.4\left(L/L_m\right)^{0.7}\left(1 - M_1/M_2\right)^{0.7} \le 1.3 \qquad \text{(F.4.3.3-38)}$$

Donde:
L = valor mínimo entre L_{cr} y L_m

Donde:

$$L_{cr} = \left(\frac{4\pi^4 h_o\left(1-\mu^2\right)}{t^3}\left(I_{xf}\left(x_o - h_x\right)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}}\left(x_o - h_x\right)^2\right) + \frac{\pi^4 h_o^4}{720}\right)^{1/4} \qquad \text{(F.4.3.3-39)}$$

Donde:
h_o = altura entre bordes externos del alma como se define en la figura F.4.2.2-4
μ = relación de Poisson
t = espesor del acero base
I_{xf} = momento de inercia de la aleta alrededor del eje x
x_o = distancia en x a partir de la unión aleta-alma al centroide de la aleta
h_x = distancia en x a partir del centroide de la aleta hasta el centro de cortante de la aleta
C_{wf} = constante de torsión de alabeo de la aleta
I_{xyf} = producto del momento de inercia de la aleta
I_{yf} = momento de inercia de la aleta alrededor del eje y

En las anteriores ecuaciones I_{xf} , I_{yf} , I_{xyf} , C_{wf} , x_o y h_x son las propiedades de la aleta en compresión más el rigidizador de borde alrededor de un sistema coordenado $x-y$ localizado en el centroide de la aleta, con el eje x positivo y el eje y positivo medido hacia la derecha y hacia abajo del centroide, respectivamente.

L_m = distancia entre puntos de restricción contra el pandeo distorsional (para miembros restringidos en forma continua $L_m = L_{cr}$)
M_1 y M_2 = son el valor menor y mayor del momento en los extremos, respectivamente, en el segmento no arriostrado (L_m) de la viga; M_1/M_2 es negativo cuando los momentos causan curvatura doble) y positiva cuando la flexión causa curvatura sencilla.
$k_{\phi e}$ = rigidez elástica rotacional provista por la aleta a la unión aleta-alma

$$\left(\frac{\pi}{L}\right)^4\left(EI_{xf}\left(x_o - h_x\right)^2 + EC_{wf} - E\frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}}\left(x_o - h_x\right)^2\right) + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 GJ_f \qquad \text{(F.4.3.3-40)}$$

Donde:
E = módulo de elasticidad del acero
G = módulo de corte
J_f = constante de torsión de Saint-Venant de la aleta en compresión, más el rigidizador de borde alrededor de un sistema coordenado $x-y$ localizado en el centroide de la aleta, con el eje x positivo y el eje y positivo medido hacia la derecha y hacia abajo del centroide, respectivamente.

$k_{\phi we}$ = rigidez elástica rotacional provista por el alma a la unión aleta-alma

$$\frac{Et^3}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{3}{h_o} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2\frac{19h_o}{60} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^4\frac{h_o^3}{240}\right) \qquad \text{(F.4.3.3-41)}$$

k_ϕ = rigidez rotacional provista por un elemento de restricción (riostra, panel, tablero de cerramiento) a la unión aleta-alma de un miembro (cero si la aleta en compresión no está restringida)
$\tilde{k}_{\phi e}$ = rigidez geométrica rotacional (dividida por el esfuerzo F_d) demandada por la aleta a partir de la unión aleta-alma

$$\left(\frac{\pi}{L}\right)^2\left[A_f\left(\left(x_o - h_x\right)^2\left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2y_o\left(x_o - h_x\right)\left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h_x^2 + y_o^2\right) + I_{xf} + I_{yf}\right] \qquad \text{(F.4.3.3-42)}$$

Donde:
A_f = área de la sección transversal de la aleta en compresión más el rigidizador de borde alrededor de un sistema coordenado $x-y$ localizado en el centroide de la aleta, con el eje x positivo y el eje y positivo medido hacia la derecha y hacia abajo del centroide, respectivamente.
y_o = distancia en y a partir de la unión aleta-alma hasta el centroide de la aleta
$\tilde{k}_{\phi wg}$ = rigidez geométrica rotacional (dividida por el esfuerzo F_d) demandada por el alma a partir de la unión aleta-alma

$$\frac{h_o t\pi^2}{13\,440}\left(\frac{\left[45\,360\left(1-\xi_{web}\right)+62\,160\right]\left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{h_o}{L}\right)^2\left[53+3\left(1-\xi_{web}\right)\right]\pi^4}{\pi^4 + 28\pi^2\left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 420\left(\frac{L}{h_o}\right)^4}\right) \qquad \text{(F.4.3.3-43)}$$

Donde:
$\xi_{web} = \left(f_1 - f_2\right)/f_1$, gradiente de esfuerzo en el alma, donde f_1 y f_2 son los esfuerzos en los extremos opuestos del alma, $f_1 > f_2$, compresión es positiva, tensión es negativa, y los esfuerzos se calculan sobre la base de la sección bruta (ej: para la flexión simétrica pura, $f_1 = -f_2$, $\xi_{web} = 2$)

(c) *Análisis racional de pandeo elástico* - Se permitirá el uso de un análisis racional elástico que considere el pandeo distorsional en lugar de las expresiones dadas en la sección F.4.3.3.1.4(a) ó (b). Aplicará el factor de resistencia de la sección F.4.3.3.1.4.

F.4.3.3.2 — *Cortante*

F.4.3.3.2.1 — *Resistencia al corte de almas sin huecos* — La resistencia nominal a cortante, V_n , se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-44.

$$V_n = A_w F_v \qquad \text{(F.4.3.3-44)}$$
$$\phi_v = 0.95$$

(a) Para $h/t \le \sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = 0.60F_y \qquad \text{(F.4.3.3-45)}$$

(b) Para $\sqrt{Ek_v/F_y} < h/t \le 1.51\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = \frac{0.60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)} \qquad \text{(F.4.3.3-46)}$$

(c) Para $h/t > 1.51\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-47a)}$$

$$= 0.904 Ek_v/(h/t)^2 \qquad \text{(F.4.3.3-47b)}$$

Donde:
V_n = resistencia nominal al corte
A_w = área del elemento alma = ht (F.4.3.3-48)

Donde:
h = altura de la porción plana del alma medida a lo largo de su plano
t = espesor del alma
F_v = esfuerzo nominal de corte
E = módulo de elasticidad del acero
k_v = coeficiente de pandeo al corte calculado de acuerdo con 1 ó 2 como sigue:

(1) Para almas no reforzadas, $k_v = 5.34$
(2) Para almas con rigidizadores transversales que satisfacen los requisitos de la sección F.4.3.3.7

Cuando $a/h \le 1.0$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-49)}$$

Cuando $a/h > 1.0$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \qquad \text{(F.4.3.3-50)}$$

Donde:
a = longitud del panel de corte para el elemento alma no reforzado
= distancia libre entre rigidizadores transversales de elementos alma reforzados
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado de acuerdo con la sección F.4.1.6.1
μ = relación de Poisson = 0.3

Cuando el alma consta de dos o más láminas, cada lámina debe considerarse como un elemento separado que soporta su parte correspondiente de cortante.

F.4.3.3.2.2 — *Resistencia al corte de almas de secciones C con huecos* — Las disposiciones de este numeral serán aplicables dentro de los siguientes límites:

(1) $d_h/h \le 0.7$
(2) $h/t \le 200$
(3) Huecos centrados en la mitad de la altura del alma
(4) Distancia libre entre huecos ≥ 457 mm
(5) Radio en la esquina $\ge 2t$ para huecos no circulares.
(6) $d_h \le 64$ mm y $L_h \le 114$ mm para huecos no circulares

(7) Diámetro ≤ 152 mm para huecos circulares
(8) $d_h > 14$ mm

Donde:
d_h = altura del hueco en el alma
h = altura la porción plana del alma medida a lo largo de su plano
t = espesor del alma
L_h = longitud del hueco en el alma

Para almas de secciones C con huecos, la resistencia a cortante se calculará de acuerdo con la sección F.4.3.3.2.1, multiplicada por el factor de reducción, q_s, tal y como se define en este inciso.

Cuando $c/t \ge 54$
$q_s = 1.0$

Cuando $5 \le c/t < 54$

$$q_s = c/(54t) \qquad \text{(F.4.3.3-51)}$$

Donde:
$c = h/2 - d_h/2.83$ para huecos circulares (F.4.3.3-52)
$c = h/2 - d_h/2$ para huecos no circulares (F.4.3.3-53)

F.4.3.3.3 — *Flexión y corte combinados*

F.4.3.3.3.1 — *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — Para vigas bajo flexión y cortante combinados, la resistencia requerida a flexión $\bar{M}$, y la resistencia requerida al corte, $\bar{V}$, no deben exceder $\phi_b M_n$ y $\phi_v V_n$, respectivamente.

Para vigas con almas no reforzadas, la resistencia requerida a flexión $\bar{M}$, y la resistencia requerida al corte, $\bar{V}$, deben también satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\sqrt{\left(\frac{\bar{M}}{\phi_b M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{\bar{V}}{\phi_v V_n}\right)^2} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.3-54)}$$

Para vigas con rigidizadores transversales en el alma, cuando $\bar{M}/(\phi_b M_{nxo}) > 0.5$ y $\bar{V}/(\phi_v V_n) > 0.7$, $\bar{M}$ y $\bar{V}$ deben también satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$0.6\left(\frac{\bar{M}}{\phi_b M_{nxo}}\right) + \left(\frac{\bar{V}}{\phi_v V_n}\right) \le 1.3 \qquad \text{(F.4.3.3-55)}$$

Donde:
M_n = resistencia nominal cuando solo se considera flexión
$\bar{M}$ = resistencia requerida a flexión. $\bar{M} = M_u$
ϕ_b = factor de resistencia para flexión (ver sección F.4.3.3.1.1)
M_{nxo} = resistencia nominal a flexión (resistencia a momento) alrededor del eje centroidal x determinado de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.1
$\bar{V}$ = resistencia requerida a cortante $\bar{V} = V_u$
ϕ_v = factor de resistencia para cortante (ver sección F.4.3.3.2)
V_n = resistencia nominal cuando se solo se considera cortante

F.4.3.3.4 — *Arrugamiento del alma*

F.4.3.3.4.1 — *Resistencia a arrugamiento de almas sin huecos* — La resistencia nominal a arrugamiento del alma, P_n, se determinará de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-56 ó F.4.3.3-57, según sea aplicable. Se usarán los factores de resistencia en las tablas F.4.3.3-1 a F.4.3.3-5 para la determinación de la resistencia de diseño

$$P_n = Ct^2 F_y \operatorname{sen}\theta \left(1 - C_R\sqrt{\frac{R}{t}}\right)\left(1 + C_N\sqrt{\frac{N}{t}}\right)\left(1 - C_h\sqrt{\frac{h}{t}}\right) \qquad \text{(F.4.3.3-56)}$$

Donde:
P_n = resistencia nominal a arrugamiento del alma
C = coeficiente de la tabla F.4.3.3-1, F.4.3.3-2, F.4.3.3-3, F.4.3.3-4, ó F.4.3.3-5
t = espesor del alma
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño de acuerdo con la sección F.4.1.6.1
θ = ángulo entre el plano del alma y el plano de la superficie de soporte, $45^o \le \theta \le 90^o$
C_R = coeficiente de radio de doblez interno tomado de la tabla F.4.3.3-1, F.4.3.3-2, F.4.3.3-3, F.4.3.3-4, ó F.4.3.3-5
R = radio de doblez interno
C_N = coeficiente de longitud de apoyo de la carga tomado de la tabla F.4.3.3-1, F.4.3.3-2, F.4.3.3-3, F.4.3.3-4, ó F.4.3.3-5
N = longitud de apoyo de la carga (mínimo 19 mm)
C_h = coeficiente de esbeltez del alma tomado de la tabla F.4.3.3-1, F.4.3.3-2, F.4.3.3-3, F.4.3.3-4, ó F.4.3.3-5
h = dimensión plana del alma, medida en su mismo plano

Alternativamente, para la condición de carga de extremo sobre una aleta en una sección C ó Z, la resistencia nominal a arrugamiento del alma, P_{nc}, con voladizo sobre un lado, puede calcularse de la siguiente manera, excepto que P_{nc} no debe ser mayor al valor obtenido para la condición de carga interior sobre una aleta:

$$P_{nc} = \alpha P_n \qquad \text{(F.4.3.3-57)}$$

Donde:
P_{nc} = resistencia nominal a arrugamiento del alma de secciones C y Z con voladizos

$$\alpha = \frac{1.34(L_o/h)^{0.26}}{0.009(h/t) + 0.3} \ge 1.0 \qquad \text{(F.4.3.3-58)}$$

Donde:
L_o = longitud del voladizo medido desde el borde del apoyo hasta el extremo del miembro
P_n = resistencia nominal a arrugamiento del alma con carga de extremo sobre una aleta calculada con la ecuación F.4.3.3-56 y las tablas F.4.3.3-2 y F.4.3.3-3.

El uso de la ecuación F.4.3.3-57 se limita a $0.5 \le L_o/h \le 1.5$ y $h/t \le 154$. Para L_o/h ó h/t fuera de estos límites $\alpha = 1.0$.

Las almas de miembros a flexión con relación h/t mayor a 200 deben ser provistas con los medios adecuados para la transmisión de cargas concentradas o reacciones directamente sobre estas.

P_n y P_{nc} representan las resistencias nominales para la carga o reacción de un alma sólida conectada a la aleta superior y la inferior de un perfil. Para perfiles conformados por dos o más almas,

P_n y P_{nc} deberán calcularse para cada alma individual y los resultados se sumarán para obtener la resistencia nominal de la sección completa.

Se utiliza el término *carga sobre una aleta* o *reacción sobre una aleta* cuando la distancia entre los bordes de las áreas de aplicación de las cargas concentradas opuestas adyacentes o las reacciones es igual o mayor a $1.5h$.

Se utiliza el término *carga sobre las dos aletas* o *reacción sobre las dos aletas* cuando la distancia entre los bordes de las áreas de aplicación de las cargas concentradas (sobre una placa) opuestas adyacentes a las reacciones es menor a $1.5h$

Se utiliza el término *carga de extremo* o *reacción de extremo* cuando la distancia entre el borde del área cargada y el extremo del miembro es igual o menor a $1.5h$.

Se utiliza el término *carga interior* o *reacción interior* cuando la distancia entre el borde del área cargada y el extremo del miembro es mayor a $1.5h$, excepto cuando se especifique algo diferente.

La tabla F.4.3.3-1 aplica para vigas I constituidas por dos canales conectados espalda con espalda donde $h/t \le 200$, $N/t \le 210$, $N/h \le 1.0$ y $\theta = 90^o$.

Tabla F.4.3.3-1
Factores de resistencia y coeficientes para secciones armadas

Condiciones de Apoyo y Aleta		Casos de carga		C	C_R	C_N	C_h	ϕ_w	Límites
Sujeta al apoyo	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	10	0.14	0.28	0.001	0.75	$R/t \le 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	0.85	$R/t \le 5$
No sujeta	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	10	0.14	0.28	0.001	0.75	$R/t \le 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	0.85	$R/t \le 3$
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extremo	15.5	0.09	0.08	0.04	0.75	$R/t \le 3$
			Interior	36	0.14	0.08	0.04	0.75	
	Aletas no rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	10	0.14	0.28	0.001	0.75	$R/t \le 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	0.85	$R/t \le 3$

La tabla F.4.3.3-2 aplica a secciones canal con almas sencillas y miembros en sección C donde $h/t \le 200$, $N/t \le 210$, $N/h \le 2.0$ y $\theta = 90^o$. De acuerdo con esta tabla, para carga interior, o reacción, sobre las dos aletas sujetas al apoyo, la distancia desde el borde del apoyo de la carga al extremo del miembro se extenderá al menos $2.5h$. Para los casos de aletas no sujetas, la distancia desde el borde del apoyo de la carga al extremo del miembro se extenderá al menos $1.5h$.

Tabla F.4.3.3-2
Factores de resistencia y coeficientes para secciones canal con almas sencillas y secciones C

Condiciones de Apoyo y Aleta		Casos de carga		C	C_R	C_N	C_h	ϕ_w	Límites
Sujeta al apoyo	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	4	0.14	0.35	0.02	0.85	$R/t \le 9$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	0.90	$R/t \le 5$
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extremo	7.5	0.08	0.12	0.048	0.85	$R/t \le 12$
			Interior	20	0.10	0.08	0.031	0.85	$R/t \le 12$
No sujeta	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	4	0.14	0.35	0.02	0.80	$R/t \le 5$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	0.90	
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extremo	13	0.32	0.05	0.04	0.90	$R/t \le 3$
			Interior	24	0.52	0.15	0.001	0.80	
	Aletas no rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extremo	4	0.40	0.60	0.03	0.85	$R/t \le 2$
			Interior	13	0.32	0.10	0.01	0.85	$R/t \le 1$
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extremo	2	0.11	0.37	0.01	0.75	$R/t \le 1$
			Interior	13	0.47	0.25	0.04	0.80	

La tabla F.4.3.3-3 aplica a secciones Z con almas sencillas donde $h/t \le 200$, $N/t \le 210$, $N/h \le 2.0$ y $\theta = 90^\circ$. En esta tabla para carga interior, o reacción, sobre las dos aletas sujetas al apoyo, la distancia desde el borde del apoyo de la carga al extremo del miembro se extenderá al menos $2.5h$. Para los casos no sujetos, la distancia desde el borde del apoyo de la carga al extremo del miembro se extenderá al menos $1.5h$.

Tabla F.4.3.3-3
Factores de resistencia y coeficientes para secciones Z con almas sencillas

Condiciones de Apoyo y Aleta		Casos de carga		C	C_R	C_N	C_h	ϕ_w	Límites
Sujeta al apoyo	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	4	0.14	0.35	0.02	0.85	$R/t \le 9$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	0.90	$R/t \le 5.5$
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extrema	9	0.05	0.16	0.052	0.85	$R/t \le 12$
			Interior	24	0.07	0.07	0.04	0.80	$R/t \le 12$
No sujeta	Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	5	0.09	0.02	0.001	0.85	$R/t \le 5$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	0.90	
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extrema	13	0.32	0.05	0.04	0.90	$R/t \le 3$
			Interior	24	0.52	0.15	0.001	0.80	
	Aletas no rigidizadas	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	4	0.40	0.60	0.03	0.85	$R/t \le 2$
			Interior	13	0.32	0.10	0.01	0.85	$R/t \le 1$
		Carga sobre las dos aletas o reacción	Extrema	2	0.11	0.37	0.01	0.75	$R/t \le 1$
			Interior	13	0.47	0.25	0.04	0.80	

La tabla F.4.3.3-4 aplica a miembros con sección sombrero sencillo donde $h/t \le 200$, $N/t \le 200$, $N/h \le 2$ y $\theta = 90^\circ$

Tabla F.4.3.3-4
Factores de resistencia y coeficientes para secciones tipo sombrero sencillo

Condiciones de apoyo	Casos de carga		C	C_R	C_N	C_h	ϕ_w	Límites
Sujeta al apoyo	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	4	0.25	0.68	0.04	0.75	$R/t \le 5$
		Interior	17	0.13	0.13	0.04	0.85	$R/t \le 10$
	Carga sobre las dos aletas	Extrema	9	0.10	0.07	0.03	0.85	$R/t \le 10$
		Interior	10	0.14	0.22	0.02	0.85	
No sujeta	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	4	0.25	0.68	0.04	0.75	$R/t \le 4$
		Interior	17	0.13	0.13	0.04	0.85	$R/t \le 4$

La tabla F.4.3.3-5 aplica a miembros con secciones tablero de almas múltiples donde $h/t \le 200$, $N/t \le 210$, $N/h \le 3$, y $45^\circ \le \theta \le 90^\circ$

Tabla F.4.3.3-5
Factores de resistencia y coeficientes para secciones tablero de almas múltiples

Condiciones de apoyo	Casos de carga		C	C_R	C_N	C_h	ϕ_w	Límites
Sujeta al apoyo	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	4	0.04	0.25	0.025	0.90	$R/t \le 20$
		Interior	8	0.10	0.17	0.004	0.85	$R/t \le 10$
	Carga sobre las dos aletas	Extrema	9	0.12	0.14	0.040	0.85	$R/t \le 10$
		Interior	10	0.11	0.21	0.020	0.85	
No sujeta	Carga sobre una aleta o reacción	Extrema	3	0.04	0.29	0.028	0.60	$R/t \le 20$
		Interior	8	0.10	0.17	0.004	0.85	
	Carga sobre las dos aletas	Extrema	6	0.16	0.15	0.050	0.90	$R/t \le 5$
		Interior	17	0.10	0.10	0.046	0.90	

F.4.3.3.4.2 — ***Resistencia al arrugamiento de almas de secciones C con huecos*** **—** Cuando un hueco en el alma queda dentro de la longitud de soporte, debe utilizarse un rigidizador de apoyo.

Para vigas con huecos, la resistencia al arrugamiento debe calcularse utilizando la sección F.4.3.3.4.1, multiplicando el valor obtenido por el factor de reducción, R_c, dado en esta sección.

Las especificaciones de esta sección se aplicarán dentro de los siguientes límites:

(1) $d_h/h \le 0.7$
(2) $h/t \le 200$
(3) Huecos centrados en la mitad de la altura del alma
(4) Distancia libre entre huecos ≥ 457 mm (18 pulgadas)
(5) Distancia entre el extremo del miembro y el borde del hueco $\ge d$
(6) Radio en la esquina $\ge 2t$ para huecos no circulares.
(7) $d_h \le 64$ mm (2.5 pulgadas) y $L_h \le 114$ mm (4.5 pulgadas) para huecos no circulares
(8) Diametro ≤ 152 mm (6 pulgadas) para huecos circulares
(9) $d_h > 14$ mm (9/16 pulgada)

Donde:
d_h = altura del hueco en el alma
h = altura de la porción plana del alma medida a lo largo de su plano
t = espesor del alma
d = altura de la sección transversal
L_h = longitud del hueco en el alma

Para reacción en el extremo sobre una sola aleta (ecuación F.4.3.3-56 con la tabla F.4.3.3-2), cuando ninguna porción de un hueco en el alma está dentro de la longitud del apoyo, el factor de reducción, R_c, se calculará como sigue:

$$R_c = 1.01 - 0.325 d_h/h + 0.083 x/h \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.3-59)}$$

$N \ge 25$ mm

Para reacción interior sobre una sola aleta (ecuación F.4.3.3-56 con la tabla F.4.3.3-2) cuando cualquier porción de un hueco en el alma no está dentro de la longitud del apoyo, el factor de reducción, R_c, se calculará como sigue:

$$R_c = 0.90 - 0.047 d_h/h + 0.053 x/h \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.3-60)}$$

$N \ge 76$ mm (3 pulgadas)

Donde:
x = distancia más corta entre el hueco en el alma y el borde del área de aplicación de la carga
N = longitud de apoyo de la carga

F.4.3.3.5 — Flexión y arrugamiento del alma combinados

F.4.3.3.5.1 — ***Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)*** **—** Para almas planas no reforzadas de secciones sujetas a la combinación de flexión y carga concentrada o reacción, se diseñará de tal forma que el momento, $\bar{M}$, y la carga concentrada o reacción, $\bar{P}$, satisfagan las relaciones $\bar{M} \le \phi_b M_{nxo}$, y $\bar{P} \le \phi_w P_n$. Adicionalmente, se deben satisfacer los siguientes requerimientos:

(a) *Para secciones con almas sencillas no reforzadas:*

$$0.91\left(\frac{\bar{P}}{P_n}\right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}}\right) \le 1.33\phi \qquad \text{(F.4.3.3-61)}$$

Donde $\phi = 0.90$

Excepción: En los apoyos interiores de luces continuas, la anterior ecuación no es aplicable a tableros metálicos o vigas con dos o más almas sencillas, cuando la parte en compresión de las almas adyacentes estén lateralmente soportadas en la región del momento negativo por elementos continuos o intermitentes conectados a la aleta, chapas rígidas o arriostramiento lateral, y el espaciamiento entre almas adyacentes no exceda 254mm.

(b) *Para secciones con almas múltiples no reforzadas tales como vigas tipo I armadas de dos secciones C conectadas espalda con espalda, o secciones similares las cuales proveen un alto grado de restricción al giro del alma (tales como secciones I armadas por dos ángulos soldados a una sección C):*

$$0.88\left(\frac{\bar{P}}{P_n}\right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}}\right) \le 1.46\phi \qquad \text{(F.4.3.3-62)}$$

Donde $\phi = 0.90$

(c) *Para dos secciones Z traslapadas sobre el apoyo*

$$0.86\left(\frac{\bar{P}}{P_n}\right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}}\right) \le 1.65\phi \qquad \text{(F.4.3.3-63)}$$

Donde $\phi = 0.90$

La ecuación anterior es válida para secciones dentro de los siguientes límites:

$h/t \le 150$
$N/t \le 140$
$F_y \le 483$ Mpa
$R/t \le 5.5$

Deben satisfacerse también las siguientes condiciones:

(1) El extremo final de un miembro debe conectarse al otro por al menos dos tornillos A307 con diámetro de 12.7 mm a través del alma.
(2) La sección combinada en el traslapo se conectará al apoyo por al menos dos tornillos A307 con diámetro de 12.7 mm a través de las aletas.
(3) Las almas de las dos secciones estarán en contacto.
(4) La relación entre el mayor espesor y el menor espesor del conjunto no excederá 1.3.

La siguiente notación es aplicable a este numeral:

$\bar{M}$ = resistencia requerida a flexión en, o inmediatamente adyacente a, el punto de aplicación de la carga concentrada o reacción $\bar{P}$. $\bar{M} = M_u$
$\bar{P}$ = resistencia requerida para carga concentrada o reacción en presencia del momento flector. $\bar{P} = P_u$
ϕ_b = factor de resistencia para flexión (ver sección F.4.3.3.1.1)
M_{nxo} = resistencia nominal a flexión centroidal alrededor del eje x determinada de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.1
ϕ_w = factor de resistencia para arrugamiento del alma (ver sección F.4.3.3.4)
P_n = resistencia nominal para carga concentrada o reacción en ausencia de momento flector, determinada de acuerdo con la sección F.4.3.3.4

F.4.3.3.6 — ***Cargas de flexión y torsión combinadas*** **—** Para miembros bajo flexión no restringidos lateralmente, sujetos a cargas de flexión y torsión simultáneamente, la resistencia disponible a flexión (resistencia a momento multiplicada por un factor) calculada de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.1(a) debe ser reducida al ser multiplicada por un factor de reducción, R.

Como se especifica en la ecuación F.4.3.3-64, el factor de reducción, R, será igual a la relación de los esfuerzos normales debido a solo la flexión dividido por los esfuerzos combinados de ambos, flexión y alabeo torsional, en el punto de esfuerzo combinado máximo de la sección transversal.

$$R = \frac{f_{flexión}}{f_{flexión} + f_{torsión}} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.3-64)}$$

Los esfuerzos deben calcularse utilizando las propiedades de la sección completa para los esfuerzos torsionales y las propiedades de la sección efectiva para los esfuerzos por flexión. Para secciones C de aletas con bordes rigidizados, si el máximo esfuerzo de compresión combinado ocurre en la unión del alma con la aleta se puede incrementar el factor R en un 15%, pero nunca será mayor a la unidad (1.0).

Las disposiciones de esta sección no aplicarán cuando se utilicen las especificaciones de los numerales F.4.4.6.1.1 y F.4.4.6.1.2

F.4.3.3.7 — *Rigidizadores*

F.4.3.3.7.1 — *Rigidizadores de apoyo* — Los rigidizadores (transversales) de apoyo, anexos a las almas de vigas en los puntos de cargas concentradas, o reacciones, se diseñarán como miembros en compresión. Las cargas concentradas, o reacciones, se aplicarán directamente en los rigidizadores, o cada rigidizador será ajustado exactamente a la porción plana de la aleta de tal manera que la carga se apoye directamente sobre el extremo de este. Se proveerán los mecanismos para transferencia de cortante entre el rigidizador y el alma, de acuerdo a las especificaciones de F.4.5. Para carga concentrada, o reacciones, la resistencia nominal es igual a P_n, donde P_n es el valor más pequeño obtenido entre (a) y (b) de este numeral.

$\phi_c = 0.85$

(a) $P_n = F_{wy} A_c$ **(F.4.3.3-65)**

(b) P_n = resistencia nominal axial evaluada de acuerdo con la sección F.4.3.4.1(a), con A_e reemplazado por A_b

Donde:
F_{wy} = valor menor de F_y para almas de vigas, o F_{ys} para la sección del rigidizador

Para rigidizadores de apoyo en soportes interiores o bajo cargas concentradas
$A_c = 18t^2 + A_s$ **(F.4.3.3-66)**

Para rigidizadores de apoyo en soportes de extremos
$A_c = 10t^2 + A_s$ **(F.4.3.3-67)**

Donde:
t = espesor del acero base del alma de la viga
A_s = área de la sección transversal del rigidizador de apoyo

Para rigidizadores de apoyo en soportes interiores o bajo cargas concentradas
$A_b = b_1 t + A_s$ **(F.4.3.3-68)**

Para rigidizadores de apoyo en soportes de extremos
$A_b = b_2 t + A_s$ **(F.4.3.3-69)**

Donde:

$b_1 = 25t\left[0.0024\left(L_{st}/t\right) + 0.72\right] \le 25t$ **(F.4.3.3-70)**

$b_2 = 12t\left[0.0044\left(L_{st}/t\right) + 0.83\right] \le 12t$ **(F.4.3.3-71)**

Donde:
L_{st} = longitud del rigidizador de apoyo

La relación w/t_s para los elementos rigidizados y no rigidizados de los rigidizadores de apoyo no excederá $1.28\sqrt{E/F_{ys}}$ y $0.42\sqrt{E/F_{ys}}$, respectivamente, donde F_{ys} es el esfuerzo de fluencia, y t_s es el espesor del rigidizador de acero.

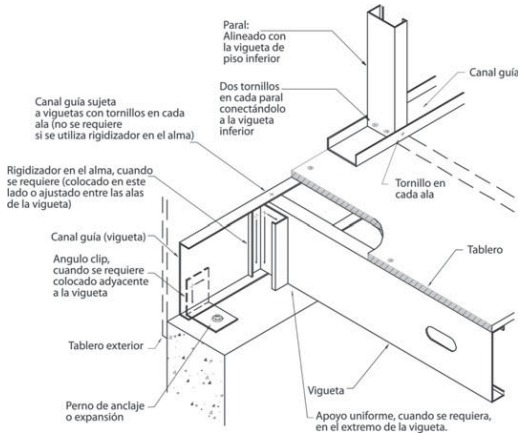


Figura F.4.3.3-1 — Rigidizador de apoyo

F.4.3.3.7.2 — *Rigidizadores de apoyo en miembros en sección C a flexión* — Para carga sobre las dos aletas de miembros en sección **C** bajo flexión, con rigidizadores de apoyo que no cumplan los requerimientos de la sección F.4.3.3.7.1, la resistencia nominal, P_n, se determinará de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-72.

$P_n = 0.7\left(P_{wc} + A_c F_y\right) \ge P_{wc}$ **(F.4.3.3-72)**
$\phi_c = 0.90$

Donde:
P_{wc} = resistencia nominal a arrugamiento del alma para miembros en sección **C** a flexión, calculada de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-56 para miembros con almas sencillas, en puntos extremos o interiores.
A_c = área efectiva del rigidizador de apoyo sujeto a esfuerzos de compresión uniforme, calculada en el esfuerzo de fluencia
F_y = esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador de apoyo

La ecuación F.4.3.3-72 aplica para los siguientes límites:

(1) Se requiere apoyo completo del rigidizador. Si el ancho del apoyo es más angosto que el ancho de rigidizador de tal forma que una de las aletas del rigidizador se considere no apoyada, P_n, se reducirá en un 50%

(2) Los rigidizadores serán en sección C o canal con una altura mínima del alma de 89 mm y espesor mínimo del acero base de 0.84 mm.
(3) El rigidizador se sujetará al alma del miembro en flexión con un mínimo de 3 tornillos o pernos.
(4) La distancia desde las aletas del miembro a flexión al primer tornillo no será menor a $d/8$ donde d es la altura total del miembro en flexión
(5) La longitud del rigidizador no será menor que la altura del miembro en flexión menos 9 mm.
(6) El ancho de apoyo no será menor a 38 mm

F.4.3.3.7.3 — *Rigidizadores de cortante* — En aquellas zonas donde se requieran rigidizadores de cortante, el espaciamiento se basará en la resistencia nominal a cortante, V_n, permitida en la sección F.4.3.3.2, y la relación a/h no excederá el valor de $\left[260/\left(h/t\right)\right]^2$ ni 3.0.

El momento de inercia real I_s, de un par de rigidizadores de cortante conectados, o un rigidizador de cortante sencillo, con referencia a un eje en el plano del alma, deberá tener un valor mínimo de:

$I_{s\,min} = 5ht^3\left[h/a - 0.7\left(a/h\right)\right] \ge \left(h/50\right)^4$ **(F.4.3.3-73)**

Donde:
t y h se definen de acuerdo a la sección F.4.2.1.2
a = distancia entre rigidizadores de cortante

El área bruta de los rigidizadores de cortante no será menor a:

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{\left(a/h\right)^2}{\left(a/h\right) + \sqrt{1 + \left(a/h\right)^2}}\right] Y D h t$$ **(F.4.3.3-74)**

Donde:

$C_v = \dfrac{1.53 E k_v}{F_y \left(h/t\right)^2}$ cuando $C_v \le 0.8$ **(F.4.3.3-75)**

$C_v = \dfrac{1.11}{h/t}\sqrt{\dfrac{E k_v}{F_y}}$ cuando $C_v > 0.8$ **(F.4.3.3-76)**

Donde:

$k_v = 4.00 + \dfrac{5.34}{\left(a/h\right)^2}$ cuando $a/h \le 1.0$ **(F.4.3.3-77)**

$k_v = 5.34 + \dfrac{4.00}{\left(a/h\right)^2}$ cuando $a/h > 1.0$ **(F.4.3.3-78)**

$$Y = \frac{\text{esfuerzo de fluencia del acero del alma}}{\text{esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador}}$$

$D = 1.0$ para rigidizadores dispuestos en pares
$D = 1.8$ para rigidizadores de ángulo sencillo
$D = 2.4$ para rigidizadores de placa sencilla

F.4.3.3.7.4 — *Rigidizadores que no cumplen estos requisitos* — La resistencia de diseño de miembros con rigidizadores que no cumplen los requisitos de la sección F.4.3.3.7.1, F.4.3.3.7.2 y F.4.3.3.7.3, tales como rigidizadores hechos con acero estampado o laminados, se determinará mediante ensayos de acuerdo con F.4.6 o análisis racional de ingeniería de acuerdo con la sección F.4.1.1.2.

F.4.3.4 — MIEMBROS EN COMPRESIÓN CARGADOS CONCÉNTRICAMENTE — La resistencia de diseño a carga axial debe ser el menor valor de los calculados de acuerdo con las secciones F.4.3.4.1, F.4.3.4.2, F.4.4.1.2, F.4.4.6.1.3, y F.4.4.6.1.4, según sea aplicable.

F.4.3.4.1 — *Resistencia nominal por fluencia, pandeo flector, pandeo flexo-torsional y torsional* — Esta sección se aplica a miembros cuya resultante de todas las cargas actuantes sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del centroide de la sección efectiva calculada para el esfuerzo, F_n, definido en esta parte del Reglamento.

(a) La resistencia nominal bajo carga axial P_n, se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.3.4-1.

$P_n = A_e F_n$ **(F.4.3.4-1)**
$\phi_c = 0.85$

Donde:
A_e = área efectiva calculada con el esfuerzo F_n. Para secciones con huecos circulares, A_e debe determinarse de acuerdo con la sección F.4.2.2.2(a), sujeta a las limitaciones de esa sección. Si el número de huecos en la región de longitud efectiva multiplicado por el diámetro del hueco y dividido por la longitud efectiva no excede 0.015, A_e se puede determinar ignorando los huecos. Para miembros tubulares cilíndricos cerrados A_e, se calculará de acuerdo con las especificaciones de la sección F.4.3.4.1.5.

F_n es determinado como sigue:

Para $\lambda_c \le 1.5$ $F_n = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$ **(F.4.3.4-2)**

Para $\lambda_c > 1.5$ $F_n = \left(\dfrac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$ **(F.4.3.4-3)**

Donde:

$\lambda_c = \sqrt{\dfrac{F_y}{F_e}}$ **(F.4.3.4-4)**

F_e = es el valor mínimo del esfuerzo de pandeo flector elástico, de pandeo torsional y de pandeo flexo-torsional determinado de acuerdo con las secciones F.4.3.4.1.1 a la F.4.3.4.1.5.

(b) Las secciones en ángulo cargadas concéntricamente se diseñarán para un momento flector adicional como se especifica en las definiciones de $\bar{M}_x$ y $\bar{M}_y$ (DCCR) en la sección F.4.3.5.2.

F.4.3.4.1.1 – *Secciones no sujetas a pandeo torsional o flexo-torsional* – Para secciones de simetría doble, secciones cerradas o cualquier otra sección para la cual se puede demostrar que no está sujeta a pandeo torsional o flexo-torsional, el esfuerzo de pandeo flector elástico, F_e, se determinará como sigue:

$F_e = \dfrac{\pi^2 E}{\left(KL/r\right)^2}$ **(F.4.3.4-5)**

Donde:
E = módulo de elasticidad del acero
K = factor de longitud efectiva
L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro
r = radio de giro de la sección transversal completa no reducida alrededor del eje de pandeo

En pórticos donde la estabilidad lateral sea provista por arriostramiento diagonal, muros de cortante, sujeciones a estructuras adyacentes con adecuada estabilidad lateral, o por tableros de pisos, o tableros de cubiertas asegurados horizontalmente por muros o sistemas de riostras paralelos al plano del pórtico, y en cerchas, el factor de longitud efectiva, K, para el miembro en compresión, el cual no depende de su propia rigidez a flexión para la estabilidad lateral del pórtico o cercha, se tomará igual a la unidad, a menos que un análisis muestre que un menor valor pueda ser utilizado. En un pórtico que dependa de su propia rigidez a flexión para la estabilidad lateral, la longitud efectiva, KL, del miembro en compresión se determinará por un método racional y no será menor que la longitud real no arriostrada.

F.4.3.4.1.2 — *Secciones de simetría doble y simetría sencilla sujetas a pandeo torsional o flexo-torsional* — Para secciones de simetría sencilla sujetas a pandeo flexo-torsional, F_e se tomará como el menor valor de F_e calculado de acuerdo a la sección F.4.3.4.1.1 y F_e calculado como sigue:

$$F_e = \frac{1}{2\beta}\left[\left(\sigma_{ex}+\sigma_t\right) - \sqrt{\left(\sigma_{ex}+\sigma_t\right)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}\right] \qquad \text{(F.4.3.4-6)}$$

Alternativamente, se puede obtener una estimación conservadora de F_e a partir de la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\sigma_t\sigma_{ex}}{\sigma_t+\sigma_{ex}} \qquad \text{(F.4.3.4-7)}$$

Donde:

$$\beta = 1-\left(x_o/r_o\right)^2 \qquad \text{(F.4.3.4-8)}$$

σ_t y σ_{ex} se definen en la sección F.4.3.3.1.2.1

Para secciones de simetría sencilla, se supone el eje x como eje de simetría.

Para secciones de simetría doble sujetas a pandeo torsional, F_e se tomará como el menor valor de F_e calculado de acuerdo a la sección F.4.3.4.1.1 y $F_e = \sigma_t$, donde σ_t se define en la sección F.4.3.3.1.2.1.

Para secciones de simetría sencilla en ángulo en las cuales el área efectiva (A_e) para el esfuerzo F_y es igual al área completa de la sección transversal no reducida (A), F_e se calculará utilizando la ecuación F.4.3.4-5 donde r es el radio de giro mínimo.

F.4.3.4.1.3 — *Secciones de simetría de punto* — Para secciones de simetría de punto, F_e se tomará como el menor valor entre σ_t, como se define en la sección F.4.3.3.1.2.1 y F_e como se calcula en la sección F.4.3.4.1.1 utilizando el eje principal menor de la sección.

F.4.3.4.1.4 — *Secciones no simétricas* — Para miembros cuyas secciones transversales no poseen ninguna simetría, sea alrededor de un eje o de un punto, F_e se determinará por medio de un análisis racional. Alternativamente, a los miembros en compresión con tales secciones transversales se les podrá realizar ensayos de comportamiento de acuerdo con lo especificado en la sección F.4.6.

F.4.3.4.1.5 — *Secciones tubulares cilíndricas cerradas* — Para miembros tubulares cilíndricos cerrados que tienen una relación diámetro externo a espesor de pared, D/t, no mayor a $0.441E/F_y$ y en los cuales la resultante de todas las cargas y momentos actuantes son equivalentes a una fuerza puntual en la dirección del eje de miembro pasando a través del centroide de la sección, el esfuerzo de pandeo flector, F_e, se calculará de acuerdo con la sección F.4.3.4.1.1, y el área efectiva, A_e, se calculará como sigue:

$$A_e = A_o + R\left(A - A_o\right) \qquad \text{(F.4.3.4-9)}$$

Donde:

$$A_o = \left[\frac{0.037}{\left(DF_y\right)/tE} + 0.667\right]A \le A \text{ para } \frac{D}{t} \le 0.441\frac{E}{F_y} \qquad \text{(F.4.3.4-10)}$$

Donde:
D = diámetro externo del tubo cilíndrico
F_y = esfuerzo de fluencia
t = espesor
E = módulo de elasticidad del acero
A = área de la sección transversal completa no reducida

$$R = F_y/\left(2F_e\right) \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.4-11)}$$

F.4.3.4.2 — *Resistencia al pandeo distorsional* — Las especificaciones de este numeral aplicarán a secciones I, Z, C, sombrero, y otros miembros de sección transversal abierta que empleen aletas con rigidizadores de borde, con la excepción de miembros que cumplen el criterio de la sección F.4.4.6.1.2. La resistencia nominal bajo carga axial se calculará de acuerdo con las ecuaciones F.4.3.4-12 y F.4.3.4-13.

$$\phi_c = 0.85$$

Para $\lambda_d \le 0.561$

$$P_n = P_y \qquad \text{(F.4.3.4-12)}$$

Para $\lambda_d > 0.561$

$$P_n = \left(1-0.25\left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0.6}\right)\left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0.6} P_y \qquad \text{(F.4.3.4-13)}$$

Donde:

$$\lambda_d = \sqrt{P_y/P_{crd}} \qquad \text{(F.4.3.4-14)}$$

P_n = resistencia nominal axial

$$P_y = A_g F_y \qquad \text{(F.4.3.4-15)}$$

Donde:
A_g = área bruta de la sección transversal
F_y = esfuerzo de fluencia

$$P_{crd} = A_g F_d \qquad \text{(F.4.3.4-16)}$$

Donde:
F_d = Esfuerzo de pandeo distorsional elástico calculado de acuerdo con la sección F.4.3.4.2(a), (b) ó (c)

(a) *Disposición simplificada para secciones C y Z no restringidas con pestaña rigidizadora simple* — Para secciones C y Z que no tienen restricción rotacional de la aleta, y que están dentro de los límites dimensionales indicados en esta sección, se permite el uso de la ecuación F.4.3.4-17 para un cálculo predictivo conservador del esfuerzo de pandeo distorsional, F_d. Remitirse a la sección F.4.3.4.2(b) ó F.4.3.4.2(c) para opciones alternativas de miembros que están fuera de los límites dimensionales.

Serán aplicables los siguientes límites dimensionales:

(1) $50 \le h_o/t \le 200$
(2) $25 \le b_o/t \le 100$
(3) $6.25 \le D/t \le 50$
(4) $45^o \le \theta \le 90^o$
(5) $2 \le h_o/b_o \le 8$
(6) $0.04 \le D \operatorname{sen}\theta/b_o \le 0.50$

Donde:
h_o = altura entre bordes externos del alma como se define en la figura F.4.2.2-4
b_o = ancho bordes externos de la aleta como se define en la figura F.4.2.2-4
D = dimensión entre bordes externos de la pestaña como se define en la figura F.4.2.4-1
t = espesor del acero base
θ = ángulo de la pestaña como se define en la figura F.4.2.4-1

El esfuerzo de pandeo distorsional, F_d, se calculará como sigue:

$$F_d = \alpha k_d \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t}{b_o}\right)^2 \qquad \text{(F.4.3.4-17)}$$

Donde:
α = un valor que toma en cuenta el beneficio de una longitud no arriostrada, L_m, más corta que L_{cr}, el cual, conservadoramente puede tomarse igual a 1.0

$$= 1.0 \text{ para } L_m \ge L_{cr}$$

$$= \left(L_m/L_{cr}\right)^{\ln\left(L_m/L_{cr}\right)} \text{ para } L_m < L_{cr} \qquad \text{(F.4.3.4-18)}$$

Donde:
L_m = distancia entre puntos de restricción contra el pandeo distorsional (para miembros restringidos en forma continua $L_{cr} = L_m$, sin embargo, la restricción puede ser incluida como un resorte rotacional, k_ϕ, de acuerdo a la disposiciones de la sección F.4.3.4.2(b) ó (c)

$$L_{cr} = 1.2h_o\left(\frac{b_o D\operatorname{sen}\theta}{h_o t}\right)^{0.6} \le 10h_o \qquad \text{(F.4.3.4-19)}$$

$$k_d = 0.05 \le 0.1\left(\frac{b_o D\operatorname{sen}\theta}{h_o t}\right)^{1.4} \le 8.0 \qquad \text{(F.4.3.4-20)}$$

E = módulo de elasticidad del acero
μ = relación de Poisson

(b) *Para secciones C y Z, sombrero ó cualquier sección abierta con aletas rigidizadas de igual dimensión donde el rigidizador es una pestaña (labio) simple o un rigidizador de borde complejo* — Las disposiciones de esta parte de la norma aplicarán a cualquier sección abierta con aletas rigidizadas de igual dimensión, incluyendo aquellas que cumplen los límites geométricos de la sección F.4.3.4.2(a)

$$F_d = \frac{k_{\phi fc} + k_{\phi we} + k_\phi}{\tilde{k}_{\phi fg} + \tilde{k}_{\phi wg}} \qquad \text{(F.4.3.4-21)}$$

Donde:
$k_{\phi fc}$ = rigidez elástica rotacional provista por la aleta a la unión aleta-alma, de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-40

$k_{\phi we}$ = rigidez elástica rotacional provista por el alma a la unión aleta-alma

$$= \frac{Et^3}{6h_o\left(1-\mu^2\right)} \qquad \text{(F.4.3.4-22)}$$

k_ϕ = rigidez rotacional provista por los elementos de restricción (riostras, panel, tablero de cerramiento) a la unión aleta-alma de un miembro (el valor es cero si el elemento es no restringido) Si la rigidez rotacional provista a las dos aletas es diferente entre sí, se utilizará el valor más pequeño entre los dos.

$\tilde{k}_{\phi fg}$ = rigidez geométrica rotacional (dividida por el esfuerzo F_d) demandada por la aleta a partir de la unión aleta-alma, de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-42

$\tilde{k}_{\phi wg}$ = rigidez geométrica rotacional (dividida por el esfuerzo F_d) demandada por el alma a partir de la unión aleta-alma

$$= \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{th_o^3}{60} \qquad \text{(F.4.3.4-23)}$$

Donde:
L = valor mínimo entre L_{cr} y L_m

Donde:

$$L_{cr} = \left(\frac{6\pi^4 h_o\left(1-\mu^2\right)}{t^3}\left(I_{xf}\left(x_o-h_x\right)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}}\left(x_o-h_x\right)^2\right)\right)^{1/4} \qquad \text{(F.4.3.4-24)}$$

L_m = distancia entre puntos de restricción contra el pandeo distorsional (para miembros restringidos en forma continua $L_{cr} = L_m$)

Remitirse a la sección F.4.3.3.1.4(b) para definición de las demás variables en la ecuación F.4.3.4-24.

(c) *Análisis racional de pandeo elástico* — Se permitirá el uso de un análisis racional elástico que considere el pandeo distorsional en lugar de las expresiones dadas en la sección F.4.3.4.2(a) ó (b). Se aplicará el factor de resistencia de la sección F.4.3.4.2.

F.4.3.5 — CARGA AXIAL Y MOMENTO COMBINADOS

F.4.3.5.1 — *Carga axial a tensión y momento combinados*

F.4.3.5.1.1 — *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — Las resistencias requeridas (tensión y momentos mayorados) $\bar{T}$, $\bar{M}_x$ y $\bar{M}_y$ deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{\bar{M}_x}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{\bar{M}_y}{\phi_b M_{nyt}} + \frac{\bar{T}}{\phi_t T_n} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.5-1)}$$

$$\frac{\bar{M}_x}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\phi_b M_{ny}} - \frac{\bar{T}}{\phi_t T_n} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.3.5-2)}$$

Donde:
$\bar{M}_x$, $\bar{M}_y$ = resistencias requeridas a flexión con respecto a los ejes centroidales. $\bar{M}_x = M_{ux}$, $\bar{M}_y = M_{uy}$

ϕ_b = para resistencia a flexión (sección F.4.3.3.1.1), $\phi_b = 0.90$ o 0.95. Para vigas no arriostradas lateralmente (sección F.4.3.3.1.2), $\phi_b = 0.90$. Para miembros tubulares cilíndricos cerrados (sección F.4.3.3.1.3), $\phi_b = 0.95$.

M_{nxt}, $M_{nyt} = S_{lt}F_y$ **(F.4.3.5-3)**

Donde:

S_{lt} = módulo de la sección completa no reducida respecto a la fibra extrema a tensión alrededor del eje apropiado

F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado de acuerdo con la sección F.4.1.6.1

$\overline{T}$ = resistencia requerida a tensión axial, $\overline{T} = T_u$

$\phi_t = 0.95$

T_n = resistencia nominal bajo carga axial de acuerdo con la sección F.4.3.2

M_{nx}, M_{ny} = resistencias nominales a flexión alrededor de los ejes centroidales de acuerdo con la sección F.4.3.3.1

F.4.3.5.2 — *Carga axial a compresión y momento combinados*

F.4.3.5.2.1 — *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — Las resistencias requeridas $\overline{P}$, $\overline{M}_x$ y $\overline{M}_y$ deben determinarse utilizando un análisis elástico de primer orden y deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción. Alternativamente, las resistencias requeridas $\overline{P}$, $\overline{M}_x$ y $\overline{M}_y$ se determinarán de acuerdo con una análisis de segundo orden[6] y deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción usando los valores para $K_x = K_y = 1.0$, $\alpha_x = \alpha_y = 1.0$, y $C_{mx} = C_{my} = 1.0$. Adicionalmente, cada relación individual en las ecuaciones F.4.3.5-4 a F.4.3.5-6 no excederá la unidad.

Para secciones ángulo no rigidizadas, de simetría sencilla, con área efectiva no reducida, se permitirá tomar M_y como la resistencia requerida a flexión solamente. Para otro tipo de secciones en ángulo o ángulos no rigidizados de simetría sencilla para los cuales el área efectiva (A_e) en el esfuerzo F_y es menor que el área se la sección transversal completa no reducida (A), M_y se tomará ya sea como la resistencia requerida a flexión o la resistencia requerida a flexión más $PL/1000$, el que resulte en un valor mínimo permisible para P.

$$\frac{\overline{P}}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx}\overline{M}_x}{\phi_b M_{nx}\alpha_x} + \frac{C_{my}\overline{M}_y}{\phi_b M_{ny}\alpha_y} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.4.3.5-4)}$$

$$\frac{\overline{P}}{\phi_c P_{no}} + \frac{\overline{M}_x}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\overline{M}_y}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.4.3.5-5)}$$

Cuando $\overline{P}/\phi_c P_n \le 0.15$ se permitirá el uso de la siguiente ecuación en lugar de las dos anteriores:

$$\frac{\overline{P}}{\phi_c P_n} + \frac{\overline{M}_x}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\overline{M}_y}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.4.3.5-6)}$$

Donde:

$\overline{P}$ = resistencia requerida bajo compresión axial. $\overline{P} = P_u$

[6] El análisis de segundo orden estará acorde con las especificaciones del AISI STANDARD. North American Specification (Remitirse a los documentos de referencia en la sección F.4.1.8 de esta norma)

$\phi_c = 0.85$

P_n = resistencia nominal axial determinada de acuerdo con la sección F.4.3.4

$\overline{M}_x$, $\overline{M}_y$ = resistencias requeridas a flexión con respecto a los ejes centroidales de la sección efectiva determinada solo para la resistencia requerida bajo compresión axial. $\overline{M}_x = M_{ux}$, $\overline{M}_y = M_{uy}$

ϕ_b = factor para resistencia a flexión (sección F.4.3.3.1.1), $\phi_b = 0.90$ o 0.95. Para vigas no arriostradas lateralmente (sección F.4.3.3.1.2), $\phi_b = 0.90$. Para miembros tubulares cilíndricos cerrados (sección F.4.3.3.1.3), $\phi_b = 0.95$

M_{nx}, M_{ny} = resistencia nominal a flexión alrededor de los ejes centroidales de acuerdo con la sección F.4.3.3.1

$$\alpha_x = 1 - \frac{\overline{P}}{P_{EX}} > 0 \qquad \textbf{(F.4.3.5-7)}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{\overline{P}}{P_{EY}} > 0 \qquad \textbf{(F.4.3.5-8)}$$

Donde:

$$P_{EX} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \qquad \textbf{(F.4.3.5-9)}$$

$$P_{EY} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \qquad \textbf{(F.4.3.5-10)}$$

Donde:

I_x = momento de inercia de la sección transversal completa no reducida alrededor del eje x

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x

L_x = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje x

I_y = momento de inercia de la sección transversal completa no reducida alrededor del eje y

K_y = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y

L_y = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje y

P_{no} = resistencia nominal axial determinada de acuerdo con la sección F.4.3.4 con $F_n = F_y$

C_{mx}, C_{my} = coeficientes cuyos valores se determinarán como sigue:

(a) Para miembros bajo compresión en pórticos sujetos a traslación de los nudos (inclinación lateral)
$C_m = 0.85$

(b) Para miembros restringidos en compresión en pórticos arriostrados contra la traslación de nudos y no sujetos a carga lateral entre sus apoyos, en plano de la flexión

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \qquad \textbf{(F.4.3.5-11)}$$

Donde:
M_1/M_2 es la relación entre el momento menor y el mayor en los extremos del segmento del miembro bajo consideración, el cual no está arriostrado en el plano de la flexión. M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura doble y negativa cuando se flexiona en curvatura simple.

(c) Para miembros en compresión en pórticos arriostrados contra la traslación de nudos en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m podrá ser determinado por un análisis racional de ingeniería. No obstante, en lugar de tal análisis, se permite utilizar los siguientes valores:

(1) Para miembros cuyos extremos están restringidos, $C_m = 0.85$
(2) Para miembros cuyos extremos no están restringidos, $C_m = 1.00$

F.4.4 — MIEMBROS ARMADOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

F.4.4.1 — SECCIONES ARMADAS

F.4.4.1.1 — *Miembros a flexión compuestos por dos secciones C espalda con espalda* — La máxima separación longitudinal entre soldaduras u otros conectores, s_{max}, que unen dos secciones C para formar una sección I será:

$$s_{max} = L/6 \le 2gT_s/mq \qquad \textbf{(F.4.4.1-1)}$$

Donde:

L = luz de la viga

g = distancia vertical entre las dos líneas de conexiones más cercanas a las aletas superior e inferior

T_s = resistencia de diseño de la conexión a tensión (véase F.4.5)

m = distancia desde el centro de cortante de una sola sección C al plano medio del alma

q = carga de diseño sobre la viga para espaciamiento de los conectores (Ver adelante los métodos de determinación)

La carga, q, se obtendrá dividiendo la magnitud de las cargas concentradas o reacciones mayoradas entre la longitud de apoyo. En vigas diseñadas para una carga uniformemente distribuida, q, se tomará igual a tres veces la carga uniformemente distribuida, basándose en las combinaciones de carga críticas. Si la longitud de apoyo de una carga concentrada o reacción es más pequeña que el espacio entre soldaduras, s, la resistencia de diseño de las soldaduras o conexiones más cercanas a la carga o reacción se calculará como sigue:

$$T_s = P_s m/2g \qquad \textbf{(F.4.4.1-2)}$$

Donde:

P_s = carga concentrada o reacción basada en las combinaciones de carga crítica.

El máximo espaciamiento permisible de las conexiones, s_{max}, dependerá de la intensidad de carga aplicada directamente sobre la conexión. Por lo tanto, si se desea utilizar un espaciamiento uniforme para las conexiones sobre toda la longitud de la viga, este se determinará en el punto de máxima intensidad de carga local. En casos donde este procedimiento resulte en un espaciamiento muy cercano y antieconómico, se permitirá la adopción de cualquiera de los siguientes métodos:

(a) El espaciamiento de la conexión varía a lo largo de la viga de acuerdo con la variación de la intensidad de la carga
(b) Colocación de cubreplacas de refuerzo soldadas a las aletas en los puntos donde se presentan las cargas concentradas. La resistencia a cortante de diseño de las conexiones que unan estas placas a las aletas se usará para el valor de T_s y g se tomará como la altura de la viga

F.4.4.1.2 — *Miembros a compresión compuestos por dos secciones en contacto* — Para miembros en compresión compuestos de dos secciones en contacto, la resistencia axial de diseño se determinará de acuerdo con la sección F.4.3.4.1(a) con la siguiente modificación: Si el modo de pandeo implica una

deformación relativa que produce fuerzas cortantes en los conectores entre secciones individuales, KL/r se reemplaza por $(KL/r)_m$ calculado como sigue:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad \textbf{(F.4.4.1-3)}$$

Donde:

$(KL/r)_o$ = relación de esbeltez total de la sección completa alrededor del eje del miembro armado

a = espaciamiento del sujetador intermedio, punto o cordón de soldadura

r_i = radio de giro mínimo del área transversal total no reducida de una sección individual en un miembro armado

Remitirse a la sección F.4.3.4.1.1 para definición de los otros símbolos.

Adicionalmente, la resistencia del sujetador y su espaciamiento deben satisfacer lo siguiente:

(1) El espaciamiento del sujetador intermedio, del punto o cordón de soldadura, a, está limitado de tal forma que a/r_i no excede la mitad de la relación de esbeltez que gobierne del miembro armado.
(2) Los extremos de un miembro en compresión armado estarán conectados por soldadura con longitud no menor que el máximo ancho del miembro o por conectores espaciados longitudinalmente no más de cuatro (4) veces su diámetro sobre una distancia igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro.
(3) Los sujetadores intermedios o soldaduras en cualquier punto de unión del miembro longitudinal serán capaces de transmitir una fuerza en cualquier dirección igual al 2.5% de la resistencia nominal axial del miembro armado.

F.4.4.1.2.1 — *Miembros a compresión en sección cajón compuestos por dos secciones C en contacto* — Para miembros en sección cajón, formados a partir de dos secciones C en contacto a través de sus pestañas o labios rigidizadores y unidas por cordones intermitentes de soldadura, se tiene que:

Cuando $a/r_i > 50$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i} - 50\right)^2} \qquad \textbf{(F.4.4.1-4)}$$

Cuando $a/r_i \le 50$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad \textbf{(F.4.4.1-5)}$$

Todas las variables se definen y limitan en la sección F.4.4.1.2. El valor de a no excederá los 300 mm.

F.4.4.1.3 — *Espaciamiento de conectores en secciones con cubreplacas* — El espaciamiento, s, en la línea del esfuerzo, de soldaduras, remaches o pernos que conectan una cubreplaca, lámina o un rigidizador no integral en compresión a otro elemento no excederá (a), (b) y (c) como sigue:

(a) Al espaciamiento, s, requerido para transmitir el cortante entre las partes conectadas sobre la base de la resistencia de diseño por conexión especificado en cualquier otra parte de este Título.

(b) $1.16t\sqrt{E/f_c}$

Donde:

t = espesor de cubreplaca o lámina
f_c = esfuerzo de compresión para la carga nominal en la cubreplaca o lámina

(c) Tres veces el ancho plano, w, del elemento más angosto en compresión no rigidizado tributario a las conexiones, pero no tiene que ser menor que $1.11t\sqrt{E/F_y}$ si $w/t < 0.50\sqrt{E/F_y}$, ó $1.33t\sqrt{E/F_y}$ si $w/t \geq 0.50\sqrt{E/F_y}$, a menos que se requiera un menor espaciamiento en los incisos (a) o (b) especificados anteriormente.

En el caso de soldaduras intermitentes de filete paralelas a la dirección del esfuerzo, el espaciamiento se tomará como la distancia libre entre soldaduras más 12.7 mm. En todos los otros casos, el espaciamiento se tomará como la distancia centro a centro entre las conexiones.

Excepción: Los requerimientos de esta sección no aplican a placas o láminas que actúan solo en función de cubiertas o material para traslape y no se consideren como elementos portantes.

F.4.4.2 — SISTEMAS MIXTOS — El diseño de miembros en sistemas mixtos que utilicen componentes de acero formado en frío en conjunto con otros materiales se hará conforme a lo estipulado en este Reglamento y cualquier otra especificación aplicable al otro material.

F.4.4.3 — ARRIOSTRAMIENTO LATERAL Y ESTABILIDAD — Las riostras deben diseñarse para restringir la flexión lateral o torsión de una viga o columna cargada, y para evitar el arrugamiento local en los puntos de fijación.

F.4.4.3.1 — ***Vigas y columnas simétricas*** **—** Las riostras y los sistemas de arriostramiento, incluyendo las conexiones, se diseñarán considerando los requerimientos de resistencia y rigidez.

F.4.4.3.2 — ***Vigas en sección C y sección Z*** **—** Las siguientes disposiciones de arriostramiento para restringir la torsión en secciones C y secciones Z que se utilicen como vigas cargadas en el plano del alma se aplicarán solamente cuando ninguna aleta esté conectada a un tablero metálico o panel de tal manera que restrinja de manera efectiva la deflexión lateral de la aleta conectada. Cuando sólo la aleta superior esté conectada de esta forma debe remitirse a la sección F.4.4.6.3.1. Cuando ambas aletas están conectadas de manera que efectivamente se restringe la deflexión lateral no es necesario más arriostramiento.

F.4.4.3.2.1 — ***Ninguna aleta conectada a un panel que contribuya a la resistencia y estabilidad de la sección C o sección Z*** **—** Cada riostra intermedia en las aletas superior e inferior de miembros en sección C o Z se diseñará con una resistencia P_{L1} y P_{L2}, donde P_{L1} es la fuerza de riostra requerida sobre la aleta, en el cuadrante con ambos ejes x y y positivos, y P_{L2} es la fuerza de riostra sobre la otra aleta. El eje x será el eje centroidal perpendicular al alma y el eje y el eje centroidal paralelo al alma. Las coordenadas x y y se orientarán de tal forma que una de las aletas esté localizada en el cuadrante donde ambos ejes, x y y, son positivos. Remitirse a la figura F.4.4.3-1 para la esquematización de los sistemas de coordenadas y direcciones positivas de las fuerzas.

(a) ***Para cargas uniformes***

$$P_{L1} = 1.5\left[W_y K' - (W_x/2) + (M_z/d)\right] \quad \text{(F.4.4.3-1)}$$

$$P_{L2} = 1.5\left[W_y K' - (W_x/2) - (M_z/d)\right] \quad \text{(F.4.4.3-2)}$$

Cuando la carga uniforme, W, actúa a través del plano del alma, entonces $W_y = W$:

$$P_{L1} = -P_{L2} = 1.5(m/d)W \text{ para secciones C} \quad \text{(F.4.4.3-3)}$$

$$P_{L1} = P_{L2} = 1.5\left(\frac{I_{xy}}{2I_x}\right)W \text{ para secciones Z} \quad \text{(F.4.4.3-4)}$$

Donde:
W_x, W_y = componentes de la carga de diseño W paralelas a los ejes x e y, respectivamente, W_x y W_y son positivos si apuntan en la dirección positiva de los ejes x y y, respectivamente.

Donde:
W = carga de diseño dentro de una distancia de $0.5a$ a cada lado de la riostra.

Donde:
a = distancia longitudinal entre ejes de riostras
$K' = 0$ para secciones C
$K' = I_{xy}/(2I_x)$ para secciones Z (F.4.4.3-5)

Donde:
I_{xy} = producto de inercia de la sección completa no reducida
I_y = momento de inercia de la sección completa no reducida alrededor del eje x
$M_z = -W_x e_{xy} + W_y e_{sx}$, momento torsional de W alrededor del centro de cortante

Donde:
e_{sx}, e_{sy} = excentricidades de las componentes de las cargas medidas desde el centro de cortante en las direcciones x e y, respectivamente.
d = altura de la sección
m = distancia desde el centro de cortante al plano medio del alma de la sección C

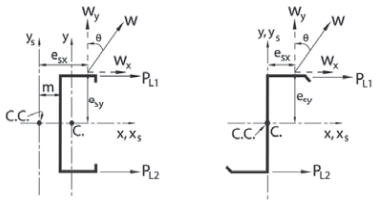


Figura F.4.4.3-1 — Sistema de coordenadas y direcciones positivas de las fuerzas

(b) *Para cargas concentradas,*

$$P_{L1} = P_y K' - (P_x/2) + (M_z/d) \quad \text{(F.4.4.3-6)}$$

$$P_{L2} = P_y K' - (P_x/2) + (M_z/d) \quad \text{(F.4.4.3-7)}$$

Cuando una carga de diseño actúa a través del plano del alma, entonces $P_y = P$

$$P_{L1} = -P_{L2} = (m/d)P \text{ para secciones C} \quad \text{(F.4.4.3-8)}$$

$$P_{L1} = P_{L2} = \left(\frac{I_{xy}}{2I_x}\right)P \text{ para secciones Z} \quad \text{(F.4.4.3-9)}$$

Donde:
P_x, P_y = componentes de la carga de diseño P paralelas a los ejes x y y, respectivamente. P_x y P_y son positivos si apuntan en la dirección positiva de los ejes x y y, respectivamente.
$M_z = -P_x e_{xy} + P_y e_{sx}$, momento torsional de P alrededor del centro de cortante
P = carga concentrada de diseño dentro de una distancia de $0.3a$ sobre cada lado de la riostra, más $1.4(1 - l/a)$ veces cada carga concentrada de diseño localizada más allá de $0.3a$ pero no más allá de $1.0a$ a partir de la riostra. La carga concentrada de diseño es la carga aplicada determinada de acuerdo con la combinación de carga más crítica.

Donde:
l = distancia desde la carga concentrada hasta la riostra

Remitirse a la sección F.4.4.3.2.1(a) para definición de las otras variables.

La fuerza de arriostramiento, P_{L1} o P_{L2}, es positiva cuando la restricción se requiera para prevenir el movimiento de la aleta correspondiente a la dirección x negativa.

Donde se provean riostras, estas deben estar sujetadas de tal manera que restrinjan efectivamente la sección contra la deflexión lateral de ambas aletas en los extremos y en cualquier punto de arriostramiento intermedio.

Cuando todas las cargas y reacciones sobre una viga se transmiten a través de miembros que ajustan dentro de la sección de forma tal que restrinjan la sección contra la rotación torsional y el desplazamiento lateral, no se requerirán riostras adicionales, excepto aquellas que se requieran por resistencia de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.2.1.

F.4.4.3.3 — ***Arriostramiento de miembros en compresión axialmente cargados*** **—** La resistencia requerida en las riostras para restringir la translación lateral en un punto de arriostramiento para un miembro individual en compresión se calculará como sigue:

$$P_{br,1} = 0.01P_n \quad \text{(F.4.4.3-10)}$$

La rigidez requerida en la riostra para restringir la translación lateral en un punto de arriostramiento para un miembro individual en compresión se debe calcular como sigue:

$$\beta_{br,1} = \frac{2\left[4 - (2/n)\right]P_n}{L_b} \quad \text{(F.4.4.3-11)}$$

Donde:
$P_{br,1}$ = resistencia nominal requerida de la riostra para un miembro sencillo en compresión
P_n = resistencia nominal bajo compresión axial de un miembro sencillo
$\beta_{br,1}$ = rigidez requerida de riostra para un miembro sencillo en compresión
n = número de puntos de arriostramiento intermedio igualmente espaciados
L_b = distancia entre riostras sobre un miembro en compresión

F.4.4.4 — CONSTRUCCIÓN DE ENTRAMADOS LIVIANOS CON MIEMBROS DE ACERO FORMADO EN FRÍO — El diseño e instalación de miembros estructurales y no estructurales utilizados en aplicaciones de entramados repetitivos en acero formado en frío en los que el espesor mínimo especificado del acero base sea entre 0.455 mm y 2.997 mm estará de acuerdo con F.4.8 de este Reglamento y lo siguiente, según sea aplicable:

(a) Los dinteles, incluyendo miembros dinteles cajón y espalda con espalda, y dinteles tipo L, dobles y sencillos, se diseñarán de acuerdo de acuerdo con la sección F.4.8.4.4 de esta norma.
(b) Las cerchas para entramados de acero formado en frío se diseñarán de acuerdo con la sección F.4.8.4.3 de esta norma.
(c) Los parales de muro se diseñarán de acuerdo con la sección F.4.8.4.2, ya sea sobre la base de un sistema completamente en acero conforme con la sección F.4.4.4.1 ó sobre la base de un diseño arriostrado a paneles de cerramiento conforme a una apropiada teoría, ensayos ó un análisis racional de ingeniería. Se permiten almas con y sin perforaciones. Ambos extremos deben estar conectados para restringir la rotación alrededor del eje longitudinal del paral y el desplazamiento horizontal perpendicular al eje del paral.
(d) Los entramados para sistemas de entrepiso y cubierta en edificios se diseñarán de acuerdo con esta parte del Reglamento.
(e) Los muros de corte para entramados livianos, arriostramiento mediante bandas diagonales (elementos que son parte del muro estructural) y diafragmas para resistir viento, sismo y otras cargas laterales en su propio plano, se diseñaran de acuerdo con AISI S213.

F.4.4.4.1 — ***Diseño completamente en acero de ensambles de parales de muro*** **—** En los ensambles de parales de muro que utilizan un diseño completamente en acero se despreciará la contribución estructural de los paneles de cerramiento sujetos a estos y deberán cumplir con los requisitos de F.4.3. Para miembros en compresión con perforaciones en el alma circulares y no circulares, las propiedades de la sección efectiva se determinarán de acuerdo con la sección F.4.2.2.2.

F.4.4.5 — CONSTRUCCIÓN DE DIAFRAGMAS EN ACERO PARA ENTREPISOS, CUBIERTAS O MUROS — La resistencia nominal al cortante en su propio plano de un diafragma, S_n, se establecerá mediante cálculo o ensayos. Los factores de resistencia para los diafragmas dados en la tabla F.4.4.5-1 se aplicarán a ambos métodos. Si la resistencia nominal al cortante se establece solo por ensayos sin definir todos los umbrales de estados límites, los factores de resistencia se limitarán a los valores dados en la tabla F.4.4.5-1 para las conexiones tipo y los modos de falla relacionados con la conexión. El estado límite multiplicado por un factor más desfavorable controlará el diseño. Donde se empleen combinaciones de sujetadores dentro de un sistema de diafragma se utilizará el factor más desfavorable.

ϕ_d = como se especifica en la tabla F.4.4.5-1

Tabla F.4.4.5-1
Factores de resistencia para diafragmas

Tipo de carga o combinación	Tipo de conexión	Estado Límite	
		Relativa a la Conexión	Pandeo del Panel*
		ϕ_d	ϕ_d
Sismo	Soldada	0.55	0.80
	Atornillada	0.65	
Viento	Soldada	0.70	
	Atornillada		
Todas las demás	Soldada	0.60	
	Atornillada	0.65	

Nota:
*El pandeo del panel es una deformación fuera del plano del elemento y no se relaciona con el pandeo local que se presenta en los sujetadores

Para otro tipo de sujetadores mecánicos diferentes a tornillos ϕ_d no será mayor que los valores mostrados en la tabla F.4.4.5-1 para tornillos.

Adicionalmente, los valores de ϕ_d utilizando sujetadores mecánicos diferentes a tornillos deben limitarse a los valores de ϕ establecidos a través de calibración de la resistencia al cortante de un sujetador individual, a menos que existan los datos suficientes para establecer un efecto de sistema de diafragma acorde con la sección F.4.6.1.1. La calibración de la resistencia al cortante del sujetador incluirá el tipo de material del diafragma. La calibración de las resistencias al cortante de sujetadores individuales estará de acuerdo con la sección F.4.6.1.1. El conjunto para ensayo debe ser tal que el modo de falla evaluado sea representativo del diseño. Debe considerarse el impacto del espesor del material de soporte sobre el modo de falla.

F.4.4.6 — SISTEMAS DE MUROS Y CUBIERTAS METÁLICAS — Las disposiciones de la sección F.4.4.6.1 a la sección F.4.4.6.3 aplicarán para sistemas de muro y cubierta metálicos que incluyan correas de acero formado en frío, largueros, paneles de cubierta y muro, o paneles de cubierta tipo junta continua (Standing Seam), según sea aplicable.

F.4.4.6.1 — ***Correas, Largueros y otros miembros***

F.4.4.6.1.1 — ***Miembros en flexión con una aleta completamente sujeta a tableros o a paneles de cerramiento*** **—** Esta sección no aplica a una viga continua en la región entre puntos de inflexión adyacentes al soporte o a vigas en voladizo.

La resistencia nominal a flexión, M_n, de una sección C ó Z cargada en un plano paralelo al alma, con la aleta a tensión sujeta a un tablero ó panel y con la aleta a compresión no arriostrada lateralmente, se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.4.6-1.

$$M_n = RS_eF_y \qquad \text{(F.4.4.6-1)}$$
$$\phi_b = 0.90$$

Donde R se obtiene de la tabla F.4.4.6-1 para una luz simple con secciones C o Z, y
$R = 0.60$ para secciones C en luces continuas
$R = 0.70$ para secciones Z en luces continuas
S_e y F_y = son los valores definidos en la sección F.4.3.3.1.1

El factor de reducción, R, se limitará a sistemas de cubierta y muro que cumplan las siguientes condiciones:

(1) Altura del miembro ≤ 292 mm
(2) Aletas en el miembro con rigidizadores de borde
(3) $60 \leq$ altura/espesor ≤ 170
(4) $2.8 \leq$ altura/ancho del ala ≤ 4.5
(5) $16 \leq$ ancho plano/espesor del ala ≤ 43
(6) Para sistemas de luce continuas, la longitud del traslapo en cada apoyo interior hacia cada lado (distancia del centro del apoyo al final del traslapo) no será menor que $1.5d$
(7) Longitud del vano para el miembro no mayor a 10 m
(8) Ambas aletas están restringidas al movimiento lateral en los apoyos
(9) Los paneles de muro o cubierta serán láminas de acero con 340 MPa como esfuerzo mínimo de fluencia y un mínimo de 0.46 mm para el espesor del metal base, con una altura de formación de crestas mínima de 29 mm espaciadas un máximo de 305 mm a centros, y sujetas de tal forma que inhiban de manera efectiva el movimiento relativo entre el panel y la aleta de la correa
(10) El aislamiento es una capa en fibra de vidrio de hasta 152 mm de espesor localizada entre el miembro y el panel de una manera compatible con el sujetador usado.
(11) Tipo de sujetador: mínimo tornillos de lámina de metal No.12 autorroscante o autorremachante o remaches de 4.76 mm y arandelas de 12.7 mm de diámetro.
(12) Los sujetadores deben ser tornillos de tipo estructural.
(13) La distancia entre sujetadores no debe ser mayor que 305 mm centro a centro y éstos deben estar localizados cerca del centro de la aleta de la viga y adyacentes a la cresta del panel.
(14) El punto de fluencia de diseño del miembro no debe exceder 410 MPa.

Si alguna de las variables no cumple con los límites establecidos anteriormente, deben realizarse ensayos a escala natural de acuerdo con la sección F.4.6.1, o diseñar utilizando un método racional de análisis. Para sistemas de correas continuos en los cuales las luces de vanos adyacentes varían más del 20%, los valores de R para los vanos adyacentes deben tomarse de la tabla F.4.4.6–1. Se permite la realización de ensayos de acuerdo con la sección F.4.6.1 como procedimiento alternativo al descrito en este numeral.

Tabla F.4.4.6-1
Valores de R para secciones C ó Z en luces simples

Rango de Altura, mm	Perfil	R
$d \leq 165$	C o Z	0.70
$165(6.5) < d \leq 216$	C o Z	0.65
$216(8.5) < d \leq 292$	Z	0.50
$216(8.5) < d \leq 292$	C	0.40

Para miembros en luces simples, R se reducirá debido a los efectos del aislamiento comprimido entre la lámina de acero y el miembro. La reducción debe ser calculada multiplicando R de la tabla F.4.4.6-1 por el siguiente factor de corrección, r:

$$r = 1.00 - 0.0004t_i \text{ con } t_i \text{ en milímetros} \qquad \text{(F.4.4.6-2)}$$

Donde:
t_i = Espesor del aislamiento en fibra de vidrio no comprimido, mm

F.4.4.6.1.2 — ***Miembros a flexión con una aleta sujeta a un sistema de cubierta de junta continua (Standing Seam)*** **—** La resistencia nominal a flexión, M_n, de una sección C o Z, cargada en un plano paralelo al alma que soporte un sistema de cubierta de junta continua en la aleta superior se determinará utilizando un arriostramiento discreto y las especificaciones de la sección F.4.3.3.1.2.1 o podrá calcularse de acuerdo con este numeral.

$$M_n = RS_eF_y \qquad \text{(F.4.4.6-3)}$$
$$\phi_b = 0.90$$

Donde:
R = Factor de reducción determinado de acuerdo con AISI S908[7]
S_e y F_y son definidos en la sección F.4.3.3.1.1

F.4.4.6.1.3 — ***Miembros en compresión con una aleta sujeta completamente a un tablero o panel de cerramiento*** **—** Las disposiciones aquí dadas son aplicables a secciones C ó Z cargadas concéntricamente a lo largo de su eje longitudinal con solo una aleta sujeta a un tablero o panel de cerramiento con elementos de conexión.

La resistencia nominal bajo carga axial de una sección C ó Z, en una luz simple o continua, se calculará como sigue:

(a) La resistencia nominal en el eje débil se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.4.6-5.

$$P_n = C_1C_2C_3AE/29\,500 \qquad \text{(F.4.4.6-4)}$$
$$\phi_c = 0.85$$

Donde:
$$C_1 = (0.79x + 0.54) \qquad \text{(F.4.4.6-5)}$$
$$C_2 = (1.17\alpha t + 0.93) \qquad \text{(F.4.4.6-6)}$$
$$C_3 = \alpha(2.5b - 1.63d) + 22.8 \qquad \text{(F.4.4.6-7)}$$

[7] AISI. American Iron and Steel Institute. Remitirse a los documentos de referencia.

Donde:
x = para secciones Z es la distancia al conector o elemento de sujeción, medida desde el lado exterior del alma, dividido entre el ancho de la aleta, tal como se muestra en la figura F.4.4.6-1.
= para secciones C, es el ancho de la aleta menos la distancia al sujetador, medido a partir del lado externo del alma, dividido entre el ancho de la aleta, tal como se muestra en la figura F.4.4.6-1.

α = 0.0394 cuando t, b y d están en milímetros
t = espesor de la sección C o Z, mm
b = ancho de aleta de la sección C o Z, mm
d = altura de la sección C o Z, mm
A = area completa transversal no reducida para secciones C o Z
E = módulo de elasticidad del acero, 203 000 Mpa

La ecuación F.4.4.6-5 será aplicable a sistemas de cubiertas y muros que cumplan las siguientes condiciones:

(1) $t \leq 3.22$ mm
(2) 152 mm $\leq d \leq 305$ mm
(3) Las aletas son elementos en compresión rigidizados en el borde
(4) $70 \leq d/t \leq 170$
(5) $2.8 \leq d/b \leq 5$
(6) $70 \leq$ ancho plano del ala$/t \leq 50$
(7) Ambas aletas están restringidas a movimiento lateral en los apoyos
(8) La cubierta metálica o los paneles de muro en acero tendrán conectores o elementos de sujeción espaciados entre centros 305 mm como máximo, con una rigidez lateral-rotacional mínima de $10\,300\ N/m/m$ (sujeto en la mitad del ancho de la aleta para determinación de la rigidez) como se determina con el procedimiento de ensayo del AISI[8]
(9) Las secciones C y Z tendrán un punto de fluencia mínimo de 230 MPa
(10) La longitud de la luz no excederá 10 m

(b) Para la resistencia nominal en el eje fuerte deben utilizarse las ecuaciones de las secciones F.4.3.4.1 y F.4.3.4.1.1

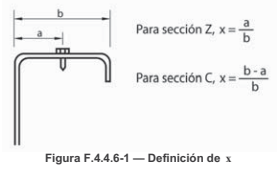


Figura F.4.4.6-1 — Definición de x

F.4.4.6.1.4 — ***Miembros en compresión de secciones Z con una aleta sujeta a un sistema de cubierta de junta continua (Standing Seam)*** **—** Las disposiciones de este numeral aplican a secciones Z cargadas concéntricamente a lo largo de su eje longitudinal, con una sóla aleta sujeta a paneles de cubierta de junta continua (Standing Seam). Alternativamente, los valores de diseño de un sistema particular podrán tomarse con base en puntos de arriostramiento discreto, o en ensayos de acuerdo con F.4.6.

[8] Puede obtenerse más información sobre el procedimiento de ensayo en el documento AISI S901.

La resistencia nominal axial de secciones Z, en luces simples o continuas, se calculará de acuerdo con los incisos a) y b)

(a) Para la resistencia de diseño en el eje débil

$$P_n = k_{af}RF_yA \qquad \text{(F.4.4.6-8)}$$
$$\phi = 0.85$$

Donde:
Para $d/t \leq 90$
$k_{af} = 0.36$

Para $90 < d/t \leq 130$
$$k_{af} = 0.72 - \frac{d}{250t} \qquad \text{(F.4.4.6-9)}$$

Para $d/t > 130$
$k_{af} = 0.20$

R = factor de reducción determinado de pruebas de carga de succión realizadas acorde con AISI S908
A = áea transversal total no reducida de la sección Z
d = altura de la sección Z
t = espesor de la sección Z

Remitirse a la sección F.4.3.3.1.1 para definición de F_y.

El uso de la ecuación F.4.4.6-9 se limitará a los sistemas de cubierta que cumplan con las siguientes condiciones:

(1) Espesor de correa, 1.37 mm $\leq t \leq$ 3.22 mm
(2) 152 mm $\leq d \leq$ 305 mm
(3) Las aletas son elementos en compresión rigidizados en el borde
(4) $70 \leq d/t \leq 170$
(5) $2.8 \leq d/b < 5$ donde b = ancho de aleta de la sección Z
(6) $16 \leq$ ancho plano del ala$/t < 50$
(7) Ambas aletas están restringidas a movimiento lateral en los apoyos
(8) Esfuerzo de fluencia, $F_y \leq 483$ Mpa

(b) Para la resistencia de diseño alrededor del eje fuerte deben utilizarse las ecuaciones de las secciones F.4.3.4.1 y F.4.3.4.1.1

F.4.4.6.2 — ***Sistema de panel de cubierta de junta continua (Standing Seam)***

F.4.4.6.2.1 — ***Resistencia de sistema de panel de cubierta de junta continua (Standing Seam)*** **—** Bajo cargas gravitacionales, la resistencia nominal de los paneles de cubierta de junta continua se determinará de acuerdo con F.4.2 y F.4.3 de este Reglamento o mediante ensayos de acuerdo con el documento AISI S906. Bajo cargas de succión, la resistencia nominal del panel de cubierta de junta continua se determinará de acuerdo con las especificaciones AISI S906. Se deberán realizar ensayos de acuerdo con el documento AISI S906 con las siguientes excepciones:

(1) Se permitirá el procedimiento de ensayo de succión para cubiertas de paneles clase 1 descrito en FM 4471[9]

[9] Procedimiento de ensayo descrito por Factory Mutual (FM Approvals)

(2) Se permitirán ensayos existentes conducidos de acuerdo con el procedimiento de ensayo de succión descrito por el CEGS 07416[10] y anteriores a esta norma

Se permite el uso de los procedimientos de ensayo descritos en la norma ASTM E1592 para las pruebas de carga sobre cubierta. El factor de resistencia, ϕ, no debe ser mayor a 0.90. Cuando el número de conjuntos para ensayo es menor a 3, se usará un factor de resistencia, ϕ, de 0.80.

F.4.4.6.3 — Arriostramiento y anclaje de sistemas de cubierta

F.4.4.6.3.1 — Anclaje del arriostramiento para sistemas cubierta-correa bajo carga gravitacional con la aleta superior conectada a un tablero metálico — Para sistemas de cubierta con secciones C y Z, con un tablero metálico, o una cubierta de junta continua (Standing Seam) conectados a las aletas superiores y diseñados de acuerdo con las secciones F.4.3.3.1 y F.4.4.6.1, debe suministrarse un dispositivo de anclaje capaz de transferir las fuerzas del diafragma de cubierta al apoyo. Cada dispositivo de anclaje debe diseñarse para resistir una fuerza, P_{L}, determinada por la ecuación F.4.4.6-11 y debe satisfacer los requisitos de rigidez mínima de la ecuación F.4.4.6-17. Adicionalmente, las correas deben ser restringidas por el tablero metálico de tal forma que los desplazamientos laterales máximos de la aleta superior entre líneas de anclaje lateral, evaluado con las cargas de servicio, no excedan la longitud del vano dividida por 360.

Los dispositivos de anclaje[11], o riostras, se localizarán en cada vano de correas y se conectarán al miembro en la aleta superior o cerca de ella. Si los dispositivos de anclaje no están directamente conectados a todas las líneas de correas de cada vano, se suministrarán mecanismos para transmitir las fuerzas desde otra línea de correas a los dispositivos de anclaje. Debe demostrarse que la fuerza requerida, P_{L}, puede transferirse al dispositivo de anclaje a través del tablero de cubierta y su sistema de sujeción. La rigidez lateral del dispositivo de anclaje se determinará mediante análisis o ensayos. Estos análisis o ensayos deben tomar en cuenta los efectos de la flexibilidad del alma de la correa sobre la conexión del dispositivo de anclaje.

$$P_{L,j} = \sum_{i=1}^{N_p}\left(P_i \frac{K_{eff_{i,j}}}{k_{total_i}}\right) \qquad \textbf{(F.4.4.6-10)}$$

Donde:

$P_{L,j}$ = fuerza lateral que debe ser resistida por el dispositivo de anclaje **j−ésimo** (es positiva cuando la restricción se requiere para restringir el movimiento de las correas en la dirección hacia arriba de la pendiente de cubierta)

N_p = número de líneas de correas en la pendiente de la cubierta

i = índice para cada línea de correas $(i = 1, 2, ..., N_p)$

j = índice para cada dispositivo de anclaje $(j = 1, 2, ..., N_a)$

Donde:

N_a = número de dispositivos de anclaje a lo largo de una línea de anclajes

P_i = fuerza lateral introducida al sistema en la **i−ésima** correa

$$= (C1) W_{P_i}\left\{\left[\left(\frac{C2}{1\,000}\right)\frac{I_{xy} L}{I_x d} + (C3)\frac{(m + 0.25b)t}{d^2}\right]\alpha \cos\theta - (C4)\,sen\,\theta\right\} \qquad \textbf{(F.4.4.6-11)}$$

Donde:

C1, **C2**, **C3** y **C4** = Coeficientes presentados en las tablas F.4.4.6-2 a F.4.4.6-4.

W_{P_i} = carga total vertical requerida soportada por la **i−ésima** correa en un solo vano

$$= w_i L \qquad \textbf{(F.4.4.6-12)}$$

[10] Procedimiento de ensayo descrito por the Corps of Engineers of USA
[11] En esta parte del Reglamento se utilizará el término "dispositivo de anclaje" en lugar de "riostra"

Donde:

w_i = carga gravitacional distribuida soportada por la **i−ésima** correa, por unidad de longitud (determinada a partir de la combinación crítica para diseño)

I_{xy} = producto de inercia de la sección completa no reducida alrededor de ejes centroidales paralelos y perpendiculares al alma de la correa ($I_{xy} = 0$ para secciones C)

L = longitud del vano de la correa

m = distancia desde el centro de cortante al plano medio del alma ($m = 0$ para secciones Z)

b = ancho de la aleta superior de la correa

t = espesor de la correa

I_x = momento de inercia de la sección completa no reducida alrededor del eje centroidal perpendicular al alma de la correa

d = altura de la correa

α = +1 si la aleta superior de la correa señala hacia arriba de la pendiente
= -1 si la aleta superior de la correa señala hacia abajo de la pendiente

θ = ángulo entre la vertical y el plano del alma de la correa

$K_{eff_{i,j}}$ = rigidez lateral efectiva del **j−ésimo** dispositivo de anclaje con respecto a la **i−ésima** correa

$$= \left[\frac{1}{K_a} + \frac{d_{B_{i,j}}}{(C6) L A_p E}\right]^{-1} \qquad \textbf{(F.4.4.6-13)}$$

Donde:

$d_{B_{i,j}}$ = distancia medida a lo largo de la pendiente de cubierta entre la **i−ésima** línea de correas y el **j−ésimo** dispositivo de anclaje

K_a = rigidez lateral del dispositivo de anclaje

C6 = coeficiente tomado de las tablas F.4.4.6-2 a F.4.4.6-4

A_p = área bruta de la sección transversal del panel de cubierta, por unidad de ancho

E = módulo de elasticidad del acero

K_{total_i} = rigidez lateral efectiva de todos los elementos que resisten la fuerza P_i

$$= \sum_{j=1}^{N_a}\left(K_{eff_{i,j}}\right) + K_{sys} \qquad \textbf{(F.4.4.6-14)}$$

Donde:

K_{sys} = rigidez lateral del sistema de cubierta, despreciando el aporte de los dispositivos de anclaje

$$= \left(\frac{C5}{1\,000}\right)(N_p)\frac{E L t^2}{d^2} \qquad \textbf{(F.4.4.6-15)}$$

Para sistemas con luces múltiples la fuerza P_i, calculada de acuerdo con la ecuación F.4.4.6-12 y los coeficientes **C1** a **C4** de las tablas F.4.4.6-2 a F.4.4.6-4, en los casos de "línea exterior de pórticos", "vano de extremo" o "anclaje exterior del vano de extremo", debe ser mayor al 80% de la fuerza determinada usando los coeficientes **C2** a **C4** para todas las otras posiciones del área de cubierta.

Para sistemas con luces múltiples y dispositivos de anclaje en los apoyos, cuándo los dos vanos adyacentes tengan diferentes propiedades de sección o luces diferentes, los valores de P_i en la ecuación F.4.4.6-11 y ecuación F.4.4.6-18 deben tomarse como el promedio de los valores encontrados a partir de la ecuación F.4.4.6-12, evaluados separadamente para cada uno de los dos vanos. Los valores de K_{sys} y $K_{eff_{i,j}}$ en las ecuaciones F.4.4.6-11 y F.4.4.6-15 se calcularán usando las ecuaciones F.4.4.6-14 y F.4.4.6-16, con los valores promedios de L, t y d de ambos vanos.

Para sistemas con luces múltiples y dispositivos de anclaje en los tercios o los puntos medios, cuándo los vanos adyacentes tienen diferentes propiedades de sección o luces diferentes al vano en consideración, se debe utilizar el siguiente procedimiento para tener en cuenta la influencia de los

vanos adyacentes. Los valores para P_i en la ecuación F.4.4.6-11 y la ecuación F.4.4.6-18 deben tomarse como el promedio de los valores encontrados a partir de la ecuación F.4.4.6-12, evaluada separadamente para cada uno de los tres vanos. El valor de K_{sys} en la ecuación F.4.4.6-15 debe calcularse usando la ecuación F.4.4.6-16, con L, t y d tomados como el promedio de los valores en los tres vanos. Los valores de $K_{eff_{i,j}}$ deben calcularse usando la ecuación F.4.4.6-14, con L tomado como la luz del vano bajo consideración. En un vano de extremo, cuando se calculan los valores promedio para P_i o se promedian las propiedades para el cálculo de K_{sys}, estos deben hallarse mediante la suma del valor proveniente del primer vano interior más dos veces el valor obtenido del vano de extremo y dividiendo el total de la suma por tres.

La rigidez total efectiva en cada correa debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$K_{total_i} \geq K_{req} \qquad \textbf{(F.4.4.6-16)}$$

Donde:

$$K_{req} = \frac{1}{\phi}\frac{20\left|\sum_{i=1}^{N_p} P_i\right|}{d} \qquad \textbf{(F.4.4.6-17)}$$

$\phi = 0.75$

En lugar de las ecuaciones F.4.4.6-11 a F.4.4.6-16, se permite un análisis alternativo para las fuerzas de restricción lateral. Un análisis de este tipo debe incluir los efectos de primer o segundo orden y tener en cuenta también los efectos de la pendiente de cubierta, torsión resultante debido a cargas aplicadas excéntricas al centro de cortante, torsión resultante de las resistencia lateral suministrada por el cerramiento y cargas aplicadas oblicuamente a los ejes principales. Este análisis alternativo debe incluir también los efectos de la restricción lateral y rotacional suministrada por el tablero sujeto a la aleta superior de los miembros. Debe considerarse la rigidez del dispositivo de anclaje y tomarse en cuenta el efecto de la flexibilidad del alma de la correa sobre la conexión del dispositivo de anclaje.

Cuando las fuerzas de restricción lateral se determinan por medio de un análisis racional, el máximo desplazamiento lateral de la aleta superior de la correa entre líneas de arriostramiento lateral evaluado con las cargas de servicio no excederá la luz del vano dividida por 360. El desplazamiento lateral de la aleta superior de la correa en la línea de restricción, Δ_{rf} se calculará a los niveles de cargas mayoradas para diseño y debe limitarse por:

$$\Delta_{rf} \leq \phi\frac{d}{20} \qquad \textbf{(F.4.4.6-18)}$$

Tabla F.4.4.6-2
Coeficientes para restricciones en los apoyos

			C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
Luz simple	Sujeto a lo largo de su longitud (TF)		0.5	8.2	33	0.99	0.43	0.17
	Cubierta de junta continua (Standing Seam) (SS)		0.5	8.3	28	0.61	0.29	0.051
Luces múltiples	TF	Línea de pórtico exterior	0.5	14	6.9	0.94	0.073	0.085
		Línea de primer pórtico interior	1.0	4.2	18	0.99	2.5	0.43
		Todos los demás puntos	1.0	6.8	23	0.99	1.8	0.36
	SS	Línea de pórtico de exterior	0.5	13	11	0.35	2.4	0.25
		Línea de primer pórtico interior	1.0	1.7	69	0.77	1.6	0.13
		Todos los demás puntos	1.0	4.3	55	0.71	1.4	0.17

Tabla F.4.4.6-3
Coeficientes para restricciones en los puntos medios

			C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
Luz simple	Sujeto a lo largo de su longitud (TF)		1.0	7.6	44	0.96	0.75	0.42
	Cubierta de junta continua (Standing Seam) (SS)		1.0	7.5	15	0.62	0.35	0.18
Luces múltiples	TF	Vano de extremo	1.0	8.3	47	0.95	3.1	0.33
		Primer vano interior	1.0	3.6	53	0.92	3.9	0.36
		Todos los demás puntos	1.0	5.4	46	0.93	3.1	0.31
	SS	Vano de extremo	1.0	7.9	19	0.54	2.0	0.08
		Primer vano interior	1.0	2.5	41	0.47	2.6	0.13
		Todos los demás puntos	1.0	4.1	31	0.46	2.7	0.15

Tabla F.4.4.6-4
Coeficientes para restricciones en los tercios

			C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
Luz simple	Sujeto a lo largo de su longitud (TF)		0.5	7.8	42	0.98	0.39	0.40
	Cubierta de junta continua (Standing Seam) (SS)		0.5	7.3	21	0.73	0.19	0.18
Luces múltiples	TF	Anclaje exterior de vano de extremo	0.5	15	17	0.98	0.72	0.043
		Anclaje interior de vano de extremo y anclaje exterior de primer vano interior	0.5	2.4	50	0.96	0.82	0.20
		Todos los demás puntos	0.5	6.1	41	0.96	0.69	0.12
	SS	Anclaje exterior de vano de extremo	0.5	13	13	0.72	0.59	0.035
		Anclaje interior de vano de extremo y anclaje exterior de primer vano interior	0.5	0.84	56	0.64	0.20	0.14
		Todos los demás puntos	0.5	3.8	45	0.65	0.10	0.014

F.4.4.6.3.2 — Arriostramiento lateral y de estabilidad alternativo para sistemas cubierta-correa — Se permite el arriostramiento torsional que evite el giro alrededor del eje longitudinal de un miembro, en combinación con restricciones laterales que eviten el desplazamiento lateral de la aleta superior en la línea del pórtico, en lugar de los requisitos de la sección F.4.4.6.3.1. La riostra torsional debe prevenir la rotación de la sección transversal en el punto de arriostramiento discreto a lo largo de la luz del miembro. La conexión de las riostras debe hacerse en, o cerca de, ambas aletas de secciones abiertas comunes, incluyendo las secciones C y Z. La efectividad de las riostras torsionales en la prevención de la rotación de la sección transversal y la resistencia requerida de las riostras laterales en la línea del pórtico se determinará por medio de un análisis racional de ingeniería ó ensayos. El desplazamiento lateral de la aleta superior de la sección C o Z en la línea del pórtico deberá limitarse a $\phi d/20$, , calculado para carga mayorada, donde d es la altura del miembro en sección C ó Z, y ϕ es el factor de resistencia . El desplazamiento lateral entre líneas de pórticos, calculado para carga de servicio, se limita a $L/180$, donde L es la luz del vano del miembro. Para parejas de correas adyacentes, que se restrinjan contra rotación la una a la otra, no se requiere anclaje externo para el arriostramiento torsional.

$\phi = 0.75$

F.4.5 — CONEXIONES Y UNIONES

F.4.5.1 — GENERALIDADES — Las conexiones se diseñaran para transmitir la resistencia requerida actuante sobre los miembros conectados, teniendo en cuenta la excentricidad cuando sea aplicable.

F.4.5.2 — CONEXIONES SOLDADAS — El siguiente criterio de diseño aplicará a conexiones soldadas utilizadas para miembros estructurales de acero formado en frío en los cuales el espesor de la parte conectada más delgada es 4.76 mm o menos. Para el diseño de conexiones soldadas en las cuales el espesor de la parte conectada más delgada sea mayor a 4.76 mm debe remitirse a las especificaciones establecidas en el numeral F.2. La sección F.4.4.5 aplicará para los casos donde se utilicen diafragmas.

Las soldaduras de arco en las que al menos una de las partes conectadas sea de un espesor de 4.76 mm o menor deben realizarse de acuerdo con las disposiciones AWS D1.3[1], a menos que se especifique algo diferente en este Reglamento. Los soldadores y procedimientos de soldadura deben estar calificados como se especifica en AWS D1.3. Estas disposiciones son aplicables a todas las posiciones de soldadura que se listan en la tabla F.4.5.2-1. Las soldaduras por procesos de resistencia deben ser realizadas de conformidad con los procedimientos dados en AWS C1.1 ó AWS C1.3.

Tabla F.4.5.2-1
Posiciones para soldar

Conexión	Posición para soldar					
	Soldadura de ranura a tope	Punto de soldadura de arco	Cordón de soldadura de arco	Soldadura de filete, de solape o T	Soldadura de ranura abocinada en bisel	Soldadura de ranura abocinada en V
Lámina a lámina	P H V S	-- -- -- --	P H -- --	P H V S	P H V S	P H V S
Lámina a miembro de apoyo	-- -- -- --	P -- -- --	P -- -- --	P H V S	P H V S	-- -- -- --

P = Plana, H = Horizontal, V = Vertical, S = Sobrecabeza

F.4.5.2.1 — *Soldaduras acanalada en juntas a tope* — La resistencia nominal, P_n, de una soldadura acanalada en una junta a tope, por uno o ambos lados, se determinará de acuerdo con los incisos (a) o (b), el que sea aplicable.

(a) Para tensión o compresión normales al área efectiva o paralelas al eje de la soldadura, la resistencia nominal, P_n, se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.5.2-1:

$$P_n = Lt_e F_y \qquad \text{(F.4.5.2-1)}$$
$$\phi = 0.90$$

(b) Para cortante en el área efectiva, la resistencia nominal, P_n, será el menor valor calculado de acuerdo con las ecuaciones F.4.5.2-2 y F.4.5.2-3:

$$P_n = Lt_e\, 0.6F_{xx} \qquad \text{(F.4.5.2-2)}$$
$$\phi = 0.80$$

$$P_n = Lt_e F_y / \sqrt{3} \qquad \text{(F.4.5.2-3)}$$
$$\phi = 0.90$$

Donde:
P_n = resistencia nominal de la soldadura acanalada
L = longitud de la soldadura
t_e = dimensión de la garganta efectiva de la soldadura acanalada
F_y = esfuerzo de fluencia del acero base de más baja resistencia
F_{xx} = resistencia última del electrodo

F.4.5.2.2 — *Soldadura de tapón* — Las soldaduras de tapón permitidas por este Reglamento se usarán para soldar láminas a miembros de soporte de espesor mayor o para soldar láminas entre sí, en posición plana.

[1] AWS (American Welding Society). AWS D1.3/D1.3M:2008 Structural Welding Code – Sheet Steel

Estas soldaduras no pueden realizarse cuando el espesor más delgado a conectar sea mayor de 3.8mm, ni cuando una combinación de láminas exceda dicho espesor.

Se deben utilizar arandelas para soldar, como se muestra en las figuras F.4.5.2-1 y F.4.5.2-2, cuando el espesor de lámina sea menor a 0.711 mm. Las arandelas para soldar deben tener espesores entre 1.27 y 2.03 mm, con una perforación mínima de 9.53 mm de diámetro. Las soldaduras lámina a lámina no requerirán arandelas para soldar.

Las soldaduras de tapón deben especificarse con un diámetro efectivo de área de fusión mínimo, d_e, que no puede ser menor a 9.5 mm.

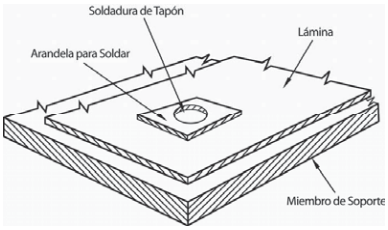


Figura F.4.5.2-1 — Arandela para soldadura típica

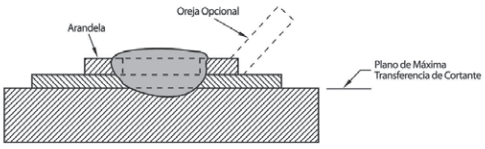


Figura F.4.5.2-2 — Soldadura de tapón con arandela

F.4.5.2.2.1 — *Cortante*

F.4.5.2.2.1.1 — *Distancia mínima al borde* — La distancia medida en la línea de la fuerza, a partir del eje central de una soldadura, al borde más cercano de otra soldadura adyacente o al borde final de la parte conectada hacia la cual se dirige la fuerza, no será menor que el valor e_{min} determinado con las ecuación F.4.5.2-4. Remitirse a las figuras F.4.5.2-3 y F.4.5.2-4 para distancias al borde de soldaduras de tapón.

$$e_{min} = \frac{\overline{P}}{\phi F_u t} \qquad \text{(F.4.5.2-4)}$$

Cuando $F_u/F_{xy} \geq 1.08$
$\phi = 0.70$

Cuando $F_u/F_{xy} < 1.08$
$\phi = 0.60$

Donde:
F_u = resistencia última de acuerdo con F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2
t = espesor combinado total del acero base (sin incluir recubrimientos) de las láminas involucradas en la transferencia de cortante arriba del plano de máxima transferencia de corte.
$\overline{P}$ = resistencia a cortante de diseño transmitida por la soldadura. $\overline{P} = P_u$
F_{xy} = esfuerzo de fluencia de acuerdo con la sección F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2

Adicionalmente, la distancia desde el eje de cualquier soldadura hasta el borde extremo o límite del miembro conectado no será menor a $1.5d$. En ningún caso la distancia libre entre soldaduras y el borde extremo del miembro será menor a $1.0d$.

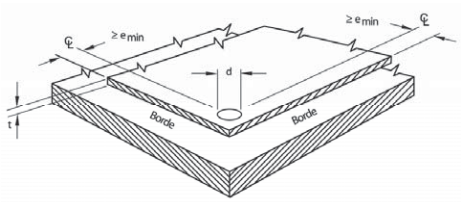


Figura F.4.5.2-3 — Distancia al borde para soldaduras de tapón — lámina sencilla

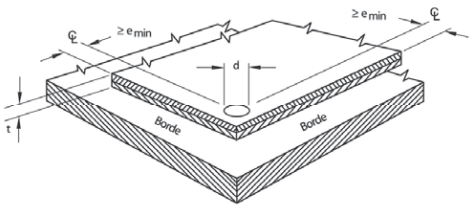


Figura F.4.5.2-4 — Distancia al borde para soldaduras de tapón — doble lámina

F.4.5.2.2.1.2 — *Resistencia a cortante para láminas soldadas a un miembro de soporte de mayor espesor* — La resistencia nominal a cortante, P_n, de cada soldadura de tapón entre la lámina, ó láminas, y un miembro de apoyo de mayor espesor se determinará el valor más pequeño entre los incisos (a) o (b).

(a) $P_n = \left(\pi d_e^2/4\right) 0.75F_{xx}$ **(F.4.5.2-5)**
$\phi = 0.60$

(b) Para $\left(d_a/t\right) \leq 0.815\sqrt{E/F_u}$
$P_n = 2.20 t d_a F_u$ **(F.4.5.2-6)**
$\phi = 0.70$

(c) Para $0.815\sqrt{E/F_u} < \left(d_a/t\right) < 1.397\sqrt{E/F_u}$

$$P_n = 0.280\left[1 + 5.59\frac{\sqrt{E/F_u}}{d_a/t}\right] t d_a F_u \qquad \text{(F.4.5.2-7)}$$
$\phi = 0.55$

(d) Para $\left(d_a/t\right) \geq 1.397\sqrt{E/F_u}$
$P_n = 1.40 t d_a F_u$ **(F.4.5.2-8)**
$\phi = 0.50$

Donde:
P_n = resistencia nominal a cortante de la soldadura de tapón
d_e = diámetro efectivo del área de fusión en el plano de la máxima transferencia de cortante
= $0.7d - 1.5t \leq 0.55d$ **(F.4.5.2-9)**

Donde:
d = diámetro visible de la superficie exterior de la soldadura de tapón
t = espesor combinado total del acero base (sin incluir recubrimientos) de las láminas involucradas en la transferencia de cortante arriba del plano de máxima transferencia de corte.
F_{xx} = resistencia última del electrodo
d_a = diámetro promedio de la soldadura de tapón en la mitad del espesor t, donde $d_a = (d - t)$ para una lámina o para no más de cuatro láminas sobrepuestas sobre el miembro de soporte. Véase las figuras F.4.5.2-5 y F.4.5.2-6 para las definiciones del diámetro.
E = módulo de elasticidad del acero
F_u = resistencia última determinada conforme con la sección F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2

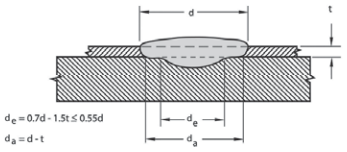


Figura F.4.5.2-5 — Soldadura de tapón — Espesor sencillo de lámina

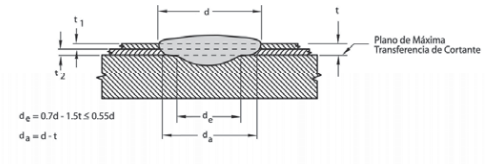


Figura F.4.5.2-6 — Soldadura de tapón — Doble espesor de lámina

F.4.5.2.2.1.3 — ***Resistencia a cortante para conexiones lámina a lámina*** **—** La resistencia nominal a cortante para cada soldadura entre dos láminas de igual espesor se determinará de acuerdo con la ecuación F.4.5.2-10.

$$P_n = 1.65 t d_a F_u \qquad \text{(F.4.5.2-10)}$$
$$\phi = 0.70$$

Donde:
P_n = resistencia nominal a cortante de la conexión lámina a lámina
t = espesor combinado total del acero base (sin incluir recubrimientos) de las láminas involucradas en la transferencia de cortante arriba del plano de máxima transferencia de corte
d_a = diámetro promedio de la soldadura de tapón en la mitad del espesor t. Ver la figura F.4.5.2-7 para definiciones del diámetro
= $(d - t)$

Donde:
d = diámetro visible de la superficie exterior de la soldadura de tapón
d_e = diámetro efectivo del área de fusión en el plano de máxima transferencia de cortante
= $0.7d - 1.5t \le 0.55d$
F_u = resistencia última de la lámina determinada de acuerdo con la sección F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.2

Adicionalmente, se deben aplicar los siguientes límites:

(1) $F_u \le 407$ MPa (59 ksi)
(2) $F_{xx} > F_u$
(3) 0.70 mm $\le t \le$ 1.60 mm

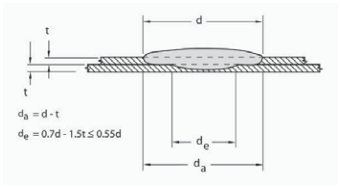


Figura F.4.5.2-7 — Soldadura de tapón — Lámina a lámina

F.4.5.2.2.2 — ***Tensión*** **—** La resistencia última nominal a tensión de levantamiento, P_n, de cada soldadura de tapón cargada concéntricamente y que conecta láminas y miembros de soporte, se calculará como el menor valor de las ecuaciones F.4.5.2-11 ó F.4.5.2-12.

$$P_n = \frac{\pi d_e^2}{4} F_{xx} \qquad \text{(F.4.5.2-11)}$$

$$P_n = 0.8\left(F_u / F_y\right)^2 t d_a F_u \qquad \text{(F.4.5.2-12)}$$

Para aplicación a tableros metálicos y paneles:
$\phi = 0.60$

Para otras aplicaciones:
$\phi = 0.50$

Deben aplicarse los siguientes límites:

$t d_a F_u \le 13.34$kN
$e_{min} \ge d$
$F_{xx} \ge 410$ MPa
$F_u \le 565$ MPa (de las láminas conectadas)
$F_{xx} > F_u$

Remitirse a la sección F.4.5.2.2.1 para la definición de las variables.

Para soldaduras de tapón cargadas excéntricamente sujetas a una carga de tensión de levantamiento, la resistencia última nominal se tomará como el 50% del valor obtenido en las ecuaciones anteriores.

Para conexiones de láminas múltiples, la resistencia se determinará mediante la suma de los espesores de lámina cuando se utilice la ecuación F.4.5.2-12.

La resistencia última nominal en las conexiones soldadas de traslapo lateral, dentro de un sistema de tableros, será el 70% de los anteriores valores.

Cuando se demuestre mediante ensayos que un procedimiento de soldadura proporciona consistentemente un diámetro efectivo mayor, d_e, o un diámetro promedio, d_a, cuando aplique, se permitirá el uso de este diámetro más grande siempre y cuando se haya seguido el procedimiento de soldadura específico para su realización.

F.4.5.2.3 — ***Soldadura de ranura*** **—** Las soldaduras de ranura (véase la figura F.4.5.2-8) cubiertas por esta especificación se aplicarán solo a los siguientes tipos de juntas:

(a) Entre lámina y un miembro de apoyo de mayor espesor en posición plana, y
(b) Lámina a lámina en posición plana u horizontal

La resistencia nominal a cortante, P_n, de una soldadura de ranura se determinará con el menor valor de las ecuaciones F.4.5.2-13 y F.4.5.2-14.

$$P_n = \left(\frac{\pi d_e^2}{4} + L d_e\right) 0.75 F_{xx} \qquad \text{(F.4.5.2-13)}$$

$$P_n = 2.5 t F_u \left(0.25L + 0.96 d_a\right) \qquad \text{(F.4.5.2-14)}$$
$$\phi = 0.60$$

Donde:
P_n = resistencia nominal a cortante de la soldadura de ranura
d_e = ancho efectivo de la ranura en las superficies fundidas
= $0.7d - 1.5t$ (F.4.5.2-15)

Donde:
d = ancho de la soldadura de ranura
L = longitud de la soldadura de ranura sin incluir los extremos redondeados (para efectos de cálculo L no excederá $3d$)
d_a = ancho promedio de la soldadura de ranura
= $(d - t)$ para una lámina sencilla o láminas dobles
F_u, F_{xx} y t = Valores definidos en la sección F.4.5.2.2.1

La mínima distancia al borde se determinará tal como se hace con las soldaduras de tapón de la sección F.4.5.2.2.1. Véase la figura F.4.5.2-9 para detalles.

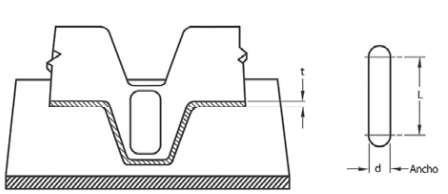


Figura F.4.5.2-8 — Soldadura de ranura — Lámina a miembro de soporte posición plana

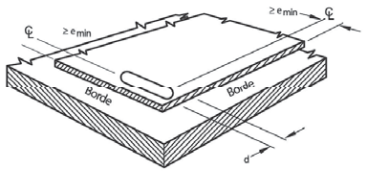


Figura F.4.5.2-9 — Distancias al borde para soldadura de ranura

F.4.5.2.4 — ***Soldaduras de filete*** **—** Las soldaduras de filete cubiertas por esta especificación aplicarán a la soldadura de juntas en cualquier posición, sea esta lámina a lámina o lámina a un miembro de acero de mayor espesor.

La resistencia nominal a cortante, P_n, de una soldadura de filete se determinará de acuerdo con esta sección.

(1) Para carga longitudinal

Para $L/t < 25$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01L}{t}\right) L t F_u \qquad \text{(F.4.5.2-16)}$$
$$\phi = 0.60$$

Para $L/t \ge 25$

$$P_n = 0.75 t L F_u \qquad \text{(F.4.5.2-17)}$$
$$\phi = 0.50$$

(2) Para carga transversal

$$P_n = t L F_u \qquad \text{(F.4.5.2-18)}$$
$$\phi = 0.65$$

Donde:
t = mínimo valor de t_1 o t_2, como se muestra en las figuras F.4.5.2-10 y F.4.5.2-11

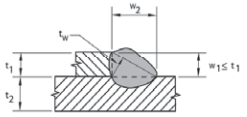
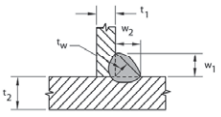


Figura F.4.5.2-10 — Soldaduras de filete — Junta traslapada



F.4.5.2.4-2 — Soldaduras de filete Junta en T

Adicionalmente, para $t > 2.54$ mm, la resistencia nominal a cortante determinada de acuerdo con (1) y (2), anteriormente descritos, no excederá el siguiente valor de P_n:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx} \qquad \text{(F.4.5.2-19)}$$
$$\phi = 0.60$$

Donde:
P_n = resistencia nominal de la soldadura de filete
L = longitud de la soldadura de filete
F_u y F_{xx} = valores definidos en la sección F.4.5.2.2.1
t_w = garganta efectiva
= $0.707 w_1$ ó $0.707 w_2$, el que sea menor. Se permite una garganta efectiva más grande si mediante ensayos se demuestra que el procedimiento de soldadura que se usará permite producir de manera consistente un valor mayor de t_w

Donde:
w_1 y w_2 = espesor en la base de la soldadura (véase las figuras F.4.5.2-10 y F.4.5.2-11) y $w_1 = t_1$ en las juntas traslapadas

F.4.5.2.5 — *Soldaduras abocinadas* — Las soldaduras abocinadas cubiertas por esta especificación se aplicarán a juntas soldadas en cualquier posición, ya sea lámina a lámina para soldaduras abocinadas en V, lámina a lámina para soldaduras abocinadas en media V o lámina a un miembro de acero de mayor espesor para soldaduras abocinadas en media V.

La resistencia nominal a cortante, P_n, de una soldadura abocinada se determinará de acuerdo con esta sección.

(a) Para soldaduras abocinadas en media V cargadas transversalmente (véase la figura F.4.5.2-12)

$$P_n = 0.833 t L F_u \qquad \text{(F.4.5.2-20)}$$
$$\phi = 0.60$$

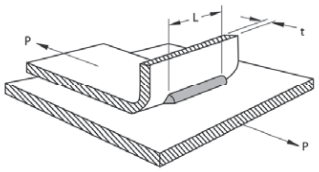


Figura F.4.5.2-12 — Soldadura abocinada en media V

(b) Para soldaduras abocinadas cargadas longitudinalmente (véase las figuras F.4.5.2-13 a F.4.5.2.5-7)

(1) Para $t \le t_w < 2t$ o si la altura del labio o pestaña, h, es menor que la longitud de soldadura, L:

$$P_n = 0.75 t L F_u \qquad \text{(F.4.5.2-21)}$$
$$\phi = 0.55$$

(2) Para $t_w \ge 2t$ con la altura del labio o pestaña, h, igual o más grande que la longitud de soldadura, L:

$$P_n = 1.50 t L F_u \qquad \text{(F.4.5.2-22)}$$
$$\phi = 0.55$$

Adicionalmente, para $t > 2.5$ mm, la resistencia nominal determinada de acuerdo con (a) y (b) no excederá el valor de P_n calculado conforme a la ecuación F.4.5.2-23.

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx} \qquad \text{(F.4.5.2-23)}$$
$$\phi = 0.60$$

Donde:
P_n = resistencia nominal de la soldadura abocinada
t = espesor del miembro soldado tal como se define en las figuras F.4.5.2-12 a F.4.5.2-18
L = longitud de la soldadura
F_u y F_{xx} = valores que se definen en la sección F.4.5.2.2.1
h = altura de la pestaña o labio

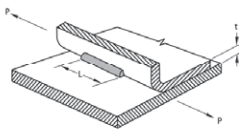


Figura F.4.5.2-13 — Cortante en soldadura abocinada en media V

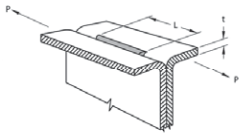


Figura F.4.5.2-14 — Cortante en soldadura abocinada en V

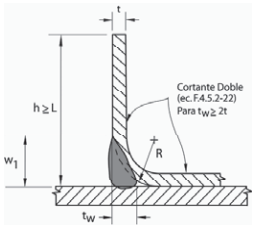


Figura F.4.5.2-15 — Soldadura abocinada en media V (Llenado a ras de superficie, $w_1 = R$)

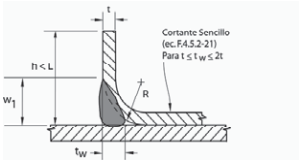


Figura F.4.5.2-16 — Soldadura abocinada en media V (Llenado a ras de superficie, $w_1 = R$)

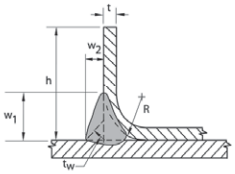


Figura F.4.5.2-17 — Soldadura abocinada en media V (No a ras de superficie, $w_1 > R$)

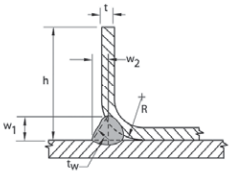


Figura F.4.5.2-18 — Soldadura abocinada en media V (No a ras de superficie, $w_1 < R$)

t_w = garganta efectiva de la soldadura abocinada llenada a ras de la superficie (véase las figuras F.4.5.2-15 y F.4.5.2-16):
= $(5/16)R$ para soldadura de ranura abocinada en media V
= $(1/2)R$ cuando $R \le 12.7$ mm para soldadura abocinada en V
= $(3/8)R$ cuando $R > 12.7$ mm para soldadura abocinada en V
= garganta efectiva de la soldadura de ranura abocinada no a ras de la superficie:

= $0.707w_1$ ó $0.707w_2$, el que sea menor (véase las figuras F.4.5.2-17 y F.4.5.2-18)
= se permite una garganta efectiva más grande si mediante ensayos se demuestra que el procedimiento de soldadura que se usará produce de manera consistente un valor mayor de t_w

Donde:
R = radio de la superficie de doblez exterior
w_1 y w_2 = espesor en la base de la soldadura (véase las figuras F.4.5.2-17 y F.4.5.2-18)

F.4.5.2.6 – *Soldaduras electrosoldadas –* La resistencia nominal a cortante, P_n, de puntos de soldadura por el proceso de resistencia (electrosoldadas) se determinará de acuerdo con esta sección.

$\phi = 0.65$

Con t en milímetros y P_n en kN:

Para 0.25 mm $\leq t < 3.6$ mm
$P_n = 5.51t^{1.47}$ **(F.4.5.2-24)**

Para 3.6 mm $\leq t \leq 4.6$ mm
$P_n = 7.6t + 8.57$ **(F.4.5.2-25)**

Donde:
P_n = resistencia nominal de la soldadura por electrosoldado
t = espesor de la lámina exterior más delgada

F.4.5.2.7 — *Rotura en la sección neta de miembros diferentes a láminas planas (Rezago de cortante)* — La resistencia nominal a tensión de un miembro soldado se determinará de acuerdo con la sección F.4.3.2. Para rotura y/o fluencia en la sección neta efectiva de la parte conectada, la resistencia última nominal de tensión, P_n, se determinará de acuerdo con la ecuación F.4.5.2-28.

$P_n = A_e F_u$ **(F.4.5.2-26)**
$\phi = 0.60$

Donde:
F_u = resistencia última a tensión de la parte conectada de acuerdo con la sección F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.3.2.
A_e = AU, área neta efectiva con U definida como sigue:

Cuando la carga se transmite solo por soldaduras transversales:

A = área de los elementos directamente conectados
$U = 1.0$

Cuando la carga se transmite solo con soldaduras longitudinales o con soldaduras longitudinales en combinación con soldaduras transversales:

A = área bruta del miembro, A_g
$U = 1.0$ para miembros en los que la carga se transmite directamente con todos los elementos de la sección transversal

En caso contrario, el coeficiente de reducción U se determinará de acuerdo con los incisos (a) o (b) a continuación:

(a) Para miembros en ángulo
$U = 1.0 - 1.20\bar{x}/L < 0.9$ **(F.4.5.2-27)**
Pero $U \geq 0.4$

(b) Para miembros en canal
$U = 1.0 - 0.36\bar{x}/L < 0.90$ **(F.4.5.2-28)**
Pero $U \geq 0.5$

Donde:
$\bar{x}$ = distancia a partir del plano de corte al centroide de la sección transversal
L = longitud de la conexión

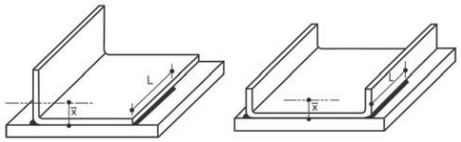


Figura F.4.5.2-19 — Definición de $\bar{x}$ para secciones con rezago de cortante

F.4.5.3 — CONEXIONES PERNADAS — Los requisitos de esta sección son aplicables a conexiones pernadas para miembros estructurales de acero formados en frío en los cuáles el espesor de la parte conectada más delgada sea de 4.76 mm ó menor. Para el diseño de conexiones pernadas en las cuáles el espesor de la parte conectada más delgada sea mayor a 4.76 mm debe remitirse al Capítulo F.2.

Las perforaciones para pernos no excederán los tamaños especificados en la tabla F.4.5.3-1, excepto que se permita el uso de perforaciones de mayor tamaño en placas bases para columnas o sistemas estructurales conectados a muros de concreto.

Siempre se utilizarán las perforaciones estándar en conexiones con pernos, excepto que se permita el uso de perforaciones agrandadas y tipo ranura aprobados por el diseñador. La longitud de las perforaciones tipo ranura debe ser normal a la dirección de la carga. Siempre se deberán instalar arandelas o placas de respaldo por encima de la lámina sobre las perforaciones agrandadas o tipo ranura, a menos que se demuestre un comportamiento adecuado sin estas, mediante ensayos que estén de acuerdo con las especificaciones del numeral F.4.6. Se permite la no aplicación de los anteriores requisitos, respecto a la dirección de la ranura y el uso de arandelas, en los casos en los que se presenten perforaciones en los traslapos de miembros en sección Z, sujeto a las siguientes limitaciones:

(1) Pernos de 12.7 mm diámetro únicamente
(2) El tamaño máximo de perforación tipo ranura es de 14.3 mm x 22.2 mm realizado en forma vertical
(3) El diámetro máximo de la perforación agrandada es de 15.9 mm
(4) El espesor nominal mínimo del miembro es 1.5 mm
(5) El esfuerzo máximo de fluencia del miembro es 410 MPa
(6) La longitud mínima de traslapo, medida desde el centro del apoyo hasta el final del traslapo, es 1.5 veces la altura del miembro

Tabla F.4.5.3-1a
Tamaño máximo de perforaciones para pernos, *mm*

Diámetro nominal del perno, d *(mm)*	Diámetro de la perforación estándar, d_h *(mm)*	Diámetro de la perforación agrandada, d_h mm	Dimensiones de la perforación tipo ranura corta, mm	Dimensiones de la perforación tipo ranura larga, *mm*
< 12.7	$d + 0.8$	$d + 1.6$	$(d + 0.8)$ x $(d + 6.4)$	$(d + 0.8)$ x $(2.5d)$
≥ 12.7	$d + 1.6$	$d + 3.2$	$(d + 1.6)$ x $(d + 6.4)$	$(d + 1.6)$ x $(2.5d)$

Los pernos, tuercas y arandelas deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

NTC 4028 (ASTM A490M) Elementos de fijación. Pernos de acero de alta resistencia, clase 10.9 y 10.9.3 para juntas de acero estructurales – sistema métrico

NTC 4029 (ASTM A325M) Elementos de fijación. Pernos de alta resistencia destinados a juntas de acero estructurales – sistema métrico.

NTC 4031 (ASTM F436M) Elementos de fijación. Arandelas de acero templado – sistema métrico

NTC 4034 (ASTM A307 (Tipo A) Elementos de fijación. Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono, con 60,000PSI de resistencia a la tensión.

NTC 4035 (ASTM A194/A194M) Especificación para tuercas de acero al carbono y aleado para alta presión y servicios del alta temperatura.

NTC 4479 (ASTM A449) Tornillos y pernos de acero al carbono templados y revenidos (para pernos de diámetro inferior a 12.7mm)

NTC 4511 (ASTM A563M) Especificaciones para tuercas de acero aleado y al carbono – sistema métrico

NTC 4512 (ASTM A354 (Grado BD)) Tornillos, pernos y otros elementos de fijación roscados externamente, templados y revenidos, de acero aleado (para pernos de diámetro inferior a 12.7mm)

NTC 4701 (ASTM F959) Elementos de fijación. Indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con elementos de fijación estructurales

NTC 4965 (ASTM A563) Tuercas de acero al carbono y acero aleado

ASTM A325. Especificaciones para pernos estructurales de acero con tratamiento térmico y resistencia a la tensión mínima de 835/735MPa

ASTM A490 Pernos estructurales de acero con tratamiento térmico y 1035MPa de resistencia mínima a la tensión

ASTM F436. Arandelas de acero templado

ASTM F844 Arandelas, acero y productos planos, no templados para uso general

ASTM F959M Indicadores directos de tensión tipo arandela compresible para uso con elementos de fijación estructurales – sistema métrico

Cuando se utilice alguna norma diferente a las presentadas anteriormente los planos deben indicar claramente el tipo y tamaño de los pernos a ser empleados y la resistencia nominal supuesta en el diseño.

Los pernos se instalarán y ajustarán para conseguir un comportamiento satisfactorio.

F.4.5.3.1 — *Cortante, espaciamiento y distancia al borde* — La resistencia nominal a cortante, P_n, de la parte conectada cuando es afectada por el espaciamiento y la distancia al borde en la dirección de la fuerza aplicada se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.5.3-1.

$P_n = teF_u$ **(F.4.5.3-1)**

(a) Cuando $F_u/F_{sy} \geq 1.08$
$\phi = 0.70$

(b) Cuando $F_u/F_{sy} < 1.08$
$\phi = 0.60$

Donde:
P_n = resistencia nominal de cada perno
e = distancia medida en la línea de la fuerza a partir del centro de la perforación estándar al borde más cercano de la perforación adyacente o al borde de la parte conectada
t = espesor de la parte conectada más delgada
F_u = resistencia última de tensión de la parte conectada tal como se especifica en la sección F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2
F_{sy} = esfuerzo de fluencia de la parte conectada tal como se especifica en la sección F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2

Adicionalmente, la distancia mínima entre centros de perforaciones preverá la suficiente separación para las cabezas de los pernos, tuercas, arandelas y la llave, pero no debe ser menor a 3 veces el diámetro nominal del perno, d. Asimismo, la distancia desde el centro de cualquier perforación estándar al borde del miembro conectado, u otra frontera, no será menor a $1.5d$.

Para perforaciones agrandadas y perforaciones tipo ranura, la distancia entre bordes de dos perforaciones adyacentes y la distancia medida desde el borde de la perforación al borde del miembro conectado, u otra frontera, en la línea del esfuerzo, no será menor al valor de $e - (d_h/2)$, en donde e es la distancia requerida usada en la ecuación F.4.5.3-1, y d_h es el diámetro de la perforación estándar definido en la tabla F.4.5.3-1. En ningún caso la distancia libre entre bordes de dos perforaciones adyacentes será menor a $2d$ y la distancia entre el borde de la perforación y el borde extremo del miembro será menor a d.

F.4.5.3.2 — *Rotura en la sección neta* — La resistencia última nominal a tensión de un miembro conectado con pernos se determinará de acuerdo con la sección F.4.3.2. Para rotura en la sección neta efectiva de la parte conectada, la resistencia última nominal de tensión, P_n, se determinará de acuerdo con las disposiciones de esta sección.

(a) Para conexiones de láminas planas sin un patrón de perforaciones escalonadas
$P_n = A_n F_t$ **(F.4.5.3-2)**

(1) Cuando se instalan dos arandelas, una bajo la cabeza del perno y otra en la tuerca

Para un perno sencillo, o una hilera sencilla de pernos perpendicular a la fuerza
$F_t = (0.1 + 3d/s)F_u \leq F_u$ **(F.4.5.3-3)**

Para múltiples pernos en una línea paralela a la fuerza
$F_t = F_u$ **(F.4.5.3-4)**

Para cortante doble:
$\phi = 0.65$

Para cortante sencillo:
$\phi = 0.55$

(2) Cuando no se instalan arandelas o se instala solo una bajo la cabeza del perno, o en la tuerca

Para un perno sencillo, o una hilera sencilla de pernos perpendicular a la fuerza

$$F_t = (2.5d/s)F_u \le F_u \qquad \text{(F.4.5.3-5)}$$

Para múltiples pernos en una línea paralela a la fuerza

$$F_t = F_u \qquad \text{(F.4.5.3-6)}$$
$$\phi = 0.65$$

Donde:

A_n = área neta de la parte conectada
F_t = esfuerzo nominal de tensión en la lámina plana
d = diámetro nominal del perno
s = ancho de la lámina dividido por el número de perforaciones de pernos en la sección transversal analizada (cuando se evalúa F_t)
F_u = resistencia última de tensión de la parte conectada tal como se especifica en la sección F.4.1.2.1, F.4.1.2.2 ó F.4.1.2.3.2

(b) Para conexiones de láminas planas con un patrón de perforaciones escalonadas

$$P_n = A_n F_t \qquad \text{(F.4.5.3-7)}$$
$$\phi = 0.65$$

Donde:

F_t = se determina de acuerdo con las ecuaciones F.4.5.3-3 a F.4.5.3-6

$$A_n = 0.90\left[A_g - n_h d_h t + \left(\sum s'^2/4g\right)t\right] \qquad \text{(F.4.5.3-8)}$$

A_g = área bruta del miembro
s' = espaciamiento longitudinal centro a centro de dos perforaciones consecutivas cualquiera
g = espaciamiento transversal centro a centro entre ejes de pernos
n_h = número de perforaciones de pernos en la sección transversal analizada.
d_h = diámetro de la perforación estándar

Véase la sección F.4.5.3.1 para la definición de t

(c) Para conexiones diferentes a láminas planas

$$P_n = A_c F_u \qquad \text{(F.4.5.3-9)}$$
$$\phi = 0.65$$

Donde:

$A_c = A_n U$, área neta efectiva con U definido como sigue:

$U = 1.0$ para miembros en los que la carga se transmite directamente a todos los elementos de la sección transversal. En caso contrario, el coeficiente de reducción U se determina como sigue:

(1) Para miembros en ángulo con dos o más pernos en la línea de la fuerza

$$U = 1.0 - 1.20\,\bar{x}/L < 0.9 \qquad \text{(F.4.5.3-10)}$$

Pero $U \ge 0.4$

(2) Para miembros en canal con dos o más pernos en la línea de la fuerza

$$U = 1.0 - 0.36\,\bar{x}/L < 0.9 \qquad \text{(F.4.5.3-11)}$$

Pero $U \ge 0.5$

Donde:

$\bar{x}$ = Distancia desde el plano de corte al centroide de la sección transversal

L = Longitud de la conexión

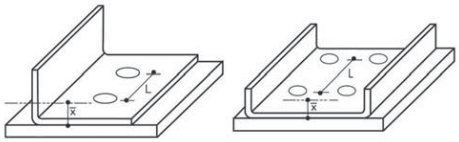


Figura F.4.5.3-1 — Definición de $\bar{x}$ para secciones con conexiones con pernos

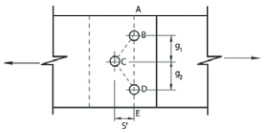


Figura F.4.5.3-2 — Conexiones de láminas planas con perforaciones escalonadas

F.4.5.3.3 — *Aplastamiento* — La resistencia nominal por aplastamiento en una conexión con pernos se determinará de acuerdo con las secciones F.4.5.3.3.1 y F.4.5.3.3.2. Para condiciones que no se incluyan, la resistencia de diseño por aplastamiento de las conexiones con pernos debe ser determinada mediante ensayos.

F.4.5.3.3.1 — *Resistencia sin consideración de deformaciones de la perforación* — Cuando la deformación alrededor de las perforaciones de los pernos no es una consideración de diseño, la resistencia nominal al aplastamiento, P_n , de la lámina conectada por cada perno cargado debe determinarse de acuerdo con la ecuación F.4.5.3-12.

$$P_n = Cm_f dtF_u \qquad \text{(F.4.5.3-12)}$$
$$\phi = 0.60$$

Donde:

C = factor de aplastamiento, determinado de acuerdo con la tabla F.4.5.3-2
m_f = factor de modificación para el tipo de conexión por aplastamiento, el cual se determinará de acuerdo con la tabla F.4.5.3-3
d = diámetro nominal del perno
t = espesor de la lámina sin recubrimiento
F_u = resistencia última de la lámina tal como se define en la sección F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.2

Tabla F.4.5.3-2
Factor de aplastamiento C

Espesor de la parte conectada, t , mm	Relación del diámetro del sujetador al espesor del miembro, d/t	C
$0.61 \le t < 4.76$	$d/t < 10$	3.0
	$10 \le d/t \le 22$	$4 - 0.1(d/t)$
	$d/t > 22$	1.8

Tabla F.4.5.3-3
Factor de modificación, m_f , para conexiones por aplastamiento

Tipo de Conexión por aplastamiento	m_f
Cortante sencillo y láminas exteriores de conexión en cortante doble con arandelas bajo la cabeza del perno y la tuerca	1.00
Cortante sencillo y láminas exteriores de conexión en cortante doble sin arandelas bajo la cabeza del perno y tuerca, o con solo una arandela	0.75
Lámina interna de conexión en cortante doble con y sin arandelas	1.33

F.4.5.3.3.2 — *Resistencia con consideración de deformaciones de la perforación* — Cuando la deformación alrededor de las perforaciones de pernos es una consideración de diseño, la resistencia nominal al aplastamiento, P_n , se calculará de acuerdo con la ecuación F.4.5.3-13. Adicionalmente, la resistencia de diseño no debe exceder la resistencia de diseño obtenida de acuerdo con la sección F.4.5.3.3.1.

$$P_n = (4.64\alpha t + 1.53)dtF_u \qquad \text{(F.4.5.3-13)}$$
$$\phi = 0.65$$

α = 0.0394 para el sistema internacional de unidades (t en milímetros)

Remitirse a la sección F.4.5.3.3.1 para la definición de las otras variables.

F.4.5.3.4 — *Cortante y tensión en pernos* — La resistencia nominal del perno, P_n , resultante del cortante, la tensión o una combinación de cortante y tensión, se calculará de acuerdo con lo estipulado en esta sección.

$$P_n = A_b F_n \qquad \text{(F.4.5.3-14)}$$

Donde:

A_b = área bruta de la sección transversal del perno
F_n = la resistencia nominal en MPa se determina de acuerdo con (a) o (b) como sigue:

(a) Cuando los pernos están sujetos solo a cortante o tensión, no combinadas, F_n se obtendrá mediante F_{nv} o F_{nt} en la tabla F.4.5.3-4.

Los correspondientes factores de resistencia, ϕ, se muestran en la tabla F.4.5.3-4

Debe tenerse en cuenta la resistencia al arrancamiento de la lámina conectada a la cabeza del perno, tuerca o arandela, cuando el perno está sometido a tensión. Véase la sección F.4.5.6.2.

(b) Cuando los pernos están sujetos a una combinación de cortante y tensión, F_n , se obtiene a partir de F'_{nt} en la siguiente ecuación F.4.5.3-15 como sigue:

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \le F_{nt} \qquad \text{(F.4.5.3-15)}$$

Donde:

F'_{nt} = esfuerzo nominal a tensión modificado para incluir los efectos del esfuerzo cortante requerido, MPa
F_{nt} = esfuerzo nominal a tensión de la tabla F.4.5.3-4
F_{nv} = esfuerzo cortante nominal de la tabla F.4.5.3-4
f_v = esfuerzo cortante requerido, MPa
ϕ = factor de resistencia para cortante tomado de la tabla F.4.5.3-4

Adicionalmente, el esfuerzo cortante requerido, f_v , no excederá el esfuerzo cortante de diseño, ϕF_{nv} , del perno .

Tabla F.4.5.3-4
Resistencia nominal a tensión y cortante para pernos

	Resistencia última a tensión		Resistencia a cortante	
	Factor de resistencia ϕ	Esfuerzo nominal F_{nt} , MPa	Factor de resistencia ϕ	Esfuerzo nominal F_{nv} , MPa
Pernos A307, Grado A 6.4 mm $\le d \le 12.7$ mm	0.75	279	0.65	165
Pernos A307, Grado A $d \ge 12.7$ mm		310		186
Pernos A325, rosca incluida en los planos de corte		621		372
Pernos A325, rosca excluida de los planos de corte		621		496
Pernos A354 Grado BD 6.4 mm$\le d < 12.7$ mm rosca incluida en los planos de corte		696		407
Pernos A354 Grado BD 6.4 mm $\le d < 12.7$ mm rosca excluida de los planos de corte		696		621
Pernos A449 6.4 mm $\le d < 12.7$ mm rosca incluida en los planos de corte		558		324
Pernos A449 6.4 mm $\le d < 12.7$ mm rosca excluida de los planos de corte		558		496
Pernos A490 Rosca incluida en los planos de corte		776		465
Pernos A490 Rosca excluida de los planos de corte		776		621

En la tabla F.4.5.3-4, la resistencia a cortante aplicará a pernos en perforaciones limitadas por los requisitos de la tabla F.4.5.3-1. Las arandelas y placas de respaldo se instalarán sobre las perforaciones tipo ranura larga y la capacidad de esta conexión se determinará mediante ensayos de carga de acuerdo con el numeral F.4.6.

F.4.5.4 — CONEXIONES ATORNILLADAS — Todos los requisitos de esta sección aplicarán a tornillos con 2 mm $\le d \le 6.35$ mm. Los tornillos deben tener una rosca realizada por laminación por corte, con o sin punta auto-perforante. Los tornillos deben instalarse y ajustarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

Las resistencias nominales de las conexiones atornilladas también se deben limitar de acuerdo con la sección F.4.3.2. Para aplicaciones en diafragmas se debe referirá la sección F.4.4.5.

El siguiente factor de resistencia debe utilizarse para determinar la resistencia de diseño.
$\phi = 0.50$

Alternativamente, se permite el uso de valores de diseño para una aplicación en particular, basados en ensayos, con un factor de resistencia, ϕ, determinado de acuerdo a las disposiciones del numeral F.4.6.

La siguiente notación aplicará a esta sección:

d = diámetro nominal del tornillo
d_h = diámetro de la cabeza del tornillo ó diámetro de la arandela en los tornillos de cabeza hexagonal con arandela integrada
d_w = diámetro de la arandela de acero
d'_w = diámetro efectivo de resistencia al desgarramiento del material en contacto con la cabeza o arandela
P_{ns} = resistencia nominal a cortante del tornillo
P_{ss} = resistencia nominal a cortante del tornillo suministrada por el fabricante o determinada por ensayos en un laboratorio independiente
P_{not} = resistencia nominal al desgarramiento para cada tornillo
P_{nov} = resistencia nominal al desgarramiento del material en contacto con la cabeza y la arandela, si existe, para cada tornillo
P_{ts} = resistencia nominal a la tensión del tornillo suministrada por el fabricante o determinada por ensayos en un laboratorio independiente
t_1 = espesor del miembro en contacto con la cabeza del tornillo o arandela
t_2 = espesor del miembro que no está en contacto con la cabeza del tornillo o arandela
t_c = el menor valor entre la profundidad de penetración y el espesor t_2
F_{u1} = resistencia última del miembro en contacto con la cabeza del tornillo o arandela
F_{u2} = resistencia última del miembro que no está en contacto con la cabeza del tornillo o arandela

F.4.5.4.1 — *Espaciamiento mínimo* — La distancia entre centros de tornillos no será menor a $3d$

F.4.5.4.2 — *Distancias mínimas al borde y extremos* — La distancia desde el centro de un sujetador al borde de cualquier parte no será menor a $1.5d$. Si la distancia final es paralela a la fuerza sobre el tornillo, la resistencia nominal a cortante por tornillo, P_{ns}, se limitará por la sección F.4.5.4.3.2.

F.4.5.4.3 — *Cortante*

F.4.5.4.3.1 — *Conexión a cortante limitada por inclinación y aplastamiento* — La resistencia nominal a cortante por tornillo, P_{ns}, se determinará de acuerdo con esta sección.

Para $t_2/t_1 \le 1.0$, P_{ns} se tomará como el menor valor de:

$$P_{ns} = 4.2\left(t_c^3 d\right)^{1/2} F_{u2} \quad \text{(F.4.5.4-1)}$$
$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad \text{(F.4.5.4-2)}$$
$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad \text{(F.4.5.4-3)}$$

Para $t_2/t_1 \ge 2.5$, P_{ns} se tomará como el menor valor de:

$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad \text{(F.4.5.4-4)}$$
$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad \text{(F.4.5.4-5)}$$

Para $1.0 < t_2/t_1 < 2.5$, P_{ns} se calculará mediante interpolación lineal entre los dos casos presentados anteriormente

F.4.5.4.3.2 — *Conexión a cortante limitada por la distancia al borde de la parte conectada* — La resistencia nominal a cortante por tornillo, P_{ns}, no excederá la calculada de acuerdo con la ecuación F.4.5.4-6, donde la distancia al borde de la parte conectada es paralela a la línea de la fuerza aplicada.

$$P_{ns} = teF_u \quad \text{(F.4.5.4-6)}$$
$$\phi = 0.50$$

Donde:
t = espesor de la parte en la cual se mide la distancia al borde
e = distancia medida en la línea de la fuerza a partir del centro de una perforación estándar al borde más cercano de la parte conectada
F_u = resistencia última de la parte en la cual se mide la distancia al borde

F.4.5.4.3.3 — *Cortante en tornillos* — La resistencia nominal a cortante del tornillo se tomará como P_{ss}.

En lugar de los valores suministrados en la sección F.4.5.4, se permitirá la determinación del factor de resistencia mediante lo dispuesto en la sección F.4.6.1, y debe cumplirse que $\phi/1.25 \ge 0.5$

F.4.5.4.4 — *Tensión* — Para tornillos que soportan tensión, la cabeza, o arandela, si se utiliza, tendrá un diámetro d_h, o d_w, no menor a 8 mm. Las arandelas deben tener como mínimo un espesor de 1.27 mm.

F.4.5.4.4.1 — *Desgarramiento del tornillo* — La resistencia nominal al desgarramiento del tornillo, P_{not}, se calculará como sigue:

$$P_{not} = 0.85 t_c d F_{u2} \quad \text{(F.4.5.4-7)}$$

F.4.5.4.4.2 — *Desgarramiento del material en contacto con la cabeza o la arandela* — La resistencia nominal al desgarramiento del material en contacto con la cabeza del tornillo o la arandela, P_{nov}, se calculará como sigue:

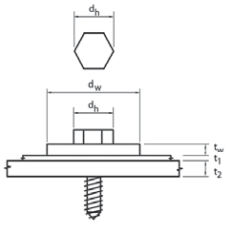
$$P_{nov} = 1.5 t_1 d'_w F_{u1} \quad \text{(F.4.5.4-8)}$$

Donde:
d'_w = Diámetro efectivo al desgarramiento del material en contacto con la cabeza o la arandela, determinado de acuerdo con (a), (b) ó (c) como se muestra a continuación:

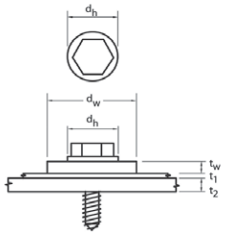
(a) Para un tornillo con cabeza redonda, cabeza hexagonal (figura F.4.5.4-1(1)), o cabeza hexagonal con arandela integrada (figura F.4.5.4-1(2)) con una arandela de acero macizo e independiente debajo de la cabeza

$$d'_w = d_h + 2t_w + t_1 \le d_w \quad \text{(F.4.5.4-9)}$$

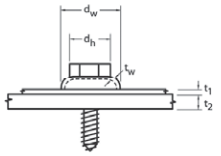
Donde:
d_h = diámetro de la cabeza del tornillo ó diámetro de la arandela en los tornillos de cabeza hexagonal con arandela integrada
t_w = espesor de la arandela de acero
d_w = diámetro de la arandela de acero



1. Arandela plana de acero debajo de la cabeza de un tornillo hexagonal



2. Arandela plana de acero debajo de la cabeza de un tornillo con arandela integrada



3. Arandela tipo domo (no maciza) debajo de la cabeza del tornillo

Figura F.4.5.4-1 — Desgarramiento del material en contacto con la arandela

(b) Para un tornillo con cabeza redonda, cabeza hexagonal, o cabeza hexagonal con arandela integrada sin un arandela independiente debajo de la cabeza

$d'_w = d_h$ pero no mayor a 12.7 mm

(c) Para una arandela tipo domo (no maciza e independiente) debajo de la cabeza del tornillo (figura F.4.5.4-1(3)), se permite usar d'_w como se calcula en la ecuación F.4.5.4-9, con d_h, t_w y t_1 definidos de acuerdo a la figura F.4.5.4-1(3). En la ecuación, d'_w no puede exceder 16 mm. Alternativamente, se permite el cálculo de los valores de diseño de resistencia al desgarramiento del material alrededor de la cabeza para arandelas tipo domo, incluyendo el factor de resistencia, ϕ, mediante ensayos de acuerdo con F.4.6.

F.4.5.4.4.3 — *Tensión en tornillos* — La resistencia nominal a tensión del tornillo se tomará como P_{ts}.

En lugar de los valores suministrados en la sección F.4.5.4, se permitirá la determinación del factor de resistencia mediante lo dispuesto en la sección F.4.6.1, y debe cumplirse que $\phi/1.25 \ge 0.5$

F.4.5.4.5 — *Comportamiento combinado entre el Cortante y el desgarramiento del material en contacto con la cabeza o la arandela* — Para conexiones atornilladas sujetas a una combinación de fuerzas cortantes y de tensión deben cumplirse los siguientes requisitos:

$$\frac{\bar{Q}}{P_{ns}} + 0.71\frac{\bar{T}}{P_{nov}} \le 1.10\phi \quad \text{(F.4.5.4-10)}$$

Adicionalmente, $\bar{Q}$ y $\bar{T}$ no deben exceder las correspondientes resistencias de diseño determinadas conforme a las secciones F.4.5.4.3 y F.4.5.4.4, respectivamente.

Donde:
$\bar{Q}$ = resistencia requerida a cortante de la conexión, $\bar{Q} = V_u$
$\bar{T}$ = resistencia requerida a tensión de la conexión, $\bar{T} = T_u$
P_{ns} = resistencia nominal a cortante de la conexión
= $2.7 t_1 d F_{u1}$ (F.4.5.4-11)
P_{nov} = resistencia nominal al desgarramiento del material en contacto con la cabeza o la arandela de la conexión
= $1.5 t_1 d_w F_{u1}$ (F.4.5.4-12)

Donde:
d_w = diámetro más grande de la cabeza del tornillo ó diámetro de la arandela
$\phi = 0.65$

La ecuación F.4.5.4-10 es válida para conexiones que estén dentro de los siguientes límites:

(1) 0.724 mm $\le t_1 \le 1.130$ mm
(2) Tornillos auto-perforantes No. 12 y No. 14, con y sin arandelas
(3) $d_w \le 19.1$ mm
(4) $F_{u1} \le 483$ MPa
(5) $t_2/t_1 \ge 2.5$

Para conexiones cargadas excéntricamente que produzcan una fuerza no uniforme de desgarramiento sobre el tornillo, la resistencia nominal al desgarramiento, P_{nov}, se debe reducir en un 50%.

F.4.5.5 — ROTURA

F.4.5.5.1 — *Rotura a cortante* — En conexiones de extremos de vigas donde una o más aletas están recortadas y la falla puede ocurrir a lo largo de un plano a través de los sujetadores, la resistencia nominal a cortante, V_n, se debe calcular conforme a la ecuación F.4.5.5-1.

$$V_n = 0.6 F_u A_{wn} \quad \text{(F.4.5.5-1)}$$
$$\phi = 0.75$$

Donde:
$$A_{wn} = \left(h_{wc} - nd_h\right)t \quad \text{(F.4.5.5-2)}$$
h_{wc} = altura del alma plana recortada
n = número de perforaciones en el plano crítico
d_h = diámetro de la perforación
F_u = resistencia última de la parte conectada especificada en la sección F.4.1.2.1 ó F.4.1.2.2
t = espesor del alma recortada

F.4.5.5.2 — *Rotura a tensión* — La resistencia de diseño a rotura por tensión a lo largo de un patrón, en los elementos afectados de los miembros conectados, se determinará de acuerdo a la sección F.4.5.2.7 ó F.4.5.3.2 para conexiones soldadas o mediante pernos, respectivamente.

F.4.5.5.3 — *Rotura por bloque de cortante* — Cuando el espesor de la parte conectada más delgada sea menor a 4.76 mm, la resistencia nominal de rotura a bloque de cortante, R_n, se determinará de acuerdo con lo estipulado en esta sección. Las conexiones en las cuales el espesor de la parte conectada más delgada sea igual o mayor a 4.76 mm se deben calcular conforme al Capítulo F.2 del presente Reglamento.

La resistencia nominal a la ruptura por bloque de cortante, R_n, se determinará como el menor valor entre las ecuaciones F.4.5.5-3 y F.4.5.5-4.

$$R_n = 0.6F_yA_{gv} + F_uA_{nt} \qquad \text{(F.4.5.5-3)}$$

$$R_n = 0.6F_uA_{nv} + F_uA_{nt} \qquad \text{(F.4.5.5-4)}$$

Para conexiones pernadas $\phi = 0.65$

Para conexiones soldadas $\phi = 0.60$

Donde:

A_{gv} = área bruta sometida a cortante
A_{nv} = área neta sometida a cortante
A_{nt} = área neta sometida a tensión

F.4.5.6 — CONEXIONES A OTROS MATERIALES

F.4.5.6.1 — *Apoyo* — Deben proveerse los mecanismos necesarios para transferencia de las cargas de apoyo provenientes de componentes en acero cubiertos por esta especificación a los componentes estructurales adyacentes hechos en otros materiales.

F.4.5.6.2 — *Tensión* — Debe considerarse el cortante de arrancamiento producido en la lámina de acero por fuerzas de tensión alrededor de la cabeza del sujetador, asimismo el desgarramiento del sujetador resultante de las fuerzas producidas por cargas axiales y momentos flectores transmitidos sobre el sujetador o tornillo, provenientes de varios componentes estructurales adyacentes en el ensamble.

La resistencia nominal a la tensión del sujetador y la resistencia nominal de anclaje de los componentes estructurales adyacentes, debe determinarse por medio de las normas aplicables al producto, sus especificaciones, literatura pertinente o combinación de estas.

F.4.5.6.3 — *Cortante* — Deben proveerse los mecanismos necesarios para transferencia de las fuerzas cortantes provenientes de los componentes de acero cubiertos por este Reglamento a los componentes estructurales adyacentes hechos en otros materiales. La resistencia al cortante y al aplastamiento sobre los componentes de acero no excederá aquellos valores permitidos por este Reglamento. No debe ser excedida la resistencia de diseño a cortante en los sujetadores y el otro material. Deben cumplirse los requisitos referentes a los anclajes. Deben seguirse los procedimientos adecuados para el manejo de las fuerzas cortantes en combinación con otras fuerzas.

F.4.6 — ENSAYOS PARA CASOS ESPECIALES

Los ensayos pueden realizarse por medio de un laboratorio independiente o por un laboratorio de pruebas del fabricante.

Las disposiciones de este capítulo no se deben aplicar a diafragmas de acero formados en frío. Para estos elementos, se debe remitir a las especificaciones de la sección F.4.4.5

F.4.6.1 — ENSAYOS PARA DETERMINACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

F.4.6.1.1 — *Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — Cuando se requiera determinar el comportamiento estructural mediante ensayos se debe seguir el procedimiento descrito a continuación:

(a) La evaluación de los resultados debe basarse en el valor promedio de los datos obtenidos del ensayo con no menos de tres especímenes idénticos, siempre y cuando la desviación entre el resultado de cualquier ensayo individual y el valor promedio de todo el estudio no exceda ±15%. Si tal desviación del valor promedio excede el 15% deben hacerse más pruebas de la misma clase hasta que la desviación entre el resultado de cualquier ensayo individual y el promedio obtenido de todo el estudio no exceda el 15% o hasta que, al menos, se hayan realizado tres ensayos adicionales. Ningún resultado de ensayo será eliminado a menos que existan bases sólidas para su exclusión. El valor promedio de todos los ensayos será considerado, entonces, como la resistencia nominal, R_n, para la serie de pruebas. El valor R_n y el coeficiente de variación V_p de los resultados de la prueba se deberán determinar por medio de un análisis estadístico.

(b) La resistencia de los elementos ensayados, conjuntos, conexiones, o miembros deben satisfacer la ecuación F.4.6.1-1:

$$\sum \gamma_i Q_i \le \phi R_n \qquad \text{(F.4.6.1-1)}$$

Donde:

$\sum \gamma_i Q_i$ = resistencia requerida basada en la combinación de carga más crítica y determinada de acuerdo con la sección F.4.1.5.1.2. γ_i y Q_i son factores de carga y efectos de carga, respectivamente.

ϕ = factor de resistencia

$$= C_\phi \left(M_m F_m P_m\right) e^{-\beta_0 \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + C_p V_Q^2 + V_Q^2}} \qquad \text{(F.4.6.1-2)}$$

Donde:

C_ϕ = coeficiente de calibración
= 1.52
= 1.6 para vigas con la aleta en tensión sujeta, en toda su longitud, a un tablero metálico o panel de cerramiento y con la aleta en compresión no arriostrada lateralmente

M_m = valor medio del factor de material, M, presentado en la tabla F.4.6.1-1 para el tipo de componente involucrado

F_m = valor medio del factor de fabricación, F, presentado en la tabla F.4.6.1-1 para el tipo de componente involucrado

P_m = valor medio del factor profesional, P, para el componente ensayado
= 1.0

e = base de logaritmo natural
= 2.718

β_0 = índice de confiabilidad del objetivo
= 2.5 para miembros estructurales y 3.5 para conexiones
= 1.5 para vigas con la aleta en tensión sujeta, en toda su longitud, a un tablero metálico o panel de cerramiento y con la aleta en compresión no arriostrada lateralmente

V_M = coeficiente de variación del factor de material presentado en la tabla F.4.6.1-1 para el tipo de componente involucrado

V_F = coeficiente de variación del factor de fabricación presentado en la tabla F.4.6.1-1 para el tipo de componente involucrado

C_p = factor de corrección
$= (1+1/n)m/(m-2)$ para $n \ge 4$ (F.4.6.1-3)
= 5.7 para $n = 3$

Donde:

n = número de ensayos
m = grados de libertad
= n − 1

V_p = coeficiente de variación de los resultados de la prueba, no menor al 6.5%

V_Q = coeficiente de variación del efecto de la carga
= 0.21
= 0.43 para vigas con la aleta en tensión sujeta, en toda su longitud, a un tablero metálico o panel de cerramiento y con la aleta en compresión no arriostrada lateralmente

R_n = valor promedio de todos los resultados de la prueba

Los valores registrados en la tabla F.4.6.1-1 no excluirán la utilización de otros datos estadísticos documentados si estos últimos son establecidos a partir de suficientes resultados sobre las propiedades del material y su fabricación.

Para aceros que no estén listados en la sección F.4.1.2.1, los valores M_m y V_m serán determinados por análisis estadístico de los materiales usados.

Cuando algunas distorsiones interfieren con el adecuado funcionamiento del espécimen en su uso real, los efectos de la carga basados en la combinación de carga crítica y la incidencia de la distorsión aceptable también deben satisfacer la ecuación F.4.6.1-1, excepto que el factor de resistencia ϕ se tomará como la unidad y el factor de carga para la carga muerta se tomará como 1.0

(c) Las propiedades mecánicas de la lámina de acero se determinarán con base en muestras representativas del material tomado del espécimen de prueba o la lámina plana usada para formar el espécimen de prueba. Las propiedades mecánicas reportadas por el proveedor del acero no se usarán en la evaluación de los resultados del ensayo. Si el esfuerzo de fluencia del acero del cual se forman las secciones ensayadas es mayor que el valor especificado, los resultados de la prueba se deberán disminuir al esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero que el fabricante pretende utilizar. Los resultados de la prueba no se aumentarán si el esfuerzo de fluencia del espécimen de prueba es menor que el esfuerzo de fluencia mínimo especificado. Deben hacerse ajustes similares con base en la resistencia última en aquellos casos donde ésta sea el factor crítico. Deben considerarse también las variaciones que puedan presentarse entre el espesor de diseño y el espesor de los especímenes usados en las pruebas.

Tabla F.4.6.1-1
Datos estadísticos para la determinación del factor de resistencia

Tipo de Componente	M_m	V_m	F_m	V_F
Rigidizadores transversales	1.10	0.10	1.00	0.05
Rigidizadores de cortante	1.00	0.06	1.00	0.05
Miembros a tensión	1.10	0.10	1.00	0.05
Miembros a flexión				
Resistencia a la flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
Resistencia al pandeo lateral torsional	1.00	0.06	1.00	0.05
Una aleta sujeta en toda su longitud a un panel o Tablero	1.10	0.10	1.00	0.05
Resistencia a cortante	1.10	0.10	1.00	0.05
Flexión y cortante combinados	1.10	0.10	1.00	0.05
Resistencia a arrugamiento del alma	1.10	0.10	1.00	0.05
Arrugamiento del alma y flexión combinados	1.10	0.10	1.00	0.05
Miembros en compresión cargados concéntricamente	1.10	0.10	1.00	0.05
Carga axial y flexión combinados	1.05	0.10	1.00	0.05

... continúa

Tabla F.4.6.1-1 (continuación)
Datos estadísticos para la determinación del factor de resistencia

Tipo de Componente	M_m	V_m	F_m	V_F
Miembros tubulares cilíndricos				
Resistencia a flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
Compresión axial	1.10	0.10	1.00	0.05
Parales de muros y ensambles de parales de muros				
Parales de muro en compresión	1.10	0.10	1.00	0.05
Parales de muro en flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
Parales de muro con carga axial y flexión Combinados	1.05	0.10	1.00	0.05
Miembros estructurales no listados en esta tabla	1.00	0.10	1.00	0.05
Conexiones soldadas				
Puntos de soldadura de arco				
Resistencia a cortante de soldaduras	1.10	0.10	1.00	0.10
Resistencia última a tensión de soldaduras	1.10	0.10	1.00	0.10
Falla de placas	1.10	0.08	1.00	0.15
Cordones de soldadura de arco				
Resistencia a cortante de las soldaduras	1.10	0.10	1.00	0.10
Desgarramiento de placa	1.10	0.10	1.00	0.10
Soldaduras de filete				
Resistencia a cortante de las soldaduras	1.10	0.10	1.00	0.10
Falla de placas	1.10	0.08	1.00	0.15
Soldaduras de ranura abocinada				
Resistencia a cortante de las soldaduras	1.10	0.10	1.00	0.10
Falla de placas	1.10	0.10	1.00	0.10
Soldaduras por resistencia	1.10	0.10	1.00	0.10
Conexiones con pernos				
Resistencia a cortante del perno	1.10	0.08	1.00	0.05
Resistencia última a tensión del perno	1.10	0.08	1.00	0.05
Mínimo espaciamiento y distancia al borde	1.10	0.08	1.00	0.05
Resistencia a la tensión en la sección neta	1.10	0.08	1.00	0.05
Resistencia al aplastamiento	1.10	0.08	1.00	0.05
Conexiones atornilladas				
Resistencia a cortante del tornillo	1.10	0.10	1.00	0.10
Resistencia última a tensión del tornillo	1.10	0.10	1.00	0.10
Mínimo espaciamiento y distancia al borde	1.10	0.10	1.00	0.10
Resistencia a tensión en la sección neta	1.10	0.10	1.00	0.10
Resistencia ante inclinación y aplastamiento	1.10	0.08	1.00	0.05
Desgarramiento del tornillo	1.10	0.10	1.00	0.10
Desgarramiento del material en contacto con la cabeza del tornillo o la arandela	1.10	0.10	1.00	0.10
Cortante y fuerzas de desgarramiento del material en contacto con la cabeza o arandela combinados	1.10	0.10	1.00	0.10
Conexiones no listadas en esta tabla	1.10	0.10	1.00	0.15

F.4.6.2 — ENSAYOS DE CONFIRMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL — Para miembros estructurales, conexiones y conjuntos para los cuales la resistencia nominal se calcula de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento o sus referencias específicas, se permitirá la realización de ensayos de confirmación para demostrar que la resistencia no es menor a la resistencia nominal, R_n, especificada en este Reglamento o sus referencias específicas para el tipo de comportamiento en estudio.

F.4.6.3 — ENSAYOS PARA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

F.4.6.3.1 — *Sección completa* — Los ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas de las secciones completas a ser utilizadas en el numeral F.4.1.6.2 serán realizados de acuerdo con lo descrito a continuación:

(a) Los procedimientos de la prueba a tensión deben estar de acuerdo con la norma NTC 3353 (ASTM A370-05)

(b) Las determinaciones del esfuerzo de fluencia a compresión se harán por medio de ensayos de compresión sobre especímenes cortos[1] de la sección completa.

El esfuerzo de fluencia a compresión se tomará como el menor valor de la resistencia máxima a compresión dividida por el área de la sección transversal o el esfuerzo definido por alguno de los dos siguientes métodos

(1) Para aceros con fluencia bien definida el esfuerzo de fluencia se determina por el método del diagrama autográfico o por el método de deformación total bajo cargas.
(2) Para aceros con fluencia gradual, el esfuerzo se determina por el método de deformación bajo carga o por el método de la paralela al 0.2%.

Cuando se utilice el método de deformación total bajo carga, el esfuerzo de fluencia determinado no debe tener una diferencia mayor al 5% con respecto al esfuerzo de fluencia determinado por el método de la paralela al 0.2%.

(c) Cuando el efecto principal sobre el miembro corresponda a esfuerzos de flexión para cargas de servicio, el esfuerzo de fluencia se determinará sólo para las aletas. Para la determinación de tal esfuerzo de fluencia cada espécimen consistirá de una aleta completa, más una porción del alma con una relación de ancho plano tal que el valor de ρ para el espécimen sea igual a la unidad.

(d) Para propósitos de aceptación y control debe hacerse un ensayo de sección completa por cada rollo madre

(e) Se permitirá, como opción del fabricante, el uso de ensayos, ya sean de tensión o compresión, para aprobación de rutina y propósitos de control, siempre y cuando el fabricante demuestre que tales ensayos indican de manera confiable el esfuerzo de fluencia de la sección cuando está sujeta a la clase de esfuerzo bajo el cual va a ser utilizado el miembro.

F.4.6.3.2 — *Elementos planos de secciones formadas* — Los ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas de elementos planos de secciones formadas y las propiedades mecánicas representativas del acero virgen a ser usadas en la sección F.4.1.6.2 serán realizados de acuerdo con esta sección.

El esfuerzo de fluencia de partes planas, F_{yf}, se establecerá por medio de un promedio ponderado de los esfuerzos de fluencia de muestras para ensayo de tensión estándar, tomadas longitudinalmente de las porciones planas de un miembro representativo formado en frío. El promedio ponderado será la suma de los productos del esfuerzo de fluencia promedio para cada porción plana multiplicado por el área de la sección transversal, dividida por el área total de las partes planas en la sección transversal. El número exacto de tales muestras de ensayo dependerá de la forma del miembro. En la sección transversal debe tomarse al menos una muestra de la mitad de cada parte plana. Si el esfuerzo real de fluencia virgen excede el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, el esfuerzo de fluencia de las partes planas, F_{yf}, será ajustado multiplicando los valores del ensayo por la relación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado al esfuerzo real de fluencia virgen.

F.4.6.3.3 — *Acero virgen* — Las siguientes disposiciones aplicarán a aceros producidos de manera diferente a los listados en la sección F.4.1.2.1, bajo especificaciones NTC (o ASTM), y utilizados en secciones para las cuales el esfuerzo de fluencia incrementado del acero después del formado en frío se calcula a partir de las propiedades del acero virgen de acuerdo con la sección F.4.1.6.2. Para propósitos de aceptación y control, deben tomarse al menos cuatro especímenes a tensión de cada rollo madre para el establecimiento de los valores representativos del esfuerzo de fluencia a tensión virgen y la resistencia última a tensión. Las muestras de ensayo deben ser tomadas longitudinalmente a una distancia del borde externo del rollo igual a la cuarta parte del ancho.

[1] Para mayor información sobre este ensayo remitirse al documento AISI S902

Tabla F.4.7.2-2
Espesores de diseño y mínimos aceptables del material antes del recubrimiento

Tipo o calibre	Espesor de diseño		Espesor mínimo	
	mm	Pulg	mm	Pulg
22	0.75	0.0295	0.71	0.0280
21	0.84	0.0329	0.79	0.0311
20	0.91	0.0358	0.86	0.0340
19	1.06	0.0418	1.01	0.0398
18	1.20	0.0474	1.14	0.0449
17	1.37	0.0538	1.30	0.0512
16	1.52	0.0598	1.44	0.0567

F.4.7.2.2 — *Acabados* — El acabado sobre el tablero de acero para entrepiso de comportamiento compuesto debe ser especificado por el diseñador y debe ser adecuado para el medio ambiente en que se encuentre la estructura.

Debido a que el tablero es el refuerzo a flexión para la losa, este debe ser diseñado para trabajar durante toda la vida útil de la estructura. El acabado mínimo debe ser un recubrimiento galvanizado en zinc G60 (Z180), de acuerdo con la norma NTC 4011 (ASTM A653/A653M)

F.4.7.3 — DISEÑO DEL TABLERO COMO FORMALETA — Las propiedades de la sección del tablero de acero se deben calcular de acuerdo a lo dispuesto en las secciones F.4.2 a F.4.5 de este Reglamento.

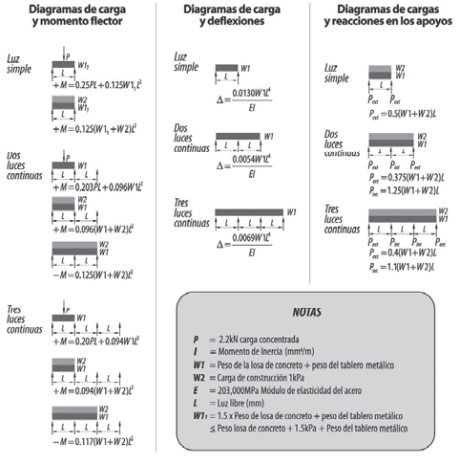


Figura F.4.7.3-1 — Diagramas de carga, momentos, deflexiones y reacciones durante la construcción con un tablero metálico para entrepiso

F.4.7 — TABLEROS METÁLICOS PARA TRABAJO EN SECCIÓN COMPUESTA

Las disposiciones de esta parte del Reglamento se aplican a losas o diafragmas diseñados y construidos con un tablero metálico sobre el cual se hace un vaciado en concreto. Todo lo estipulado en esta sección está de acuerdo con los numerales F.4.1 a F.4.5 de esta norma, excepto donde se indique lo contrario.

Los planos deben especificar claramente la solución técnica del sistema y mostrar los detalles de instalación así, como los accesorios a utilizar.

F.4.7.1 — ALCANCE — Esta parte del Reglamento se refiere a tableros de acero para entrepisos de comportamiento compuesto. El tablero es formado en frío y actúa como una formaleta permanente y como el refuerzo positivo a flexión para el concreto estructural. Cuando se sujeta adecuadamente, el tablero en acero también actúa como una plataforma de trabajo para las diferentes actividades en la construcción. Después que el concreto ha curado genera un vínculo con el tablero en acero debido a la geometría del panel metálico, medios mecánicos, adherencia superficial o por una combinación de todos estos medios. La figura F.4.7.1-1 muestra la sección transversal típica de una losa en comportamiento compuesto con un tablero en acero.

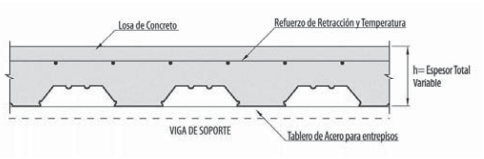


Figura F.4.7.1-1 — Sección transversal de losa o entrepiso en comportamiento compuesto con un tablero metálico

F.4.7.2 — MATERIALES — El tablero de acero para entrepisos de comportamiento compuesto debe ser fabricado siguiendo los lineamientos estipulados en las secciones F.4.1 a F.4.5 de esta norma, a menos que se indique algo diferente en esta sección. El acero utilizado para su formación debe tener un esfuerzo mínimo de fluencia de 230 MPa (33 ksi). El espesor mínimo de la lámina, aceptado para fabricación del tablero metálico de trabajo en sección compuesta, corresponde a un espesor de acero base de 0.71 mm (tipo o calibre 22), de acuerdo con la sección F.4.7.2.1 y la tabla F.4.7.2-2.

F.4.7.2.1 – *Tolerancias* – Las tolerancias aplicables en la fabricación del tablero se encuentran consignadas en la tabla F.4.7.2-1:

Tabla F.4.7.2-1
Tolerancias de fabricación del tablero

Longitud del panel	**±12** mm
Espesor	No debe ser menor al 95% del espesor de diseño
Ancho útil del panel	**+20** mm , **−10** mm
Flecha y curvatura	**6** mm en **3.00** m de longitud
Extremo del panel fuera de escuadra	**10** mm por metro de ancho del panel

Si la literatura publicada del producto no muestra el espesor del material sin recubrimiento en milímetros (o décimas de pulgada), pero sí presenta en una lista los números del tipo o calibre, el espesor del acero antes del recubrimiento en pintura o metal (espesor base de acuerdo con la sección F.4.1.2.4) deberá estar en concordancia con lo estipulado en la tabla F.4.7.2-2

F.4.7.3.1 — *Diseño por Esfuerzos Admisibles (DEA* — Debe considerarse la interacción del cortante y la flexión en los cálculos. El esfuerzo debido a la flexión no excederá 0.6 veces el esfuerzo de fluencia de diseño, F_c, con un máximo de 250 MPa, bajo las cargas combinadas del concreto fresco, el panel metálico y las siguientes cargas vivas mínimas de construcción: 1.0 kPa de carga uniformemente distribuida o una carga concentrada de 2.2 kN en un ancho de 1.0 m. Remitirse a la figura F.4.7.3-1 para las condiciones de carga durante la construcción cuando el tablero trabaja como formaleta. El tablero metálico debe ser seleccionado para soportar una carga mínima distribuida de 2.4 kPa. Para luces simples la carga del concreto fresco debe ser como mínimo la menor de su peso propio incrementado en un 50% ó 1.5 kPa.

F.4.7.3.2 — *Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — Las factores de carga a emplear para las condiciones de construcción mostradas en la figura F.4.7.3-1 deben estar de acuerdo con el Título B de este Reglamento. Se debe verificar la interacción entre el cortante y la flexión. La resistencia requerida se debe calcular teniendo en cuenta las cargas combinadas del concreto fresco, el panel metálico y las siguientes cargas vivas mínimas de construcción: 1.0 kPa de carga uniformemente distribuida o una carga concentrada de 2.2 kN en un ancho de 1.0 m. El tablero metálico debe ser seleccionado para soportar una carga mínima distribuida de 2.4 kPa. Para luces simples la carga del concreto fresco debe ser como mínimo la menor de su peso propio incrementado en un 50% ó 1.5 kPa.

Los factores de resistencia para flexión, cortante y apoyo interior se deben determinar de acuerdo con lo requerido por las secciones F.4.3 a F.4.5 de esta especificación.

F.4.7.3.3 — *Deflexiones* — Las deflexiones teóricas calculadas para el tablero de acero trabajando como formaleta deben basarse en el peso del concreto fresco, determinado a partir del espesor de diseño de la losa, y el peso propio del panel metálico uniformemente cargado en todas las luces (véase figura F.4.7.3-1 columna 2). Las deflexiones deben limitarse a la menor entre $L/180$ ó 20 mm, medidas con respecto a los miembros de apoyo. Para el cálculo de las deflexiones no se toman en cuenta las cargas de construcción debido a su naturaleza temporal.

F.4.7.3.4 — *Longitud mínima de apoyo* — Las longitudes mínimas de apoyo se deben determinar de acuerdo con las disposiciones de la sección F.4.3.3.4 de esta norma. Para el cálculo de estas longitudes se debe utilizar la carga del concreto fresco, el peso propio del panel metálico, y una carga de construcción de 1.0 kPa. (véase la figura F.4.7.3-1 columna 3)

Se recomienda un apoyo mínimo de 40 mm para prevenir el deslizamiento de la lámina con respecto a su apoyo, sin embargo, este debe ser calculado siguiendo las disposiciones del párrafo anterior. El tablero de acero debe ser sujetado de manera adecuada para evitar su deslizamiento. La capacidad de arrugamiento del alma del tablero, en apoyos interiores, puede ser incrementada un 33% debido a cargas temporales de construcción.

F.4.7.4 — ALMACENAMIENTO EN SITIO E INSTALACIÓN

F.4.7.4.1 — *Almacenamiento en sitio* — El paquete de tableros en acero debe estar separado del terreno con un extremo elevado para proveer el suficiente drenaje y protegido contra la intemperie con una cubierta impermeable, lo suficientemente ventilado para evitar la condensación.

F.4.7.4.2 — *Instalación del tablero* — Cada unidad de tablero debe ser colocada sobre la estructura de soporte. Debe ajustarse a su posición final, con sus traslapos longitudinales bien alineados y los extremos apoyados sobre los miembros estructurales sin escalonamientos sobre los apoyos. Todos los paneles metálicos deben estar alineados longitudinalmente en los diferentes vanos.

F.4.7.4.3 — *Bordes extremos a tope* — Las láminas del panel deben estar a tope sobre los apoyos. Debe tenerse en cuenta la máxima tolerancia en la longitud de 12 mm (remitirse a la sección F.4.7.2.1)

El traslapo sobre los apoyos de las láminas no es conveniente debido a los resaltos de cortante (repujado en el alma) o que el perfil de la sección transversal puede evitar el ajuste lámina a lámina. El espacio entre láminas traslapadas puede hacer más difícil la operación de sujeción mediante soldadura. Los espacios entre bordes extremos de láminas son aceptables, pudiendo requerirse la colocación de cintas especiales para el sello de la junta.

F.4.7.4.4 — *Anclaje* — Las láminas del tablero para entrepiso deben estar ancladas a los miembros de soporte (incluyendo estructuras de acero y/o muros de carga en el perímetro longitudinal y no sólo transversal), ya sea por soldadura o por sujetadores mecánicos. Esta sujeción debe hacerse inmediatamente después de la alineación. El anclaje mínimo para la instalación de la lámina se especifica en la sección F.4.7.4.4.1. No debe caminarse o estacionarse sobre el tablero de acero hasta que se hayan realizado estos anclajes mínimos. Las unidades del tablero metálico con separaciones entre apoyos mayores a 1.5 m deberán tener sujetadores longitudinales en los traslapos lámina a lámina y lámina a borde perimetral (el perímetro con el miembro estructural de acero o concreto), en la mitad de la luz o a intervalos de 1.0 m, la menor de las dos. Estos sujetadores longitudinales se colocaran a partir del centro de la luz hacia los apoyos.

Bajo ninguna circunstancia deben dejarse láminas no sujetadas, garantizándose siempre el anclaje de los tableros. El objetivo del sujetador en el traslapo longitudinal es prevenir deflexiones diferenciales entre las láminas o tableros durante el vaciado del concreto y por lo tanto evitar la separación de la junta longitudinal. No se deben admitir los huecos causados por soldadura durante las operaciones de sujeción de lámina. Debe seleccionarse un sistema adecuado de anclaje.

F.4.7.4.4.1 — *Soldadura* — Los procedimientos de soldadura estarán estrictamente de acuerdo con las especificaciones de la sección F.4.5 de este Reglamento, o un su defecto a lo dispuesto en el numeral F.2. Se requiere un punto de soldadura mínimo de 15 mm de diámetro, o equivalente, en las crestas laterales del tablero metálico sobre el apoyo, más un número adicional de puntos de soldadura intermedios hasta obtener un espaciamiento promedio de 300 mm. El máximo espaciamiento entre puntos adyacentes de sujeción no excederá los 460 mm. Cuando se utilicen soldaduras de filete deben ser de al menos 25 mm de longitud. El metal de aporte penetrará todas las capas de material del tablero en el final del traslapo longitudinal sobre el apoyo y tendrá una buena fusión a los miembros estructurales de soporte. Se deben utilizar arandelas para soldar sobre todas las unidades de tablero con espesor base de 0.71 mm (calibre 22). Las arandelas tendrán un espesor mínimo de 1.50 mm (calibre 16), y un diámetro nominal de perforación de 10 mm.

F.4.7.4.4.2 — *Sujetadores mecánicos* — Los sujetadores mecánicos (tornillos, sujetadores anclados neumáticamente o accionados con pólvora) pueden utilizarse como medios de anclaje, siempre y cuando el tipo y espaciamiento del sujetador satisfaga el criterio de diseño. Para la aprobación de su uso, el fabricante del sujetador deberá presentar los ensayos documentados, formulas de diseño y tablas.

F.4.7.5 — DISEÑO DEL TABLERO Y CONCRETO COMO UNA UNIDAD COMPUESTA

F.4.7.5.1 — *Generalidades* — El sistema de entrepiso compuesto se debe diseñar como una losa de concreto reforzado con el tablero de acero actuando como el refuerzo positivo. Las losas deben diseñarse como sistemas de luces simples o continuas bajo cargas uniformes. La altura o espesor de la losa corresponde a la distancia medida desde la parte inferior del tablero metálico hasta el plano superior del concreto.

Las consideraciones especiales para cargas concentradas (sección F.4.7.7.4) y comportamiento como diafragma requieren un análisis adicional. La capacidad de carga horizontal debe analizarse con procedimientos racionales aceptados[2]. Su comportamiento como diafragma debe ser aprobado por el ingeniero diseñador.

Si el diseñador requiere un sistema de losa continuo sobre los apoyos, debe garantizarse la presencia de refuerzo negativo utilizando las ecuaciones convencionales del concreto reforzado, de acuerdo con lo estipulado en el Título C de esta norma. La malla electro-soldada, en caso de seleccionarse como el refuerzo por temperatura, no garantiza por sí sólo la suficiente área de acero para lograr el comportamiento como losa continua (ver sección F.4.7.5.5). El tablero metálico no puede considerarse como refuerzo en compresión para el caso de voladizos. Debe tenerse especial cuidado con cargas provenientes de cielos falsos en voladizos del sistema de entrepiso compuesto.

Los procedimientos de diseño de este numeral no se pueden aplicar a sistemas de losa de entrepiso sin conectores de cortante unidos al sistema de apoyo, sin la presencia de barreras para el fraguado del concreto u otras restricciones. Las losas deben estar unidas a su sistema de apoyo, así sea con los anclajes mínimos por construcción del numeral F.4.7.4.4. En caso de que no se consideren conectores de cortante para el

[2] Información al respecto puede encontrarse en el SDI Diaphragm Design Manual, Third Edition.

diseño, la capacidad de carga por unidad de área debe determinarse mediante ensayos de adherencia concreto-lámina o por el método de esfuerzos admisibles (DEA) (sección F.4.7.5.6.1). La presencia de conectores de cortante en una cuantía adecuada garantiza el alcance de la resistencia de diseño a flexión en la sección transversal de la losa. Debe utilizarse el apropiado factor de resistencia, ϕ, para la determinación de la resistencia de diseño.

F.4.7.5.2 — *Ensayos* — El fabricante podrá utilizar los criterios de diseño aplicables para determinar la resistencia del sistema de losa (ver sección F.4.7.5.6) o, alternativamente, el fabricante deberá realizar, bajo supervisión profesional, un número suficiente de ensayos con el sistema losa-tablero para garantizar su comportamiento compuesto.

F.4.7.5.2.1 — *Determinación de la carga* — La capacidad de carga sobreimpuesta disponible se determinará con los procedimientos estándar de diseño del concreto reforzado, mediante el uso de factores de resistencia de diseño o factores de seguridad, según sea aplicable, y factores de reducción basados en la presencia, ausencia, o espaciamiento de los conectores de cortante sobre las vigas perpendiculares al tablero, tal como se muestra en la sección F.4.7.5.6.

F.4.7.5.3 — *Concreto* — El concreto estará de acuerdo con lo estipulado en el Título C de este Reglamento. La resistencia mínima a compresión, f'_c, será de 21 MPa o lo que se requiera para resistencia al fuego o durabilidad. No se deben utilizar aditivos que contengan sales clorhídricas.

F.4.7.5.3.1 — *Recubrimiento mínimo* — El recubrimiento mínimo de concreto sobre la cresta del tablero metálico debe ser de 50 mm. Cuando se requiera refuerzo adicional para momento negativo, el recubrimiento mínimo de concreto sobre estas barras será de 20 mm.

F.4.7.5.4 — *Deflexiones* — Las deflexiones del sistema de losa compuesto no excederán $L/360$ bajo la carga sobreimpuesta. Para el sistema compuesto estas deflexiones pueden calcularse utilizando el promedio de la inercia agrietada y no agrietada, cuando se use el procedimiento de la sección transformada.

F.4.7.5.5 — *Refuerzo por retracción y temperatura* — El refuerzo por retracción y temperatura deberá consistir de una malla electro-soldada o barras de refuerzo, con un área mínima de 0.00075 veces el área del concreto sobre el tablero metálico , pero no debe ser menor que una malla con un área de 59.3 mm^2 de acero por metro de ancho de losa.

Alternativamente, pueden utilizarse fibras de acero en lugar de la malla de refuerzo para efectos de retracción y temperatura de acuerdo a las especificaciones NTC 5214 (ASTM A820)[3], en una cuantía mínima de 14.8 kg/m^3, o fibras macro sintéticas , hechas a partir de poliolefino virgen, con un diámetro equivalente entre 0.4 mm y 1.25 mm con una relación de aspecto mínima (longitud/diámetro equivalente) de 50, en una cuantía mínima de 2.4 kg/m^3.

F.4.7.5.6 — *Flexión*

F.4.7.5.6.1 — *Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles (DEA)* — La resistencia admisible a flexión se debe determinar con la siguiente ecuación:

$$M_{adm} = CF_yS_c \qquad \text{(F.4.7.5-1)}$$

Donde

M_{adm} = resistencia admisible a flexión[4]
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado en la sección F.4.1.6.1
S_c = módulo elástico mínimo de la sección transversal transformada agrietada
C = factor de seguridad

[3] NTC 5214 – Fibras de acero para concreto reforzado
[4] No existe una correlación entre las capacidades de carga halladas por los dos diferentes métodos de diseño, DCCR o DEA.

Si no se considera la presencia de conectores de cortante en el diseño $C = 0.60$. Si estos se consideran C puede tomarse igual a 0.75.

F.4.7.5.6.2 – *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* – La resistencia de diseño a flexión se debe calcular a partir de los procedimientos estándar de diseño de concreto reforzado del Título C de este Reglamento y las combinaciones de carga de acuerdo con lo establecido en el Título B de este Reglamento. La resistencia de diseño a flexión, cuando se dispone de conectores en la cuantía suficiente para alcanzar la capacidad máxima de la sección transversal, como se especifica en F.4.7.5.6-3, se debe determinar a partir de la ecuación F.4.7.5-2:

$$\phi M_n = \phi A_s F_y (d - a/2) \qquad \text{(F.4.7.5-2)}$$

Donde:
ϕM_n = resistencia de diseño a flexión ancho unitario.
ϕ = factor de resistencia, $\phi = 0.85$
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado en la sección F.4.1.6.1
d = distancia desde la parte superior de la losa de concreto hasta el centroide del tablero metálico
A_s = área transversal del tablero metálico

$$a = A_s F_y / (0.85 f'_c b) \qquad \text{(F.4.7.5-3)}$$

Donde:
f'_c = resistencia a compresión del concreto, mínimo 21 MPa
b = ancho unitario de la zona a compresión de concreto (usualmente, 1.0 m = 1000 mm)

Adicionalmente, la resistencia de diseño a flexión cuando no se dispone o no se toman en cuenta los conectores de cortante, se determina mediante:

$$\phi M_n = \phi S_c F_y \qquad \text{(F.4.7.5-4)}$$

Donde:
$\phi = 0.85$
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado en la sección F.4.1.6.1
S_c = módulo elástico mínimo de la sección transversal transformada agrietada

Debido a la escasez de ensayos sobre tableros metálicos calibre 16 (1.50 mm) y a que la profundidad de los resaltes de cortante (repujado en el alma) requerida para desarrollar la capacidad a momento en la sección transversal, sin incluir los conectores de cortante, podría no ser suficiente en este espesor de lámina, los valores máximos de resistencia a flexión deben ser los obtenidos para el sistema con un tablero en calibre 18 (1.20 mm). El fabricante sólo podrá publicar tablas de carga y capacidades máximas limitadas a las máximas obtenidas para un sistema de entrepiso con un tablero de 1.2 mm (calibre 18) de espesor. Las propiedades para el diseño de la sección transversal del tablero metálico, deben ser suministradas por el fabricante del producto.

Se puede realizar una interpolación lineal entre las ecuaciones F.4.7.5-2 y F.4.7.5-4 para obtener la resistencia a flexión de una losa con conectores de cortante en un número no suficiente para alcanzar la resistencia nominal máxima a flexión de la sección transversal.

F.4.7.5.6.3 — *Conectores de cortante* — El número requerido de pernos conectores de cortante de diámetro de 19 mm por metro de ancho para anclar la losa de manera que pueda alcanzarse la resistencia nominal a flexión en la sección transversal, será estimado por la siguiente ecuación:

$$N_s = F_y (A_s - A_{webs}/2 - A_{bf}) / (142.58 (f'_c E_c)^{1/2}) \qquad \text{(F.4.7.5-5)}$$

Donde:
N_s = número de pernos conectores de 19 mm requerido por metro de ancho
A_s = área de acero en mm^2 por metro de ancho
A_{webs} = área de las almas en mm^2 por metro de ancho
A_{bf} = área de acero de la aleta inferior en mm^2 por metro de ancho
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño en MPa determinado en la sección F.4.1.6.1
E_c = módulo de elasticidad del concreto en MPa de acuerdo con el Título C de este Reglamento.

El valor de A_s se calcula con base en el ancho plano del material. Las propiedades de la sección transversal, para la determinación del número requerido de conectores de cortante, deben ser suministradas por el fabricante del producto, o en su defecto, este presentará esquemas o planos de la sección para el cálculo de las áreas en la obtención de N_s.

F.4.7.5.7 — *Cortante* — El área de concreto disponible para cortante se obtiene a partir de la figura F.4.7.5-1. Debido a que el refuerzo negativo puede o no utilizarse, queda a discreción del diseñador revisar si el área de concreto sobre cualquier barra de acero debe ser deducida del área de concreto disponible para resistir fuerzas cortantes. La resistencia de diseño a cortante, ϕV_n, es la resistencia a cortante vertical total del sistema de entrepiso compuesto, multiplicada por un factor de resistencia. Esta resistencia será la suma de las capacidades a cortante del tablero metálico y del concreto, calculada mediante la ecuación F.4.7.5-6:

$$\phi V_n = \phi V_{tab} + \phi V_c \qquad \text{(F.4.7.5-6)}$$

Donde:
ϕ = factor de resistencia, $\phi = 0.85$
ϕV_n = resistencia de diseño a cortante del sistema de entrepiso compuesto
ϕV_{tab} = resistencia de diseño a cortante del tablero metálico de acuerdo con lo especificado en F.4.3.3.2.1
ϕV_c = resistencia de diseño a cortante suministrada por el concreto, que puede calcularse como:

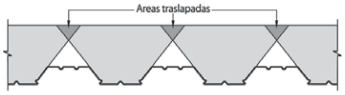
$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} A_c \qquad \text{(F.4.7.5-7)}$$

Donde:
f'_c = resistencia a compresión del concreto en MPa, mínimo 21 MPa
A_c = área de concreto disponible para cortante en mm^2 obtenida de la figura F.4.7.5-1

(a)

Las zonas sombreadas representan el área disponible para cortante

(b)



Si las áreas de corte se traslapan

(c)

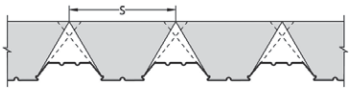


Figura F.4.7.5-1 — Áreas disponibles para cortante

F.4.7.5.8 — *Cortante y momento flector combinados*

F.4.7.5.8.1 — *Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles (DEA)* — La ecuación de interacción para cortante y momento flector es la siguiente:

$$\sqrt{\left(\frac{\Omega_b M}{M_n}\right)^2+\left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right)^2}\le 1.0 \qquad \text{(F.4.7.5-8)}$$

$\Omega_v = 1.60$

$\Omega_b = 1.67$

Donde:

V = resistencia requerida a cortante

M = resistencia requerida a flexión

V_n = resistencia nominal a cortante de acuerdo con la sección F.4.7.5.7

M_n = resistencia a flexión para DEA

$= F_y S_c$ **(F.4.7.5-9)**

F_y y S_c se definen en la sección F.4.7.5.6.1

La ecuación F.4.7.5-8 se debe utilizar para la interacción del tablero metálico actuando como formaleta (etapa de construcción) y también cuando está trabajando con el concreto como sistema compuesto.

F.4.7.5.8.2 — *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)* — La ecuación de interacción entre cortante y momento flector es:

$$\sqrt{\left(\frac{\bar{M}}{\phi_b M_n}\right)^2+\left(\frac{\bar{V}}{\phi_v V_n}\right)^2}\le 1.0 \qquad \text{(F.4.7.5-10)}$$

$\phi_v = 0.95$

$\phi_b = 0.95$

Donde:

$\bar{V}$ = resistencia requerida a cortante, $\bar{V} = V_u$

$\bar{M}$ = resistencia requerida a flexión, $\bar{M} = M_u$

V_n = resistencia nominal a cortante de acuerdo con la sección F.4.7.5.7

M_n = resistencia nominal a flexión de acuerdo con la sección F.4.7.5.6.2

La ecuación F.4.7.5-10 se debe utilizar para la interacción del tablero metálico actuando como formaleta (etapa de construcción) y también cuando está trabajando con el concreto como sistema compuesto.

F.4.7.6 — PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

F.4.7.6.1 — *Apuntalamiento temporal* — En caso de requerirse apuntalamiento temporal para la condición mínima de carga sobreimpuesta al tablero de 2.4 kPa, este debe estar asegurado en el sitio antes de empezar la instalación de los tableros. El apuntalamiento debe diseñarse e instalarse de acuerdo con los procedimientos de apuntalamiento para concreto reforzado estipulados en el Título C de este Reglamento. El apuntalamiento debe permanecer en su sitio hasta que el concreto alcance el 75% de su resistencia especificada a compresión y durante un mínimo de 7 días.

F.4.7.6.2 — *Limpieza* — Antes del vaciado del concreto el tablero de acero debe estar libre de tierra, escombros, agua estancada, residuos por operaciones de taladrado o algún otro material extraño.

F.4.7.6.3 — *Vaciado del concreto* — Debe tenerse especial cuidado durante el vaciado del concreto de manera que el tablero no esté sujeto a ningún impacto que exceda su capacidad de diseño. El concreto debe colocarse desde un bajo nivel con respecto al panel metálico, para evitar impactos. El vaciado debe realizarse de manera uniforme sobre la estructura de soporte y desde allí extenderse hacia el centro de la luz del tablero. Si se utilizan equipos menores de acarreo de material deben colocarse tablones para el tránsito de estos. Los equipos solo pueden operar sobre esta plataforma. Los tablones serán de una rigidez adecuada para transferir las cargas al tablero metálico sin causar daño. Deben evitarse todos los daños por una inadecuada colocación del concreto.

F.4.7.7 — CONSIDERACIONES ADICIONALES

F.4.7.7.1 — *Estacionamientos* — El uso del sistema de entrepiso compuesto es apropiado para edificios de estacionamientos. La experiencia práctica ha mostrado un comportamiento excelente. Para su uso en edificios de parqueaderos deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

(1) Las losas deben diseñarse como sistemas de luces continuas con refuerzo para momento negativo sobre los apoyos.

(2) En caso de ser necesario, se debe suministrar refuerzo adicional para detener el agrietamiento causado por grandes diferencias de temperatura y para garantizar una mejor distribución de las cargas

(3) En zonas con alta presencia salina (agua marina) deben tomarse medidas de protección. Se recomienda un galvanizado mínimo G90 (Z275), de acuerdo con la norma NTC 4011 (ASTM A653/A653M) y recubrir la parte inferior del tablero con una pintura durable. Las medidas de protección deben mantenerse durante toda la vida útil de la estructura.

F.4.7.7.2 — *Voladizos* — En el caso de voladizos, el tablero solo debe trabajar como formaleta permanente, y debe suministrarse el refuerzo negativo que se requiera para soportar la condición de carga. No se debe considerar al tablero como refuerzo en compresión.

El esfuerzo máximo admisible en la sección transversal del tablero metálico, actuando como formaleta en voladizo, debe ser 138 MPa (20 000 lb/pulg^2) calculado bajo las cargas combinadas del peso propio del concreto fresco, el peso propio del tablero metálico y 1.0 kPa o el peso propio del concreto fresco, el peso propio del tablero metálico y una carga puntual, aplicada en el extremo del voladizo, de 2200 N por metro de ancho, la más crítica de ambas combinaciones. La deflexión máxima en el borde libre es $L/120$, donde L es la longitud del voladizo, bajo las cargas del peso propio del concreto y el peso propio del tablero. Se supone un ancho de apoyo de 89 mm para la revisión por arrugamiento del alma con una carga combinada del peso propio del concreto, el peso propio del tablero metálico y 1.0 kPa. Si el ancho del apoyo es menor a 89 mm debe consultarse con el fabricante del tablero metálico.

F.4.7.7.3 — *Vigas y viguetas en sección compuesta* — Las secciones del sistema de entrepiso compuesto son apropiadas para su uso con vigas en sección compuesta.

F.4.7.7.4 — *Cargas concentradas* — La figura F.4.7.7-1 muestra los anchos efectivos de distribución de una carga concentrada. Este análisis debe hacerse cuando se apliquen al sistema cargas sobreimpuestas

mayores de 20 kPa. El área obtenida para el acero de distribución mediante este procedimiento no debe ser inferior a $0.00075A'_c$, donde A'_c es el área de concreto (por ancho unitario) sobre las crestas del tablero metálico, la cual es diferente al área de concreto A_c disponible para cortante. Las fórmulas para los anchos de distribución efectiva son las siguientes:

$b_m = b_2 + 2t_c + 2t_t$ **(F.4.7.7-1)**

Flexión en una luz simple: $b_e = b_m + 2(1 - x/L)x$ **(F.4.7.7-2)**

Donde x es distancia de localización de la carga con respecto al apoyo

Flexión en luces continuas: $b_e = b_m + (4/3)(1 - x/L)x$ **(F.4.7.7-3)**

Cortante: $b_e = b_m + (1 - x/L)x$ **(F.4.7.7-4)**

Pero en ningún caso:

$b_e > 2.71(t_c/h)$, en metros **(F.4.7.7-5a)**

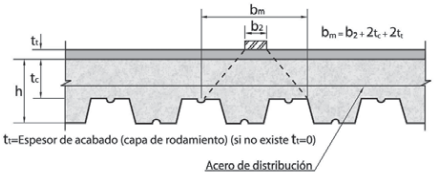
Momento alrededor del eje débil:

$$M = \frac{Pb_e}{15w} \qquad \text{(F.4.7.7-6)}$$

Donde:

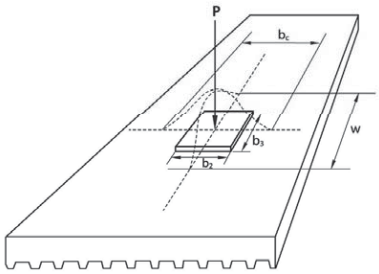
$w = \frac{L}{2} + b_3$, pero no debe superar el valor de L **(F.4.7.7-7)**

F.4.7.7.5 — *Tubería* — Pueden colocarse conductos en el sistema de losa cuando el tamaño del tubo sea de 25.4 mm o menor en diámetro, o menor a 1/3 del recubrimiento del concreto, sin atravesar valles del tablero, y esté espaciado 460 mm como mínimo, con un recubrimiento mínimo de 19 mm, excepto que las especificaciones de diseño limiten a una condición más exigente.



(a)

Figura F.4.7.7-1 — Distribución de cargas concentradas (continua ...)



(b)

Figura F.4.7.7-1 — Distribución de cargas concentradas (continuación)

F.4.8 — ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE ENTRAMADOS DE ACERO FORMADO EN FRÍO, SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN EN SECO Y ENTRAMADOS DE CERCHAS

F.4.8.1 — GENERALIDADES — Las disposiciones de esta sección son aplicables al diseño e instalación de miembros estructurales y no estructurales para entramados de acero formado en frío[5], en los que el espesor mínimo del acero esté entre 0.46 mm y 3.00 mm. Los miembros cubiertos por esta sección incluyen parales de secciones C, viguetas, canales guía, secciones en U, secciones omega, ángulos y otros miembros de comportamiento similar.

F.4.8.2 — MATERIALES

F.4.8.2.1 — *Especificaciones del material* — Los miembros estructurales y no estructurales se deben formar en frío a partir de láminas de acero de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM A1003 / A1003M.

F.4.8.2.2 — *Espesor del acero base* — Los miembros estructurales y no estructurales se deben forma en frío a partir de láminas de acero con el espesor mínimo listado en la tabla F.4.8.2-1.

[5] Especificaciones para entramados de sistemas de construcción en seco (Drywall)

Tabla F.4.8.2-1
Espesores estándar

Espesor de diseño		Espesor mínimo del acero base	
mm	pulgadas	mm	pulgadas
0.478	0.0188	0.455	0.0179
0.719	0.0283	0.683	0.0269
0.792	0.0312	0.752	0.0296
0.879	0.0346	0.836	0.0329
1.146	0.0451	1.087	0.0428
1.438	0.0566	1.367	0.0538
1.811	0.0713	1.720	0.0677
2.583	0.1017	2.454	0.0966
3.155	0.1242	2.997	0.1180

F.4.8.2.3 — *Protección contra corrosión* — Los miembros estructurales y no estructurales deben cumplir con los requisitos mínimos de recubrimiento metálico listados en la tabla F.4.8.2-2 (masa de recubrimiento por unidad de área). Se permite el uso de recubrimientos alternativos si se demuestra su equivalencia.

Tabla F.4.8.2-2
Requerimientos mínimos de recubrimientos metálicos (masa por unidad de área)

Designación de Material	Designación del recubrimiento
Tipo H y Tipo L	G60 [Z180][A] AZ50 [AZM150][B]
Tipo NS	G40 [Z120][A] AZ50 [AZM150][B]

[A] Laminas de acero recubiertas en zinc de acuerdo con la especificación NTC 4011 (ASTM A653/A653M)
[B] Láminas de acero recubiertas con aleación 55% aluminio-zinc de acuerdo con la especificación NTC 4015 (ASTM A792/A792M)

F.4.8.3 — PRODUCTOS

F.4.8.3.1 — *Designación del producto* — Para referenciar los miembros estructurales y no estructurales, debe utilizarse una nomenclatura de cuatro partes, que identifique el tamaño (tanto altura del alma como ancho de aleta), estilo, y espesor, de acuerdo a los siguientes códigos secuenciales:

Un primer número de 3 ó 4 dígitos indicando la altura del alma del miembro en milímetros, seguido de una letra que indica:

P = miembro de un entramado, paral o vigueta, con pestañas
G = sección canal guía
U = sección canal o paral de un entramado sin pestañas
O = sección omega
L = sección en ángulo

Un tercer número de 3 ó 4 dígitos que indica el ancho de aleta en milímetros, seguido por un guión, y un último número indicando el espesor en milímetros.

Cuando se utilicen miembros para aplicaciones estructurales, debe especificarse el grado (resistencia) del material en todos los documentos y planos.

F.4.8.3.2 — *Geometría estándar* — La geometría estándar para miembros estructurales y no estructurales se muestra en la figura F.4.8.3-1 y puede corresponder a cualquier combinación de las dimensiones básicas listadas en las tablas F.4.8.3-1 a F.4.8.3-5, dependiendo del tipo de miembro.

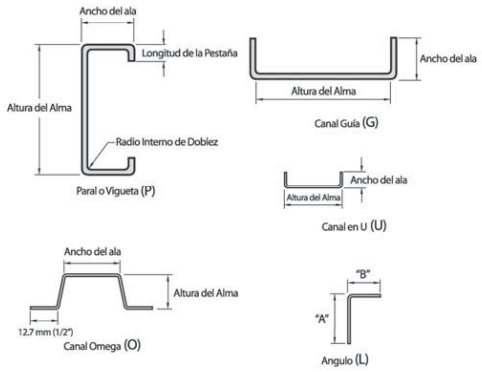


Figura F.4.8.3-1 — Miembros típicos para entramados de lámina formada en frío.

Tabla F.4.8.3-1
Dimensiones estándar para parales y viguetas en sección C (P)

Altura del Alma (Altura de diseño)	
mm	Pulg
41.3	1-5/8
63.5	2-1/2
88.9	3-1/2
92.1	3-5/8
102	4
140	5-1/2
152	6
203	8
254	10
305	12
356	14

Ancho de Aleta (Ancho de diseño)	
mm	Pulg
31.8	1-1/4
34.9	1-3/8
41.3	1-5/8
50.8	2
63.5	2-1/2
76.2	3
88.9	3-1/2

Tabla F.4.8.3-2
Dimensiones estándar para canales guía (G)

Altura del Alma (Altura de diseño)	
mm	Pulg
41.3	1-5/8
63.5	2-1/2
88.9	3-1/2
92.1	3-5/8
102	4
140	5-1/2
152	6
203	8
254	10
305	12
356	14

Ancho de Aleta (Ancho de diseño)	
mm	Pulg
31.8	1-1/4
50.8	2
63.5	2-1/2
76.2	3

Tabla F.4.8.3-3
Dimensiones estándar para secciones U (U)

Altura del Alma (Altura de diseño)	
mm	Pulg
19.1	3/4
38.1	1-1/2
50.8	2
63.5	2-1/2

Ancho de Aleta (Ancho de diseño)	
mm	Pulg
12.7	1/2
19.1	3/4

Tabla F.4.8.3-4
Dimensiones estándar para perfiles omega (O)

Altura del Alma (Altura de diseño)	
mm	Pulg
22.2	7/8
38.1	1-1/2

Ancho de Aleta (Ancho de diseño)	
mm	Pulg
31.8	1-1/4

Tabla F.4.8.3-5
Dimensiones estándar para ángulos (L)

Ancho de Aleta "A"	
mm	Pulg
15.9	5/8
22.2	7/8
34.9	1-3/8
38.1	1-1/2
50.8	2
76.2	3

Ancho de Aleta "B"	
mm	Pulg
15.9	5/8
22.2	7/8
34.9	1-3/8
38.1	1-1/2
50.8	2
76.2	3

F.4.8.3.3 — *Radio interno de doblez* — El tamaño del radio interno de doblez utilizado para el diseño debe cumplir con los requisitos mostrados en la tabla F.4.8.3-6.

Tabla F.4.8.3-6
Radio interno de doblez para diseño

Espesor de diseño	Radio interno de doblez	
mm (pulg)	mm	Pulg
0.478 (0.0188)	2.141	0.0843
0.719 (0.0283)	2.022	0.0796
0.792 (0.0312)	1.984	0.0781
0.879 (0.0346)	1.941	0.0764
1.146 (0.0451)	1.808	0.0712
1.438 (0.0566)	2.156	0.0849
1.811 (0.0713)	2.715	0.1069
2.583 (0.1017)	3.874	0.1525
3.155 (0.1242)	4.732	0.1863

F.4.8.3.4 — *Longitud de la pestaña* — La longitud de la pestaña en un miembro estructural o no estructural, paral o vigueta, en sección C debe estar relacionada con el ancho de aleta, tal como se muestra en la tabla F.4.8.3-7.

Tabla F.4.8.3-7
Longitud de diseño de la pestaña para parales y viguetas en secciones C

Sección	Ancho de aleta		Longitud de diseño de la pestaña	
	mm	pulg	mm	pulg
P31.8	31.8	1-1/4	4.8	3/16
P34.9	34.9	1-3/8	9.5	3/8
P41.3	41.3	1-5/8	12.7	1/2
P50.8	50.8	2	15.9	5/8
P63.5	63.5	2-1/2	15.9	5/8
P76.2	76.2	3	15.9	5/8
P88.9	88.9	3-1/2	25.4	1

F.4.8.3.5 — *Perforaciones* — Las perforaciones realizadas por el fabricante deben cumplir con las siguientes condiciones, a menos que el fabricante especifique otras distintas:

(1) Las perforaciones deben realizarse a lo largo del eje longitudinal del alma del miembro de entramado.
(2) Las perforaciones deben tener un espaciamiento centro a centro no menor a 600 mm.
(3) Las perforaciones deben tener un ancho no mayor a la mitad de la altura del miembro ó 63.5 mm, el que sea menor.
(4) Las perforaciones deben tener una longitud no mayor a 114 mm.
(5) La distancia desde el centro de la última perforación hasta el extremo final del miembro estructural no debe ser menor a 305 mm, a menos que se especifique algo diferente.

Se permite cualquier configuración o combinación de perforaciones que se ajusten a las limitaciones, en anchos y longitud, anteriormente expuestas.

F.4.8.3.6 — *Marcación del producto*

F.4.8.3.6.1 — *Miembros estructurales* — Los miembros estructurales deben ser marcados de manera legible con la siguiente información mínima:

(1) Fabricante (Nombre, logotipo o iniciales)
(2) Espesor del acero base
(3) Esfuerzo mínimo de fluencia (no es necesario si es Grado 33 [230 MPa])
(4) Recubrimiento (no es necesario si es G60 [Z180])

F.4.8.3.6.2 — *Miembros no estructurales* — Los miembros no estructurales deben ser marcados de manera legible con la siguiente información mínima:

(1) Fabricante (Nombre, logotipo o iniciales)
(2) Espesor del acero base
(3) Esfuerzo mínimo de fluencia (no es necesario si es Grado 33 [230 MPa])
(4) Recubrimiento (no es necesario si es G40 [Z120])

F.4.8.3.6.3 — *Codificación por colores* — Cuando se utiliza una codificación por colores para miembros o paquetes de miembros similares debe utilizarse la clasificación presentada en la tabla F.4.8.3-8.

Tabla F.4.8.3-8
Codificación estándar por colores

Espesor de diseño mm	Color
0.478	Ninguno
0.719	Negro
0.792	Rosado
0.879	Blanco
1.146	Amarillo
1.438	Verde
1.811	Naranja
2.583	Rojo
3.155	Azul

F.4.8.3.7 — *Tolerancias de fabricación* — Los miembros estructurales deben cumplir con las tolerancias de fabricación listadas en la tabla **F.4.8.3-9**. Los miembros no estructurales deberán cumplir con las tolerancias de fabricación listadas en la tabla **F.4.8.3-10**.

Tabla F.4.8.3-9
Tolerancias de fabricación para miembros estructurales

Dimensión[A]	Ítem revisado	Parales, mm	Canales Guías, mm
A	Longitud	+2.38	+12.7
		-2.38	-6.35
B[B]	Altura del alma	+0.79	+0.79
		-0.79	+3.18
C	Acampanado	+1.59	+0
	Exceso en doblez	-1.59	-2.38
D	Ancho a centro de hueco	+1.59	NA
		-1.59	NA
E	Longitud de centro de huecos	+6.35	NA
		-6.35	NA
F	Corona	+1.59	+1.59
		-1.59	-1.59
G	Curvatura lateral	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.
H	Arco	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.
I	Torsión (giro axial)	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.

[A] Todas las medidas deben ser tomadas a una distancia no menor de 305mm desde el extremo
[B] Dimensión entre caras externas para Parales, caras internas para Canales Guía

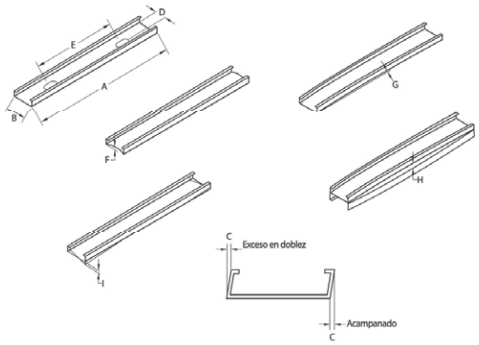


Figura F.4.8.3-2 — Tolerancias de fabricación para miembros estructurales

Tabla F.4.8.3-10
Tolerancias de fabricación para miembros no estructurales

Dimensión[A]	Ítem revisado	Parales, mm	Canales Guías, mm
A	Longitud	+3.18	+25.4
		-6.35	-6.35
B[B]	Altura del alma	+0.79	+3.18
		-0.79	-0
C	Acampanado	+1.59	+0
	Exceso en doblez	-1.59	-4.76
D	Ancho a centro de hueco	+3.18	NA
		-3.18	NA
E	Longitud de centro de huecos	+6.35	NA
		-6.35	NA
F	Corona	+3.18	+3.18
		-3.18	-3.18
G	Curvatura lateral	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.
H	Arco	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.
I	Torsión (giro axial)	2.6 por m	2.6 por m
		12.7 max.	12.7 max.

[A] Todas las medidas deben ser tomadas a una distancia no menor de 305 mm desde el extremo
[B] Dimensión entre caras externas para parales, caras internas para Canales Guía

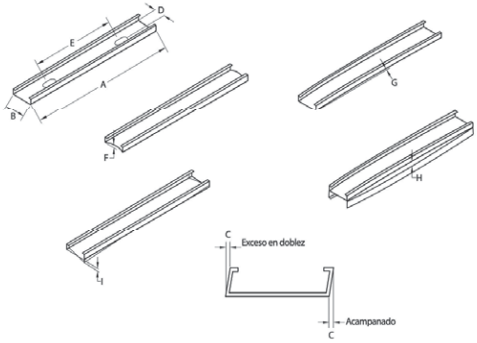


Figura F.4.8.3-3 — Tolerancias de fabricación para miembros no estructurales

F.4.8.4 — DISEÑO — La determinación de las resistencias de los miembros para sistemas de entramado estará de acuerdo con lo estipulado en los numerales F.4.1, F.4.2, F.4.3 y F.4.4 de este Reglamento, excepto cuando sea modificado en esta sección.

F.4.8.4.1 — *Propiedades de la sección* — Para secciones C y otras secciones transversales con geometría simple (véase figura F.4.8.3-1), las propiedades se determinan de acuerdo con los métodos convencionales del diseño estructural. Estas propiedades deben basarse en las secciones transversales totales, excepto cuando se requiera el uso de una sección transversal reducida o se requiera un ancho efectivo de diseño de acuerdo con las especificaciones de los numerales F.4.2 a F.4.4 de este Reglamento. Para otras geometrías de sección transversal, las propiedades deben basarse en ensayos, de acuerdo con la sección F.4.6.

F.4.8.4.2 — *Diseño de parales de muros* — Los miembros para sistemas de entramado estarán de acuerdo con lo especificado en este Reglamento. Los miembros deben estar en buenas condiciones. Los miembros dañados deberán reemplazarse o repararse de acuerdo con el diseño aprobado. Los parales de muros deben diseñarse con base en un diseño completamente en acero o arriostrado por los tableros. Las almas no deben tener perforaciones, o en caso de tenerlas deben estar de acuerdo con lo dispuesto en las secciones F.4.2 a F.4.5.

(a) Diseño completamente en acero — Los conjuntos con parales de muros que utilicen el criterio de un comportamiento completamente en acero se deben diseñar sin tomar en cuenta el arriostramiento estructural y/o la contribución de la acción compuesta de los tableros a los que están unidos.

(b) Diseño arriostrado por tableros — Los conjuntos con parales de muro que utilicen un criterio que incluya al tablero, se deben diseñar suponiendo que se instalan tableros idénticos a ambos lados del paral y están conectados a los miembros horizontales ubicados en la parte superior e inferior del muro para proveer soporte lateral y torsional al paral en el plano del muro. Los parales cuyos tableros de cerramiento laterales instalados a ambos lados no sean idénticos se deben diseñar suponiendo que el más débil de los dos tableros está sujeto a ambos lados.

Cuando se utiliza un diseño arriostrado por tableros, los planos deben especificar el tablero como un elemento estructural. Sin embargo, se deben revisar los parales sin considerar el arriostramiento debido al tablero, para la siguiente combinación de carga:

$$1.2D + (0.5L \text{ ó } 0.2G) + 0.2W \qquad \text{(F.4.8.4-1)}$$

Donde:
D = carga muerta
L = carga viva
G = carga de granizo
W = carga de viento

F.4.8.4.2.1 — *Carga axial* — Ambos extremos del paral deben estar restringidos contra rotación alrededor del eje longitudinal del miembro, así como desplazamiento perpendicular al mismo.

(a) Para parales en compresión, considerando el diseño completamente en acero, la capacidad de carga axial se define en las secciones F.4.3.4 y F.4.4.4.1. La longitud efectiva, $\mathbf{KL}$, se determina por medio de un análisis adecuado y/o ensayos, o en la ausencia de éstos, $\mathbf{K}_x$, $\mathbf{K}_y$ y $\mathbf{K}_t$ se deben tomar igual a la unidad. La longitud no arriostrada con respecto al eje principal, $\mathbf{L}_x$, se debe tomar como la distancia entre apoyos extremos del miembro, mientras que las longitudes no arriostradas $\mathbf{L}_y$ y $\mathbf{L}_t$ se deben tomar como las distancias entre riostras.

(b) Para parales en compresión, considerando el arriostramiento de los tableros, la resistencia axial se debe determinar de acuerdo con las disposiciones de esta sección.

La resistencia axial se debe calcular de acuerdo con la sección F.4.3.4. La longitud no arriostrada con respecto al eje principal, $\mathbf{L}_x$, se debe tomar como la distancia entre apoyos extremos del miembro. La longitud no arriostrada con respecto al eje menor, $\mathbf{L}_y$ y la longitud no arriostrada para torsión, $\mathbf{L}_t$, se deben tomar como el doble de la distancia entre los conectores del tablero. Los coeficientes de pandeo $\mathbf{K}_x$, $\mathbf{K}_y$ y $\mathbf{K}_t$ se deben tomar igual a la unidad.

Para prevenir fallas de la conexión paral-tablero, cuando se instalen tableros iguales de yeso a ambos lados del muro, con tornillos espaciados centro a centro 305 mm como máximo, la carga nominal axial máxima en el paral de muro se debe limitar a los valores dados en la tabla F.4.8.4-1.

Tabla F.4.8.4-1
Carga nominal axial máxima por capacidad de la conexión paral-tablero en yeso

Tablero en Yeso	Tamaño del tornillo	Carga nominal (especificada) axial máxima por paral
12.7 mm	No. 6	25.8 kN
12.7 mm	No. 8	29.8 kN
15.9 mm	No. 6	30.2 kN
15.9 mm	No. 8	34.7 kN

F.4.8.4.2.2 — *Flexión* — Para diseño completamente en acero se seguirán los lineamientos de la sección F.4.3.3.1.2.1 y F.4.3.3.1.4, para la determinación de la resistencia a flexión.

Para diseño considerando el arriostramiento por los tableros, y desconociendo cualquier restricción rotacional provista por éstos, se utilizarán las disposiciones de la sección F.4.3.3.1.1 para la determinación de la resistencia de diseño a flexión.

F.4.8.4.2.3 — *Cortante* — Para un diseño completamente en acero, o considerando el comportamiento compuesto con los tableros de yeso, la resistencia de diseño a cortante debe ser la definida en el numeral F.4.3.3.2.

F.4.8.4.2.4 — *Carga axial y flexión* — Para diseño completamente en acero, o considerando el comportamiento compuesto con los tableros de yeso, la resistencia axial y la resistencia a flexión deben satisfacer las ecuaciones de interacción de la sección F.4.3.5.

F.4.8.4.2.5 — *Arrugamiento del alma* — Para diseño completamente en acero, o diseño compuesto con los tableros, la resistencia a arrugamiento del alma del miembro, P_n, se debe determinar de acuerdo con la sección F.4.3.3.4, o P_n debe ser modificado de acuerdo con la sección F.4.8.4.2.7.2 para tomar en cuenta el incremento en la resistencia debido al canal guía.

F.4.8.4.2.6 — *Secciones armadas* — Para diseño completamente en acero, o en conjunto con los tableros, la resistencia de diseño de secciones armadas se define en F.4.4.1. Cuando los requisitos aplicables de conexiones no se cumplan, la resistencia de diseño de las secciones armadas debe ser igual a la suma de las resistencias de diseño de los miembros individuales de la sección transversal del miembro armado.

F.4.8.4.2.7 — *Diseño de conexiones para parales de muro*

F.4.8.4.2.7.1 — *Métodos de sujeción* — Los tornillos, pernos y conexiones soldadas deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del numeral F.4.5 y lo descrito en esta sección. Para conexiones con otro tipo de sujetador, la resistencia de diseño se debe determinar mediante ensayos de acuerdo con la sección F.4.6.1.

F.4.8.4.2.7.2 — *Conexión de paral en sección C a canal guía* — La conexión del paral al canal guía debe satisfacer los requisitos de resistencia al arrugamiento del alma del paral, de acuerdo con las sección F.4.8.4.2.5, o tal como se define en esta sección.

(a) Para parales de muros cortina que no sean adyacentes a las aberturas (puertas y ventanas), en los que ambas aletas del paral estén conectadas a los canales guía y el espesor del canal guía sea mayor o igual al espesor del paral, la resistencia nominal P_{nst}, se determina de acuerdo con la ecuación F.4.8.4-2, que se muestra a continuación:

$$P_{nst} = Ct^2F_y\left(1-C_R\sqrt{\frac{R}{t}}\right)\left(1+C_N\sqrt{\frac{N}{t}}\right)\left(1-C_h\sqrt{\frac{h}{t}}\right) \qquad \text{(F.4.8.4-2)}$$

Donde:

C = coeficiente de arrugamiento del alma = 3.7
C_R = coeficiente de radio interno de doblez = 0.19
C_N = coeficiente de longitud de apoyo = 0.74
C_h = coeficiente de esbeltez del alma = 0.019
R = radio interno de doblez del paral
N = longitud de apoyo del paral
h = altura de la porción plana del alma del paral, medida a lo largo de su plano
t = espesor de diseño del paral
$\phi = 0.90$

La anterior ecuación es válida para el siguiente rango de parámetros:

Tamaño del tornillo: No. 8, mínimo

Sección del paral:
Espesor de diseño: 0.88 mm a 1.96 mm
Resistencia de diseño a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa
Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm

Sección del canal guía:
Espesor de diseño: 0.88 mm a 1.96 mm
Resistencia a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa

Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm
Ancho nominal del aleta: 31.8 mm a 60.3 mm

(b) Para parales de muros cortina que no sean adyacentes a aberturas y cuando ambas aletas del paral estén conectadas a las aletas del canal guía y el espesor del canal guía es menor que el espesor del paral, la resistencia nominal, P_{nst}, será el menor valor obtenido de las ecuaciones F.4.8.4-2 ó F.4.8.4-3:

$$P_{nst} = 0.6t_tw_{st}F_{ut} \qquad \text{(F.4.8.4-3)}$$

Donde:

t_t = espesor de diseño del canal guía en mm
$w_{st} = 20t_t + 0.56\alpha$
α = 25.4
F_{ut} = resistencia última a tensión del canal guía
P_{nst} = resistencia nominal para la conexión del paral a la canal guía cuando está sujeta a cargas transversales
$\phi = 0.90$

La anterior ecuación es válida dentro del siguiente rango de parámetros:

Tamaño del tornillo: No. 8, mínimo

Sección del paral:
Espesor de diseño: 0.88 mm a 1.96 mm
Resistencia de diseño a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa
Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm

Sección del canal guía:
Espesor de diseño: 0.88 mm a 1.96 mm
Resistencia de diseño a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa
Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm Ancho nominal del aleta: 31.8 mm a 60.3 mm

(c) Para parales de muro cortina que sean adyacentes a aberturas y cuando ambas aletas estén conectadas a las aletas del canal guía, y el canal guía termina en la abertura, la resistencia nominal se deberá tomar como $0.5P_{nst}$ usando P_{nst} y ϕ como se determina en la sección F.4.8.4.2.7.2(a) cuando el espesor del canal guía sea mayor o igual al espesor del paral, o en la sección F.4.8.4.2.7.2(b) cuando el espesor del canal guía sea menor que el espesor del paral.

(d) Para parales de muro cortina que no sean adyacentes a aberturas y no tienen ambas aletas conectadas a las aletas de los canales guía y el espesor del canal guía sea mayor o igual al espesor del paral, la resistencia nominal, P_{nst} es igual a P_n, con ϕ tal como se determina en la sección F.4.3.3.4.1.

(e) Para parales de muro cortina que son adyacentes a aberturas y no tienen ambas aletas conectadas a las aletas de los canales guía y el espesor del canal guía es mayor o igual al espesor del paral, la resistencia nominal, P_{nst} es igual a $0.5P_n$, con ϕ tal como se determina en la sección F.4.3.3.4.1.

F.4.8.4.2.7.3 — *Conexión de canal guía sujeta a deformaciones para parales en sección C* — Para parales de muros cortina usados en conexiones de canales guía sujetas a deformaciones[6] P_{nst} será igual a P_n, con ϕ tal como se determina en la sección F.4.3.3.4.1.

[6] La deformación considerada corresponde a la estructura por encima del muro. Esta podría ser la losa de concreto o viga de acero a la cual se sujeta el canal guía. Esta canal guía es independiente del paral de muro.

La longitud de apoyo que debe ser usada en estos cálculos no excederá el mínimo ajuste entre el paral y el canal guía ó 25.4 mm.

La resistencia nominal de un canal guía sujeta a deflexión bajo cargas transversales, y conectada a su apoyo con un espaciamiento del sujetador no mayor que el espaciamiento entre parales se determina de acuerdo con la ecuación F.4.8.4-4, como sigue:

$$P_{nflt} = \frac{w_{dt}t^2F_y}{4e} \qquad \text{(F.4.8.4-4)}$$

Donde:

w_{dt} = longitud efectiva del canal guía = $0.11\left(\alpha^2\right)\left(e^{0.5}/t^{1.5}\right)+5.5\alpha \le S$
S = espaciamiento centro a centro de parales
t = espesor de diseño del canal guía
F_y = resistencia de diseño a la fluencia
e = distancia de diseño en el extremo o de deslizamiento (distancia entre el alma del paral en su extremo y el alma del canal guía, medida perpendicularmente al alma del canal guía)[7]
α = 25.4
$\phi = 0.55$

La anterior ecuación será válida dentro del siguiente rango de parámetros:

Sección del paral:
Espesor de diseño: 1.14 mm a 1.81 mm
Resistencia de diseño a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa
Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm
Ancho nominal de la aleta: 41.3 mm a 63.5 mm
Espaciamiento entre parales: 305 mm a 610 mm a centros
Longitud de apoyo del paral: 19.1 mm

Sección del canal guía:
Espesor de diseño: 1.14 mm a 1.81 mm
Resistencia de diseño a la fluencia: 228 MPa a 345 MPa
Altura nominal: 88.9 mm a 152.4 mm
Ancho nominal de aleta: 50.8 mm a 76.3 mm
La distancia horizontal medida desde el lado del alma del paral hasta el borde terminal del perfil guía no será menor que la mitad de la longitud efectiva del canal guía w_{dt}.

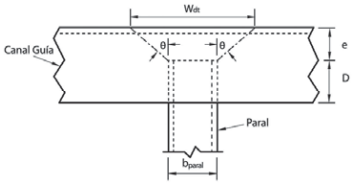


Figura F.4.8.4-1 — Conexión de Canal Guía sujeta a deformaciones

[7] "e" es la cantidad de deformación vertical esperada de la estructura por encima del muro.

F.4.8.4.2.8 — *Arriostramiento de parales de muro*

F.4.8.4.2.8.1 — *Diseño de riostras intermedias* — Para miembros a flexión, cada riostra intermedia se debe diseñar de acuerdo con la sección F.4.4.3.

Para miembros sometidos a carga axial, cada riostra intermedia se debe diseñar para el 2% de la fuerza de diseño a compresión en el miembro.

Para cargas a flexión y axiales combinadas, cada riostra intermedia se debe diseñar para la fuerza combinada en la riostra determinada de acuerdo con la sección F.4.4.3 y el 2% de la fuerza de diseño a compresión en el miembro.

F.4.8.4.3 — *Diseño de cerchas para sistemas de entramados*

F.4.8.4.3.1 — *Análisis* — En lugar de un análisis racional para definir la flexibilidad de los nudos, se pueden hacer las siguientes suposiciones para el análisis:

(1) Los miembros cordones son continuos, a menos que se supongan con articulaciones en los talones[8], puntos de quiebre[9] o en empalmes en su longitud.
(2) Los miembros en el alma de la cercha (diagonales y verticales) se suponen con articulaciones en los extremos

Se permite el uso de una rigidez específica en el nudo, distinta a la consideración de completa libertad al giro de una rótula, si la conexión se diseña para las fuerzas provenientes de un análisis estructural con la rigidez de nudo definida inicialmente.

F.4.8.4.3.2 — *Diseño de miembros*

F.4.8.4.3.2.1 — *Miembros cordones en compresión* — Los miembros cordones en compresión se deben revisar solamente para carga axial utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.4, sólo a flexión bajo las disposiciones de la sección F.4.3.3.1 y, carga axial y flexión, combinadas, usando la sección F.4.3.5.2.

F.4.8.4.3.2.1.1 — *Carga axial* — Para la determinación de la resistencia bajo carga axial, la longitud efectiva, KL, se debe establecer por medio de un análisis racional, ensayos, o las siguientes consideraciones de diseño, según sea apropiado:

(a) Para secciones C el eje x es el eje de simetría. L_x es igual a la distancia entre los puntos de panel[10], y C_m se toma como 0.85, a menos que se realice algún análisis para justificar un valor diferente. Cuando el miembro cordón sea continuo, al menos en un punto de panel intermedio y exista un tablero sujeto directamente al mismo, K_x, se toma como 0.75. En otros casos, K_x se toma igual a la unidad. Como alternativa, L_x puede tomarse como la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con C_m y K_x tomados como la unidad. Cuando el tablero este sujeto al miembro cordón, L_y es igual a la distancia entre conectores del tablero y K_y se debe tomar como 0.75. Cuando las correas estén sujetas al miembro cordón, L_y es la distancia entre correas con K_y igual a la unidad. L_t es igual a la distancia entre puntos de panel. Cuando el cordón es continuo al menos en un punto de panel intermedio entre el talón y un punto de quiebre del cordón y cuando el tablero esta sujetado directamente al miembro cordón, K_t se toma como 0.75. En otros casos, K_t se toma como la unidad. Alternativamente, L_t puede ser la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con K_t tomado como la unidad.

[8] Véase definición de Talón en la sección F.4.1
[9] Véase definición de Punto de Quiebre en la sección F.4.1
[10] Véase definición de Punto de Panel en la sección F.4.1

Donde:
C_m = coeficiente de momento en los extremos, en la fórmula de interacción
K_t = factor de longitud efectiva para torsión
K_x = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x
K_y = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y
L_t = longitud no arriostrada para torsión del miembro en compresión
L_x = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje x del miembro en compresión
L_y = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje y del miembro en compresión

(b) Para secciones sombrero el eje *x* es el eje de simetría. Cuando el tablero esté sujeto al miembro cordón, L_x es igual a la distancia entre conectores del tablero y K_x se toma como 0.75. Cuando las correas estén sujetas al miembro cordón, L_x es la distancia entre correas con K_x igual a la unidad. L_y es igual a la distancia entre puntos de panel, y C_m se toma como 0.85, a menos que se realice algún análisis para justificar un valor diferente. Cuando el miembro cordón es continuo al menos sobre un punto de panel intermedio y cuando el tablero esté sujeto directamente al mismo, K_y se toma como 0.75. De otra manera, K_y se toma como la unidad. Alternativamente, L_y puede ser igual a la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con C_m y K_y tomados como la unidad. L_t es igual a la distancia entre conectores del tablero o espaciamiento de correas. Cuando el miembro cordón sea continuo al menos en un punto de panel intermedio entre el talón y un punto de quiebre, y cuando el tablero es sujetado directamente al miembro cordón, K_t se toma como 0.75. En otros casos, K_t será tomado como la unidad. Alternativamente, L_t puede ser la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con K_t tomado como la unidad.

(c) Para secciones Z el eje *x* está fuera del plano de la cercha. L_x es igual a la distancia entre puntos de panel, y C_m se toma como 0.85, a menos que se realice algún análisis para justificar un valor diferente. Cuando el miembro cordón es continuo al menos sobre un punto de panel intermedio y cuando el tablero este sujeto directamente al mismo, K_x se toma como 0.75. En otros casos, K_x se toma como la unidad. Alternativamente, L_x es igual a la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con C_m y K_x tomados como la unidad. Cuando el tablero esté sujeto al miembro cordón, L_y es igual a la distancia entre conectores del panel o tablero y K_y se toma como 0.75. Cuando las correas estén sujetas al miembro cordón, L_y es la distancia entre correas con K_y igual a la unidad. Cuando la altura del miembro cordón sea menor a 152 mm, L_t es igual a la distancia entre conectores del tablero o el espaciamiento entre correas. Para secciones Z en las que la altura del miembro cordón sea mayor o igual a 152 mm, L_t es igual a la distancia entre puntos de panel. Cuando el miembro cordón es continuo al menos en un punto de panel intermedio entre el talón y un punto de quiebre, y cuando el tablero está directamente sujeto al miembro cordón, K_t se toma como 0.75. En otros casos, K_t se toma como la unidad. Alternativamente, L_t es igual a la distancia entre puntos de cambio de curvatura por flexión con K_t tomado como la unidad.

F.4.8.4.3.2.1.2 — *Flexión* — Para la determinación de la resistencia a flexión, la longitud efectiva, KL, se debe establecer por medio de un análisis racional, ensayos, o las siguientes consideraciones de diseño según sea apropiado:

(a) Cuando el tablero esté sujeto a la aleta en compresión el valor de M_n del miembro cordón bajo carga axial se debe tomar como $S_e F_y$ de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.1.

(b) Cuando las correas estén sujetas a la aleta en compresión entre puntos de panel, $M_n = S_e F_c$ de acuerdo con las secciones F.4.3.3.1.2.1 y F.4.3.3.1.4 con KL_y y KL_t para secciones C y Z, y KL_x y KL_t para secciones sombrero, tomadas como la distancia entre correas.

(c) Cuando el tablero o correas estén sujetos a la aleta en tensión, y la aleta en compresión no esté arriostrada lateralmente, M_n se toma como $S_e F_y$ de acuerdo con las secciones F.4.3.3.1.2.1 y F.4.3.3.1.4. Para miembros cordones con luces continuas, M_n en la región del punto de panel se determina con KL_y y KL_t para secciones C y Z, y KL_x y KL_t para secciones sombrero, tomadas como la distancia entre el punto de panel y el punto de cambio de curvatura por flexión, con C_b tomado como la unidad. Para luces simples y continuas de miembros cordones, M_n en la región entre apoyos, se determina con la longitud efectiva tomada como la distancia entre puntos de panel y C_b se calcula de acuerdo con la sección F.4.3.3.1.2.1

Donde:
C_b = coeficiente de flexión dependiente del gradiente de momento
F_c = esfuerzo crítico de pandeo
F_y = esfuerzo de fluencia usado en el diseño
K_t = factor de longitud efectiva para torsión
K_x = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x
K_y = factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y
L_t = longitud no arriostrada para torsión del miembro en compresión
L_x = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje x del miembro en compresión
L_y = longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje y del miembro en compresión
M_n = resistencia nominal a flexión
S_c = módulo elástico de la sección efectiva calculado con respecto a la fibra extrema en compresión para el esfuerzo F_c
S_e = módulo elástico de la sección efectiva calculado con respecto a la fibra extrema en compresión para el esfuerzo F_y

F.4.8.4.3.2.1.3 — *Cargas concentradas sobre puntos de panel* — Cuando un miembro cordón, conformado por una sección C, está sujeto a cargas concentradas en un punto de panel, la interacción entre la compresión axial, flexión y arrugamiento del alma se considera como sigue:

$$\frac{\bar{P}}{P_{no}} + \frac{\bar{M}_x}{M_{nxo}} + \frac{\bar{R}}{R_n} \le 1.49\phi \qquad \text{(F.4.8.4-5)}$$

Donde:
$\bar{P}$ = resistencia axial requerida a compresión

$\bar{M}_x$ = resistencia requerida a flexión
$\bar{R}$ = resistencia requerida bajo la carga concentrada por arrugamiento
P_{no} = resistencia nominal axial calculada con $f = F_y$
M_{nxo} = resistencia nominal a flexión calculada con $f = F_y$
R_n = resistencia nominal al arrugamiento del alma bajo la condición de carga interior sobre una aleta
$\phi = 0.85$

F.4.8.4.3.2.2 — *Miembros cordones en tensión* — Los miembros cordones a tensión se deben revisar para carga axial únicamente utilizando la sección F.4.3.2, para flexión únicamente utilizando la sección F.4.3.3.1, y carga axial y flexión combinadas usando la sección F.4.3.5.1. Se permite tomar la carga axial actuando en el centroide de la sección.

F.4.8.4.3.2.3 — *Miembros del alma en compresión (verticales y diagonales)* — Los miembros del alma (diagonales y verticales) en compresión se deben revisar para carga axial únicamente utilizando la sección F.4.3.4, y carga axial y flexión combinada usando la sección F.4.3.5.2, y los requisitos de esta sección, según sea aplicable:

(a) Para un miembro en el alma de la cercha (vertical o diagonal) de sección C, bajo carga de compresión, sujeto en los extremos a través de su alma, espalda con espalda con el alma de un miembro cordón en sección C y que no esté sujeto a cargas aplicadas entre sus extremos, la interacción entre la carga axial a compresión y la flexión fuera de su plano se determina por medio de la siguiente ecuación de interacción,

$$\frac{R\bar{P}}{\phi_c P_n} + \frac{C_{my} R\bar{P} e}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-6)}$$

Donde:

$$R = -\left(\frac{L/r}{173}\right)^2 + \frac{L/r}{88} - 0.22 \ge 0.6 \qquad \text{(F.4.8.4-7)}$$

L = longitud no arriostrada del miembro del alma en compresión
r = radio de giro de la sección completa alrededor del eje menor
P_n = resistencia nominal axial basada en la sección F.4.3.4.1.1. Sólo se considera pandeo flector.
e = excentricidad de la fuerza de compresión con respecto al centroide de la sección completa del miembro del alma.
P, C_{my}, M_{ny}, $\bar{P}$, ϕ_c, ϕ_b y α_y se definen la sección F.4.3.5.2.

En el cálculo de la resistencia de diseño, las longitudes efectivas, $K_x L_x$, $K_y L_y$ y $K_t L_t$ se toman como la distancia entre los centros de los patrones de conexiones de los extremos de miembros.

(b) Para otros miembros del alma bajo cargas de compresión, cargados concéntricamente, se permite tomar la carga axial actuando a través del centroide de la sección.

(c) Para otros miembros del alma bajo carga de compresión, no cargados concéntricamente, se deben tomar en cuenta la excentricidad.

F.4.8.4.3.2.4 — *Miembros del alma en tensión (verticales y diagonales)* — Los miembros del alma (diagonales y verticales) en tensión se deben revisar para carga axial únicamente utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.2. Para miembros del alma cargados simétricamente, se permite tomar la carga axial de tensión actuando a través del centroide de

la sección. Para otros miembros en tensión, no cargados simétricamente, se debe tener en cuenta la excentricidad.

F.4.8.4.3.2.5 — *Excentricidad en uniones (juntas)* — Se debe realizar un análisis utilizando nodos múltiples o un análisis usando nudos sencillos incluyendo las apropiadas consideraciones para los efectos de excentricidad.

El cálculo del cortante y el momento para el miembro cordón sobre las uniones debe incluir las siguientes consideraciones:

(a) Cuando la longitud de traslapo del miembro del alma sea más grande o igual al 75% de la altura del miembro cordón, este se debe revisar a flexión y cortante combinado de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-55. Para cerchas en secciones C en las que se utilicen tornillos como conectores, debe colocarse un mínimo de cuatro unidades en la conexión del miembro alma (vertical o diagonal) al miembro cordón y deben distribuirse de manera uniforme en el área traslapada.

(b) Cuando la longitud de traslapo del miembro del alma es menor al 75% de la altura del miembro cordón, este se debe revisar a flexión y cortante combinado de acuerdo con la ecuación F.4.3.3-54.

A lo largo de la longitud del miembro cordón, en el punto medio entre la intersección con miembros del alma en una junta, se debe revisar el cortante de acuerdo con la sección F.4.3.3.2. El coeficiente de pandeo por cortante se determina con cualquiera de las ecuaciones F.4.3.3-49 ó F.4.3.3-50 con "α" tomada como el valor más pequeño de la distancia entre grupos de sujetadores, o centro a centro de los miembros del alma.

F.4.8.4.3.3 — *Diseño de cartelas* — La resistencia nominal bajo carga axial a compresión, P_n, de cartelas planas y delgadas se calcula como sigue:

$$P_n = R_g b t F_y \qquad \text{(F.4.8.4-8)}$$

Para $\frac{W_{min.}}{L_{eff}} \le 1.5$

$$R_g = \left(0.47 \frac{W_{min.}}{L_{eff}} + 0.3\right) \qquad \text{(F.4.8.4-9)}$$

Para $\frac{W_{min.}}{L_{eff}} > 1.5$

$$R_g = 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-10)}$$

Donde:
b = ancho efectivo determinado de acuerdo con la sección F.4.2.2.1, con $f = F_y$, $k = 4$ y $w = W_{min}$
F_y = resistencia a la fluencia mínima especificada
t = espesor de diseño de la cartela
$\phi_c = 0.60$

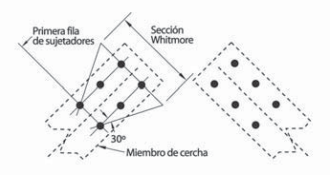


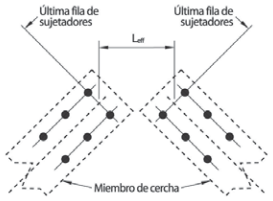
Figura F.4.8.4-1 — Ancho de placa Whitmore

W_{min} es el menor valor del ancho de cartela real y la sección Whitmore, la cual se determina utilizando un ángulo de distribución de 30° a ambos lados de la conexión, comenzando en la primera fila de sujetadores en la conexión. L_{eff} se toma como la longitud promedio entre las últimas filas de sujetadores de miembros de cercha adyacentes en la conexión (véase figura F.4.8.4-1).

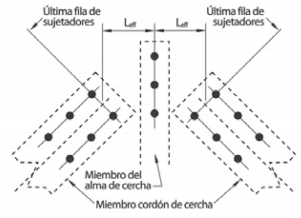
Las anteriores ecuaciones son válidas para los siguientes parámetros:

Espesor de diseño de placa de cartela: 1.438 mm a 2.583 mm
Esfuerzo de fluencia de diseño de la placa de cartela: 228 MPa a 345 MPa
Relación W_{min}/L_{eff} : 0.8 a 6.0.

Patrón de sujetadores de cartela a miembro cordón: Mínimo dos filas con dos sujetadores por fila



(a) Sin paral intermedio



(b) Con paral intermedio

Figura F.4.8.4-3 — Longitud efectiva para conexión típica en punto de quiebre

La resistencia nominal a tensión axial de placas planas y delgadas de cartelas se calcula de acuerdo con los requisitos de la sección F.4.3.2.

F.4.8.4.3.4 — ***Diseño de conexiones***

F.4.8.4.3.4.1 — ***Métodos de sujeción o fijación*** **—** Los sistemas de sujeción o fijación deben ser aprobados por el diseñador de la cercha. Los tornillos, pernos y conexiones soldadas se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento. Para conexiones que utilicen otro tipo de sujetadores, los valores de diseño se deben determinar mediante ensayos de acuerdo con la sección F.4.6.1. Para otros métodos de sujeción deben seguirse las especificaciones del fabricante.

F.4.8.4.3.4.2 — ***Conexiones por recorte para secciones C*** **—** Se permite el recorte entre miembros en sección C en conexiones sobre puntos de quiebre y talones, de acuerdo con el diseño de la cercha.

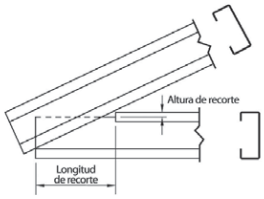


Figura F.4.8.4-4 — Definición de dimensiones de recorte en cerchas

(a) En conexiones de talones, con una aleta recortada, y un rigidizador de apoyo con un momento de inercia (I_{min}) mayor o igual a 67.000 mm^4, la resistencia a la

fuerza cortante se calcula de acuerdo con la sección F.4.3.3.2 y se deberá reducir por el siguiente factor, R :

$$R = 0.976 - \frac{0.556c}{h} - \frac{0.532d_c}{h} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-11)}$$

con los siguientes límites:

$h/t \le 200$, $0.10 < c/h < 1.0$ y $0.10 < d_c/h < 0.4$

(b) En conexiones de talones, con una aleta recortada y un rigidizador de apoyo con un momento de inercia (I_{min}) menor a 67.000 mm^4, la resistencia calculada en el talón es gobernada por el arrugamiento del alma de acuerdo con la sección F.4.3.3.4 y debe ser reducida por el siguiente factor, R :

$$R = 1.036 - \frac{0.668c}{h} - \frac{0.0505d_c}{h} \le 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-12)}$$

con los siguientes límites:

$h/t \le 200$, $0.10 < c/h < 1.0$ y $0.10 < d_c/h < 0.4$

Donde:
c = longitud del recorte
d_c = altura del recorte
h = ancho plano del alma de la sección recortada
I_{min} = se calcula con respecto a un eje paralelo al alma del miembro cordón
t = espesor de diseño de la sección recortada

F.4.8.4.4 — ***Dinteles*** **—** El diseño e instalación de dinteles de acero formado en frío tipo cajón, tipo espalda con espalda y tipo L, sencillos y dobles, con el propósito de soportar cargas, se hará de acuerdo con las secciones F.4.2 a F.4.5 y lo estipulado en este numeral.

F.4.8.4.4.1 — ***Diseño de dinteles***

F.4.8.4.4.1.1 — ***Dinteles tipo espalda con espalda*** **—** Las disposiciones de esta sección se limitan a vigas dintel tipo espalda con espalda que se construyen usando secciones C de acero formado en frío de acuerdo con la sección F.4.8.4.4.2.

F.4.8.4.4.1.1.1 — ***Flexión*** **—** La flexión debe revisarse utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.3.1.1.

F.4.8.4.4.1.1.2 — ***Cortante*** **—** El cortante debe revisarse utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.3.2.

F.4.8.4.4.1.1.3 — ***Arrugamiento del alma*** **—** El arrugamiento del alma debe revisarse de acuerdo a la sección F.4.3.3.4. Para vigas dintel tipo espalda con espalda se deben utilizar las ecuaciones para miembros armados.

F.4.8.4.4.1.1.4 — ***Flexión y cortante*** **—** La combinación de flexión y cortante debe revisarse utilizando la sección F.4.3.3.3.

F.4.8.4.4.1.1.5 — ***Flexión y arrugamiento del alma*** **—** Las almas de vigas dintel tipo espalda con espalda sujetas a una combinación de flexión y arrugamiento del alma deben diseñarse utilizando la sección F.4.3.3.5. Para vigas dintel tipo espalda con espalda deben utilizarse las ecuaciones para miembros armados.

F.4.8.4.4.1.2 — ***Dinteles tipo cajón*** **—** Las disposiciones de esta sección se limitan a vigas dintel tipo cajón que sean instaladas usando secciones C de acero formado en frío de acuerdo con la sección F.4.8.4.4.2.

F.4.8.4.4.1.2.1 — ***Flexión*** **—** La flexión se evalúa utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.3.1.1.

F.4.8.4.4.1.2.2 — ***Cortante*** **—** El cortante se evalúa utilizando las disposiciones de la sección F.4.3.3.2.

F.4.8.4.4.1.2.3 — ***Arrugamiento del alma*** **—** El arrugamiento del alma se evalúa utilizando la sección F.4.3.3.4. Para vigas dintel tipo cajón se utilizan las ecuaciones para geometrías con almas sencillas. Se permitirá que el valor de P_n, para una condición de carga interior sobre una aleta, con el respectivo factor de resistencia ϕ, pueda ser multiplicado por α, donde α toma en cuenta el incremento en resistencia debido al Canal Guía y se define como sigue:

α = Parámetro definido por la ecuación F.4.8.4-13 ó F.4.8.4-14
$\phi = 0.80$

Cuando el espesor de diseño de la sección del Canal Guía sea ≥ 0.879 mm, el ancho de la aleta del Canal Guía sea ≥ 25.4 mm, la altura de la sección C sea ≤ 305 mm y el espesor de diseño de la sección C sea ≥ 0.879 mm, entonces:

$$\alpha = 2.3\frac{t_t}{t_c} \ge 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-13)}$$

Donde:
t_t = 0.879 mm
t_c = espesor de diseño de la sección C

En caso de que los límites antes expuestos no se cumplan:

$$\alpha = 1.0 \qquad \text{(F.4.8.4-14)}$$

F.4.8.4.4.1.2.4 — ***Flexión y cortante*** **—** La combinación de flexión y cortante se evalúa utilizando la sección F.4.3.3.3.

F.4.8.4.4.1.2.5 — ***Flexión y arrugamiento del alma*** **—** Las almas de vigas dintel tipo cajón, sujetas a una combinación de flexión y arrugamiento del alma se diseñan utilizando, ya sea la sección F.4.3.3.5 o la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_u}{M_n} \le 1.5\phi \qquad \text{(F.4.8.4-15)}$$

Donde:
P_u = resistencia requerida al arrugamiento del alma
M_u = resistencia requerida a flexión
P_n = resistencia nominal a arrugamiento del alma calculada en la sección F.4.8.4.4.1.2.3.
$\phi = 0.85$
M_n = como se define en la sección F.4.3.3.1.

F.4.8.4.4.1.3 — ***Dinteles tipo L doble*** **—** Las disposiciones de esta sección se limitan a dinteles tipo L doble que sean instalados utilizando ángulos de acero formado en frío de acuerdo con la sección F.4.8.4.4.2 y que cumplan con los siguientes parámetros:

(1) Ancho mínimo de aleta superior = 38.1 mm
(2) Dimensión máxima del lado vertical = 254 mm
(3) Espesor mínimo del acero base = 0.838 mm
(4) Espesor máximo de diseño = 1.829 mm
(5) Esfuerzo de fluencia mínimo de diseño, $F_y = 230$ MPa
(6) Esfuerzo de fluencia máximo de diseño, $F_y = 345$ MPa
(7) Paral para arrugamiento localizado en todos los puntos de carga
(8) Longitud de apoyo mínima de 38.1 mm en los puntos de carga
(9) Ancho mínimo del muro = 88.9 mm (3.5 pulgadas)
(10) Luz máxima entre apoyos = 4.88 m

F.4.8.4.4.1.3.1 — *Flexión*

F.4.8.4.4.1.3.1.1 — *Carga gravitacional*

(a) Para vigas dintel tipo L doble con el lado vertical de 203 mm de longitud o menos, el diseño debe basarse en la capacidad a flexión de las secciones L únicamente. La resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional, M_{ng}, se determina como sigue:

$$M_{ng} = S_{ec} F_y \qquad \text{(F.4.8.4-16)}$$

Donde:
F_y = esfuerzo de fluencia utilizado en el diseño
S_{ec} = módulo elástico de la sección efectiva calculado con $f = F_y$ con respecto a las fibras extremas a compresión

(b) Para vigas dintel tipo L doble con el lado vertical mayor a 203 mm , y una relación Luz/Lado vertical del dintel mayor o igual a 10, el diseño debe basarse en la capacidad a flexión de las secciones L únicamente (ecuación F.4.8.4-16)

(c) Para vigas dintel tipo L doble con el lado vertical mayor a 203 mm , y una relación Luz/Lado vertical del dintel menor a 10, la resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional, M_{ng}, se determina como sigue:

$$M_{ng} = 0.9 S_{ec} F_y \qquad \text{(F.4.8.4-17)}$$

Donde:
F_y = esfuerzo de fluencia utilizado en el diseño
S_{ec} = módulo elástico de la sección efectiva calculado con $f = F_y$ con respecto a las fibras extremas a compresión

F.4.8.4.4.1.3.1.2 — *Carga de succión* — Para vigas dintel tipo L doble, la resistencia nominal a flexión bajo cargas de succión, M_{au}, se determina como sigue:

$$M_{au} = R M_{ng} \qquad \text{(F.4.8.4-18)}$$

Donde:
M_{ng} = resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional determinada por la ecuación F.4.8.4-16
R = factor de succión

= 0.25 para $L_h/t \le 150$
= 0.20 para $L_h/t \ge 170$
= utilizar interpolación lineal para $150 < L_h/t < 170$
L_h = dimensión del lado vertical del ángulo
t = espesor de diseño

F.4.8.4.4.1.3.1.3 — *Capacidad de diseño a momento* — La resistencia a flexión de diseño se determina como sigue:

Para cargas gravitacionales:

$$M_u = \phi M_{ng} \qquad \text{(F.4.8.4-19)}$$

$\phi = 0.90$ para vigas con $L_h \le 203$ mm
$\phi = 0.70$ para vigas con $L_h > 203$ mm

Para cargas de succión:

$$M_u = \phi M_{au} \qquad \text{(F.4.8.4-20)}$$

$\phi = 0.80$

F.4.8.4.4.1.3.2 — *Cortante* — El cortante no necesita ser considerado para el diseño de vigas dintel tipo L que sean fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.3.3 — *Arrugamiento del alma* — El arrugamiento del alma no necesita ser considerado para el diseño de vigas dintel tipo L que sean fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.3.4 — *Flexión y cortante* — La combinación de flexión y cortante no necesita ser considerada para el diseño de vigas dintel tipo L fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.3.5 — *Flexión y arrugamiento del alma* — La combinación de flexión y arrugamiento del alma no necesita ser considerada para el diseño de vigas dintel tipo L fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.4 — *Dinteles tipo L sencilla* — Las disposiciones de esta sección se limitan a dinteles tipo L sencilla que sean instalados utilizando ángulos de acero formado en frío de acuerdo con la sección F.4.8.4.4.2 y que cumpla con los siguientes parámetros:

(1) Ancho mínimo de la aleta superior = 38.1 mm
(2) Dimensión máxima del lado vertical = 203 mm
(3) Espesor mínimo del acero base = 0.838 mm
(4) Espesor máximo de diseño = 1.448 mm
(5) Esfuerzo de fluencia mínimo de diseño, $F_y = 230$ MPa
(6) Esfuerzo de fluencia máximo de diseño, $F_y = 345$ MPa
(7) Paral para arrugamiento localizado en todos los puntos de carga
(8) Longitud de apoyo mínima de 38.1 mm en los puntos de carga
(9) Ancho mínimo del muro = 88.9 mm
(10) Luz máxima entre apoyos = 1.22 m

F.4.8.4.4.1.4.1 — *Flexión*

F.4.8.4.4.1.4.1.1 — *Carga gravitacional*

(a) Para vigas dintel tipo L sencilla con el lado vertical de 152mm de longitud o menos, el diseño debe basarse en la capacidad a flexión de la sección L

únicamente. La resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional, M_{ng}, se determina como sigue:

$$M_{ng} = S_{ec} F_y \qquad \text{(F.4.8.4-21)}$$

Donde:
F_y = esfuerzo de fluencia utilizado en el diseño
S_{ec} = módulo elástico de la sección efectiva calculado con $f = F_y$ con respecto a las fibras extremas a compresión

(b) Para vigas dintel tipo L sencilla con el lado vertical mayor a 152mm, pero menor o igual a 203 mm, la resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional, M_{ng}, se determina como sigue:

$$M_{ng} = 0.9 S_{ec} F_y \qquad \text{(F.4.8.4-22)}$$

Donde:
F_y = esfuerzo de fluencia utilizado en el diseño
S_{ec} = módulo elástico de la sección efectiva calculado con $f = F_y$ con respecto a las fibras extremas a compresión

F.4.8.4.4.1.4.1.2 — *Carga de succión* — No aplica

F.4.8.4.4.1.4.1.3 — *Capacidad de diseño a momento* — La resistencia a flexión de diseño se determina como sigue:

Para cargas gravitacionales:

$$M_u = \phi M_{ng} \qquad \text{(F.4.8.4-23)}$$

$\phi = 0.90$

F.4.8.4.4.1.4.2 — *Cortante* — El cortante no necesita ser considerado para el diseño de vigas dintel tipo L que sean fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.4.3 — *Arrugamiento del alma* — El arrugamiento del alma no necesita ser considerado para el diseño de vigas dintel tipo L que sean fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.4.4 — *Flexión y cortante* — La combinación de flexión y cortante no necesita ser considerada para el diseño de vigas dintel tipo L fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.4.5 — *Flexión y arrugamiento del alma* — La combinación de flexión y arrugamiento del alma no necesita ser considerada para el diseño de vigas dintel tipo L fabricadas e instaladas de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.1.5 — *Conjuntos de dinteles tipo L invertidos*

(a) Las disposiciones de esta sección se limitan a dinteles tipo L invertidos que satisfacen los requisitos definidos en las secciones F.4.8.4.4.1.3 y F.4.8.4.4.1.4 para dinteles dobles y sencillos, respectivamente.
(b) Para dinteles tipo L doble, la resistencia nominal a flexión del conjunto L combinado (ej: Un dintel tipo L más un dintel L invertido), se determina por la suma de las resistencias nominales a flexión bajo carga gravitacional y de succión tal como se determina en la sección F.4.8.4.4.1.3.1.

(c) Para dinteles tipo L sencilla, la resistencia nominal a flexión del conjunto L combinado (ej: Un dintel L más un dintel L invertido), debe basarse en la resistencia nominal a flexión bajo carga gravitacional tal como se determina en la sección F.4.8.4.4.1.4.1.
(d) El cortante, arrugamiento del alma, flexión y cortante combinados, y flexión y arrugamiento del alma combinados, no necesitan ser considerados para el diseño de dinteles L invertidos fabricados e instalados de acuerdo con este Reglamento.

F.4.8.4.4.2 — *Instalación de dinteles* — Los dinteles deben instalarse de acuerdo con las provisiones dadas en el numeral F.4.8 y los requisitos de las secciones F.4.8.4.4.2.1, F.4.8.4.4.2.2 y F.4.8.4.4.2.3, según sea aplicable.

F.4.8.4.4.2.1 — *Dinteles tipo espalda con espalda y cajón* — Los dinteles tipo espalda con espalda y cajón se deben instalar de acuerdo con las figuras F.4.8.4-5 y F.4.8.4-6, respectivamente. Para dinteles tipo cajón se permite conectar Canales Guías a las almas de las secciones C utilizando cordones de soldadura de 25.4 mm espaciados cada 610 mm a centros, en lugar de tornillos No. 8.

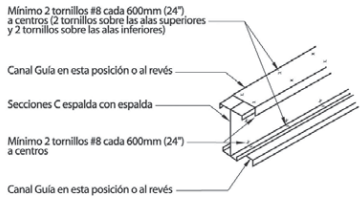


Figura F.4.8.4-5 — Dintel tipo espalda con espalda

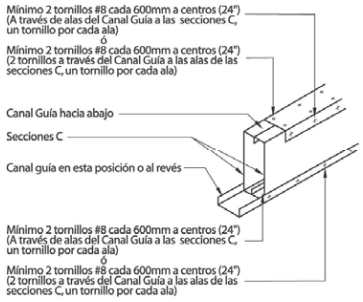


Figura F.4.8.4-6 — Dintel tipo cajón

F.4.8.4.4.2.2 — *Dinteles tipo L doble y sencilla* — Los dinteles tipo L doble y sencilla se deben instalar de acuerdo con las figuras F.4.8.4-7 y F.4.8.4-8, respectivamente.

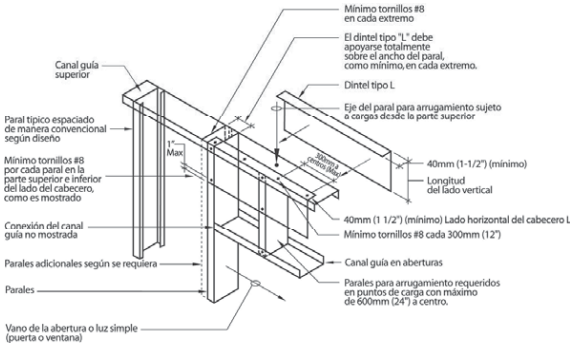


Figura F.4.8.4-7 — Dintel tipo L doble

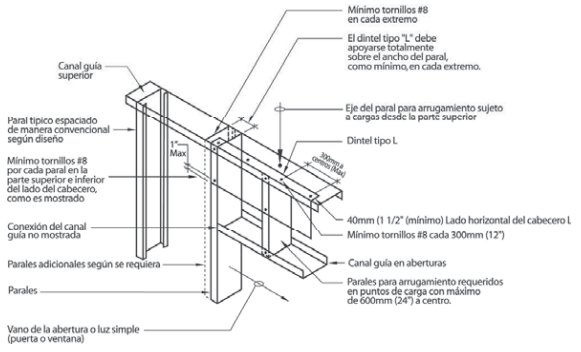


Figura F.4.8.4-8 — Dintel tipo L sencilla

F.4.8.5 — ESTADO DE SERVICIO — Los requisitos para estados de servicio, tal como se describen en este Reglamento, deben determinarse por el diseñador de la edificación o con criterios de acuerdo a las especificaciones descritas en este Reglamento. Se permite el uso de áreas de sección transversal completas para los miembros de entramados en el cálculo de las deflexiones.

Notas:

CAPITULO F.5
ESTRUCTURAS DE ALUMINIO

F.5.1 — GENERALIDADES

F.5.1.1 — ALCANCE — Este Capítulo establece los requisitos para el diseño de miembros de aluminio de estructuras aporticadas, en celosía y de lámina rigidizada, conformados por elementos extruídos o laminados. Si se usan piezas coladas o forjadas en caliente, éstas deben ser fabricadas y diseñadas de acuerdo con normas apropiadas reconocidas, a juicio del Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, y en consulta con el fabricante especifico. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N·mm debe interpretarse aquí como kgf·mm.

Estos requisitos de diseño se dirigen a una gran variedad de aleaciones de aluminio apropiadas para uso estructural y pueden aplicarse a estructuras sujetas a condiciones atmosféricas normales tales como puentes, edificios, torres, vehículos de carretera y sobre rieles, naves marinas, grúas y estructuras sobre cubierta ubicadas mar adentro.

Las prescripciones no cubren aleaciones aeroespaciales, el diseño de detalles de piezas coladas, estructuras de cascarones curvos ni estructuras sujetas a condiciones térmicas o químicas severas. No están dirigidas al diseño de tanques de contención, tuberías, estructuras que se muevan en el aire o embarcaciones, ni para ninguna otra aplicación para la cual existan códigos específicos de diseño, expedidos por entidades de reconocida autoridad.

F.5.1.2 — DEFINICIONES — Para el propósito de este Capítulo, se aplican las siguientes definiciones:

Sección transversal compacta — Una sección transversal que puede desarrollar su capacidad plástica total, sujeta a compresión o flexión, sin reducción debida a pandeo local de elementos de pared delgada.

Vida de diseño — Período durante el cual la estructura o componente debe comportarse con seguridad, con una probabilidad aceptable de que no requerirá reparación ni retiro de servicio.

Espectro de diseño — Tabulación del número de ocurrencias de todos los rangos de esfuerzos causados por eventos de carga.

Clase de detalle — Calificación dada a un detalle indicando su nivel de resistencia a la fatiga.

Distancia al borde — Distancia desde el centro de un agujero para un sujetador hasta el borde más próximo del elemento.

Longitud efectiva — Longitud entre puntos de restricción efectiva de un miembro multiplicada por un coeficiente que tiene en cuenta las condiciones en los extremos y la carga.

Carga mayorada — Carga nominal multiplicada por el coeficiente de mayoración de carga pertinente.

Vida mayorada — Es la vida de diseño multiplicada por el coeficiente parcial de vida pertinente.

Resistencia de diseño — Es la resistencia nominal del miembro multiplicada por el coeficiente de reducción pertinente.

Seguridad en la falla — Es la capacidad de la estructura para mantenerse utilizable después del descubrimiento y monitoreo de grietas por fatiga.

Fatiga — Daño por agrietamiento gradual ocurrido a un miembro estructural debido a aplicaciones repetidas de un esfuerzo que es insuficiente para causar la falla por una sola aplicación.

Frontera de fusión — Material afectado por el calor en la zona inmediatamente adyacente al lado de un cordón de soldadura.

Zona afectada por el calor — Zona en la cual hay una reducción en la resistencia del material y que se presenta en la vecindad de las soldaduras en ciertas clases de aleaciones de aluminio.

Carga impuesta — Toda carga en una estructura que no sea carga muerta o de viento.

Inestabilidad — Pérdida de rigidez de una estructura (usualmente súbita) que limita su capacidad de soportar carga y, en ciertos casos, puede causar una falla catastrófica.

Pandeo torsional lateral — Pandeo de una viga acompañado por una combinación de desplazamiento lateral y torcedura.

Restricción lateral — Restricción que limita el movimiento lateral de la aleta a compresión de una viga.

Estado límite — Condición más allá de la cual la estructura es inadecuada para su uso previsto.

Evento de carga — Ciclo de carga definido que, para propósitos de diseño, se supone que se repite un número dado de veces.

Espectro de carga — Tabulación que muestra las frecuencias relativas de eventos de carga de diferentes intensidades sobre una estructura.

Pandeo local — Pandeo de las paredes delgadas de un componente a compresión caracterizado por la formación de ondas o rizamientos a lo largo del miembro.

Gran total de Miner — Gran total de daño por fatiga acumulativo calculado con base en una regla desarrollada por Palmagren y Miner.

Carga nominal — Carga a la cual puede esperarse que una estructura esté sujeta durante su servicio normal.

Elemento saliente — Elemento de una sección, compuesta de elementos planos o curvos, que está soportado a lo largo de un borde longitudinal y libre a lo largo del otro.

Elemento reforzado — Elemento de una sección que está rigidizado por la introducción de un refuerzo longitudinal a lo largo del borde del elemento o dentro de su ancho.

Resistencia — Es la resistencia de un miembro basada en cálculos usando valores máximos aceptables para la resistencia del material.

Vida segura — Diseño contra la fatiga en el que la vida calculada es varias veces más larga que la vida requerida de servicio.

Sección transversal semi-compacta — Sección transversal de una viga en la que el esfuerzo en las fibras extremas está limitado al esfuerzo de prueba del 0.2% debido a que el pandeo local de los elementos a compresión no permitiría el desarrollo de la capacidad total de momento plástico.

Estados límite de servicio — Son aquellos estados límite que cuando son excedidos pueden llevar la estructura a ser inadecuada para el uso propuesto aunque no haya colapso.

Esbeltez — Es la longitud efectiva de un miembro a compresión dividida por su radio de giro.

Elemento rigidizado — Elemento de una sección, compuesta de elementos planos o curvos, que está soportado a lo largo de sus bordes longitudinales.

Ciclo de esfuerzo — Patrón de variación del esfuerzo en un punto. Normalmente tiene la forma de dos media-ondas opuestas.

Historia de esfuerzo — Registro que muestra cómo varía el esfuerzo en un punto durante la carga.

Rango de esfuerzo

(1) Es la mayor diferencia algebraica entre los esfuerzos principales que ocurren sobre planos principales apartados no más de 45°, en cualquier ciclo de esfuerzo, sobre una lámina o elemento.

(2) Es la diferencia algebraica o vectorial entre la mayor y la menor suma vectorial de los esfuerzos en cualquier ciclo de esfuerzos sobre una soldadura.

Espectro de esfuerzo — Tabulación del número de ocurrencias de todos los rangos de esfuerzo de diferentes magnitudes durante un evento de carga.

Pandeo torsional — Pandeo de un elemento acompañado de torcedura.

Pandeo flexo-torsional — Pandeo de un elemento acompañado de flexión total y torcedura.

Estados límite últimos — Son aquellos estados límite que cuando son excedidos pueden causar el colapso parcial o total de la estructura.

F.5.1.3 — SIMBOLOS PRINCIPALES

- A = área. Clasificación de durabilidad
- A_e = área efectiva de la sección
- A_v = área efectiva de corte
- a = espaciamiento de rigidizadores transversales. Ancho de láminas sin rigidizar
- B = ancho total de lámina multi-rigidizada. Clasificación de durabilidad
- B_{RF} = resistencia de diseño al aplastamiento de un sujetador
- b = ancho de elemento plano
- b_e = ancho efectivo de la lámina del alma (vigas ensambladas)
- C = clasificación de durabilidad
- D = diámetro de un tubo redondo hasta la parte media de la pared de metal. Altura total del alma hasta la parte externa de las aletas
- d = altura del alma entre las aletas. Altura de láminas no rigidizadas
- d_f = diámetro nominal del sujetador o pasador
- E = módulo de elasticidad
- F = coeficiente de prueba de fatiga
- F = frontera de fusión de la zona afectada por calor
- F_c = capacidad de agarre por fricción de un perno de alta resistencia debidamente apretado
- f = coeficiente de reducción aplicado a k_z
- f_{ac} = esfuerzo límite de amplitud constante
- f_{av} = esfuerzo límite de amplitud variable
- f_r = rango de esfuerzos de diseño
- f_u = esfuerzo último de tensión
- $f_{0.2}$ = esfuerzo mínimo de prueba del 0.2%
- G = módulo de cortante
- g = coeficiente de gradiente de esfuerzos
- g_t = garganta de una soldadura
- g_w = longitud del lado del cordón de una soldadura
- H = coeficiente de alabeo
- h = coeficiente de elementos reforzados. Distancia al borde libre
- I_s = segundo momento del área de la sección completa de un rigidizador efectivo (viga ensamblada)
- I_{SU} = segundo momento del área de una sub-unidad de lámina (láminas multi-rigidizadas)
- I_y = segundo momento del área alrededor del eje centroidal
- J = constante de torsión
- K = coeficiente de longitud efectiva para miembros a compresión
- K_1 = coeficiente para el cálculo de la resistencia de pernos
- K_2 = constante para el criterio de falla por fatiga

- k_L = coeficiente de pandeo local
- k_v = coeficiente de reducción de la resistencia longitudinal que se tiene en cuenta para valores de cortante altos
- k_z = coeficiente de resistencia para el material de la zona afectada por el calor
- k'_z = coeficiente de resistencia modificado para el material de la zona afectada por el calor
- L = longitud entre apoyos
- l = longitud efectiva entre apoyos laterales
- l_e = longitud efectiva de una soldadura a tope
- l_f = longitud efectiva de una soldadura de filete
- M = momento producido por la carga mayorada
- $\bar{M}$ = momento uniforme equivalente
- M_{cr} = momento uniforme crítico en el rango elástico para pandeo torsional lateral
- M_f = valor totalmente compacto de M_{RS}
- M_{RF} = valor reducido de M_{RS} para aletas únicamente
- M_{RS} = resistencia de diseño a momento de una sección en ausencia de cortante
- M_{RSO} = resistencia de diseño a momento de una sección, reducida para tener en cuenta el cortante
- M_{RSx} = resistencia de diseño a momento uniaxial con respecto al eje mayor (teniendo en cuenta el cortante)
- M_{RSy} = resistencia de diseño a momento uniaxial con respecto al eje menor (teniendo en cuenta el cortante)
- M_{Rx} = momento de diseño basado en la resistencia a pandeo torsional lateral
- M_s = valor semi-compacto de M_{RS}
- M_x = momento uniaxial con respecto al eje mayor
- $\bar{M}_h$ = momento uniforme equivalente con respecto al eje mayor
- M_y = momento uniaxial con respecto al eje menor
- $\bar{M}_y$ = momento uniforme equivalente con respecto al eje menor
- M_1 = momento mayorado máximo
- M_2 = momento mayorado mínimo
- m = pendiente inversa de la curva $f_r - N$ (fatiga)
- m_1, m_2 = coeficientes de pandeo por cortante (vigas ensambladas)
- N = número de almas. Ciclos previstos hasta la falla (resistencia a la fatiga)
- n = número equivalente de ciclos de un rango de esfuerzo (fatiga). Tiempo en días entre la soldadura y la carga
- P = fuerza axial de tensión o compresión debida a la carga mayorada. Protección
- P_{cr} = carga crítica elástica para pandeo torsional
- P_o = carga de prueba para un perno
- P_p = carga de preesfuerzo
- P_R = resistencia axial de diseño calculada con base en el pandeo general como columna o en el pandeo torsional
- P_{RB} = resistencia de diseño de una soldadura a tope
- P_{RF} = resistencia de diseño de una soldadura de filete
- P_{RFB} = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura a tope (fuerza de tensión normal directa)
- P_{RFF} = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura de filete (fuerza de tensión normal directa)
- P_{RG} = resistencia de diseño de una unión pegada
- P_{RS} = resistencia axial de diseño (tensión o compresión)
- P_{RTB} = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura a tope (fuerza de tensión normal directa)
- P_{RTF} = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura de filete (fuerza de tensión normal directa)

- P_{Rx} = resistencia axial de diseño para el pandeo general como columna con respecto al eje mayor
- P_{Ry} = resistencia axial de diseño para el pandeo general como columna con respecto al eje menor
- P_{RZ} = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor bajo carga directa
- p_a = esfuerzo límite para capacidad local (tensión y compresión)
- p_{az} = esfuerzo límite directo en la zona afectada por el calor
- p_f = esfuerzo límite para remaches sólidos y pernos
- p_o = esfuerzo límite para flexión y fluencia total
- p_{of} = esfuerzo límite del material de las aletas
- p_{ow} = esfuerzo límite del material del alma
- p_s = esfuerzo límite para estabilidad al pandeo total. Esfuerzo de pandeo torsional lateral. Esfuerzo de pandeo para el alma tratada como una columna delgada entre aletas
- p_t = penetración de la soldadura
- p_v = esfuerzo límite a cortante
- p_{vz} = esfuerzo límite a cortante de la zona afectada por el calor
- p_w = esfuerzo límite del metal de aporte
- p_{w1} = esfuerzo originado en el borde extremo del alma debido a una fuerza localizada
- p_{w2} = esfuerzo originado en el punto medio del alma debido a una fuerza localizada
- p_1 = valor en el eje de esfuerzos de p_s en los diagramas curvos para miembros a compresión. Valor de p_o para la sección totalmente compacta sin soldar
- R = radio de curvatura hasta la mitad del metal de un elemento interno curvo
- r_y = radio de giro respecto al eje menor
- S = módulo plástico de la sección bruta sin reducción por zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros
- S_a, S_b = acciones de la carga externa producidas por la carga mayorada
- S_f = módulo plástico de la sección de aleta efectiva (viga ensamblada)
- S_n = módulo plástico de la sección neta
- S_{ne} = módulo plástico de la sección neta efectiva
- S_θ = área de la sección transversal del miembro.
- s = coeficiente sobre p_1 para tener en cuenta que un miembro a compresión no cumpla con las tolerancias de rectitud o torcedura
- T = límite de la zona afectada por el calor
- t = espesor
- t_A = el menor entre $0.5(t_B + t_C)$ y $1.5t_B$
- t_B = espesor del elemento más delgado conectado por soldadura
- t_C = espesor del elemento más grueso conectado por soldadura
- t_e = espesor de garganta efectivo
- t_f = espesor de aleta
- t_2 = espesor de aleta
- V = fuerza cortante producida por la carga mayorada
- V_{RFB} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura a tope
- V_{RFF} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura de filete
- V_{RS} = resistencia de diseño a fuerza cortante
- V_{RTB} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura a tope
- V_{RTF} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura de filete
- V_{RW} = valor reducido de V_{RS}
- V_{RZ} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor

v_{tf} = coeficiente de campo tensional (vigas ensambladas)
v_1 = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico
v_2 = coeficiente básico de pandeo al corte considerando campo tensionado
v_3 = coeficiente de pandeo al corte considerando campo tensionado y contribución de la aleta
W = metal de aporte
w = separación de rigidizadores en una lámina multi-rigidizada
y = distancia desde el centro de una lámina multi-rigidizada hasta el centro del rigidizador más extremo
y_c = distancia desde el eje neutro hasta el borde más comprimido
y_o = distancia desde el eje neutro hasta el borde menos comprimido, o en tensión
y_1 = distancia desde el eje neutro hasta las fibras más esforzadas en una viga
y_2 = distancia desde el eje neutro hasta el elemento de aleta a compresión en una viga
Z_e = módulo elástico de la sección efectiva
Z_n = módulo elástico de la sección neta
Z_{ne} = módulo elástico de la sección neta efectiva
z = distancia que se extiende la zona afectada por el calor desde una soldadura
z_o = valor básico de z
α = relación entre el esfuerzo cortante en el alma mínimo y el máximo (distribución elástica de esfuerzos) Coeficiente modificador de la extensión de la zona afectada por el calor para tener en cuenta una temperatura elevada
α_s = coeficiente para el cálculo de pernos o remaches en corte simple
β = parámetro de esbeltez
β_o = valor límite semi-compacto de β
β_1 = valor límite totalmente compacto de β
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad
γ_c = coeficiente de consecuencias de falla
γ = coeficiente de mayoración de carga
γ_L = coeficiente de fatiga
γ_{mf} = coeficiente de fatiga del material
γ_s = coeficiente para el cálculo de capacidad por fricción
ε = constante $(25/p_o)^{1/2}$
λ = parámetro de esbeltez para pandeo como columna, pandeo torsional y pandeo torsional lateral
λ_y = relación de esbeltez de un miembro a compresión respecto a su eje menor
η = coeficiente modificador de la extensión de la zona afectada por el calor para tener en cuenta la acumulación incrementa de calor
σ_{cr} = esfuerzo elástico crítico de un elemento con refuerzo
σ_{cro} = esfuerzo elástico crítico de un elemento sin refuerzo
σ_1 = esfuerzo normal en una soldadura bajo carga mayorada
τ_1 = esfuerzo cortante perpendicular al eje de la soldadura
τ_2 = esfuerzo cortante paralelo al eje de la soldadura
μ_s = coeficiente de deslizamiento

F.5.2 — PROPIEDADES Y SELECCION DE MATERIALES

F.5.2.1 — DENOMINACIÓN DE LOS MATERIALES — La denominación del aluminio forjado y las aleaciones de aluminio usadas para propósitos generales de ingeniería utilizada en esta norma está de acuerdo con el sistema de clasificación internacional de 4 dígitos. En el apéndice F.5.A se dan detalles de este sistema. La tabla F.5.A.1 muestra las denominaciones antiguas y actuales de las normas británicas conjuntamente con los equivalentes más cercanos de la ISO y otras denominaciones extranjeras.

La denominación para piezas coladas está de acuerdo con el sistema usado en la norma inglesa BS 1490 para piezas coladas de aleaciones de aluminio.

La denominación para el temple de la aleación usada en esta norma está, por lo general, de acuerdo con el sistema de denominación de temple "alternativo" NTC 1937 (ISO 2107). En el apéndice F.5.A se dan detalles de este sistema conjuntamente con el sistema anterior aún usado para algunas aleaciones y formas del material.

Para simplificar el texto y evitar confusión, en F.5.4, F.5.5 y F.5.6 no se usan las denominaciones de temple M, TB, TF y TH. Se utilizan las denominaciones equivalentes F, T4, T6 y T8 respectivamente.

F.5.2.2 — MATERIALES PERMITIDOS

F.5.2.2.1 — Extrusiones, láminas delgadas, planchas, tubería extruida, piezas forjadas y piezas coladas

(a) Materiales estándar — Esta parte de las normas cubre el diseño de estructuras fabricadas con una serie de aleaciones de aluminio usadas en las condiciones y temples enumerados en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 y comúnmente suministradas con las especificaciones dadas en normas como la BS 8118: Parte 2.

Las aleaciones se clasifican en dos categorías: la primera son las aleaciones que aceptan tratamiento térmico, dadas en la tabla F.5.2.2-1 y descritas en (b), y la segunda son las aleaciones que no aceptan tratamiento térmico, dadas en la tabla F.5.2.2-2 y descritas en (c).

Las piezas coladas deberán ser usadas en estructuras de soporte de cargas únicamente después de que un adecuado procedimiento de prueba y control de calidad de su producción haya sido realizado y aprobado por el ingeniero. Las reglas de diseño de esta norma no se deben aplicar a piezas coladas sin una consulta estrecha con los fabricantes.

Los valores enumerados en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 pueden tomarse como valores característicos en cálculos de estructuras sometidas a temperaturas de servicio por debajo de 100ºC. Para estructuras sometidas a elevadas temperaturas asociadas con el fuego estos valores no son recomendables.

(b) Aleaciones tratadas en caliente — Las siguientes aleaciones derivan su resistencia del tratamiento con calor:

(1) Aleación 6082 — La más común de estas aleaciones es la aleación de resistencia media 6082 (**Al Si1 Mg Mn**) de durabilidad B (véase F.5.2.4.1), usada generalmente en la condición de totalmente tratada en caliente, esto es, 6082-T6, y empleada en estructuras soldadas y no soldadas.

La selección de esta aleación se basa en una combinación de buenas propiedades físicas con un buen grado de resistencia a la corrosión. Está disponible en la mayoría de las formas: extrusiones sólidas y huecas, planchas, láminas delgadas, tuberías y piezas forjadas. Se debe poner atención en el diseño a la pérdida de resistencia en las uniones soldadas en la zona afectada por el calor.

(2) Aleación 6061 — Es una aleación alternativa para la 6082. La aleación 6061 (**Al Mg1SiCu**) tiene durabilidad B y propiedades muy similares con una ligera mejoría en la capacidad de dejarse formar y en el acabado de la superficie. Está disponible en formas tubulares extruidas y es usada principalmente en estructuras.

(3) Aleación 6063 — Se prefiere la aleación 6063 (**Al Mg 0.7Si**) de duración B en aplicaciones donde la resistencia no es de trascendental importancia y se tiene la necesidad de una buena apariencia ya que esta aleación combina una resistencia moderada con buena durabilidad y acabado de superficie. Responde particularmente bien al anodizado y otros procesos de acabado patentados similares. La aleación 6063 tiene una resistencia más baja que la 6082 y, como ésta, presenta pérdida de resistencia

en la zona afectada por el calor de las juntas soldadas. Se consigue en extrusiones, tuberías y piezas forjadas. Es particularmente apropiada para secciones extruídas intrincadas y de pared delgada. Se usa principalmente en elementos arquitectónicos tales como paredes cortina y marcos de ventanas.

(4) Aleación 7020 — Otra aleación que es fácilmente soldable (aunque no se restringe a estructuras soldadas) es la aleación de resistencia media de la serie 7***, 7020 (**Al Zn 4.5Mg1**) de durabilidad C. Tiene mejor resistencia post-soldadura que las de la serie 6*** debido a su propiedad de envejecimiento natural. Este material, como otros de la serie 7***, es, sin embargo, sensible a las condiciones ambientales y su comportamiento satisfactorio depende tanto de tener correctos métodos de manufactura y fabricación como del control de la composición y de las propiedades a tensión. Si el material en la condición T6 se somete a cualquier operación que induzca trabajo en frío como flexión, cizallamiento, punzonamiento, etc., la aleación puede resultar susceptible a corrosión debida al esfuerzo; es esencial, por lo tanto, la colaboración directa entre el ingeniero y el fabricante en cuanto al uso futuro y las condiciones de servicio probables. Esta aleación está normalmente disponible sólo en formas laminadas y secciones extruídas sólidas y huecas simples. Las piezas forjadas pueden ser algunas veces hechas bajo pedido especial.

(5) Aleación LM25 — La aleación LM25 (**Al Si 7Mg**) de durabilidad B es una aleación para piezas coladas con buenas características de fundición, resistencia a la corrosión y propiedades mecánicas. Está disponible en cuatro condiciones de tratamiento en caliente en fundiciones con arena y de enfriamiento rápido, es generalmente usada en arquitectura y en instalaciones de manufactura de productos alimenticios.

(c) Aleaciones no tratadas en caliente — Las siguientes aleaciones derivan su resistencia únicamente de endurecimiento por deformación. Son normalmente producidas en formas de láminas delgadas y planchas y, ocasionalmente, en algunas formas extruídas simples.

(1) Aleación 1200 — La aleación 1200 (**Al 99.0**) de duración A, es aluminio comercialmente puro con alta ductilidad y una muy buena resistencia a la corrosión. Es usada para trabajos arquitectónicos en los que los componentes no están muy esforzados. Sólo está disponible en láminas delgadas.

(2) Aleación 3103 — La aleación 3103 (**Al Mn1**) de duración A es más resistente y dura que el aluminio comercialmente puro pero tiene la misma alta ductilidad y muy buena resistencia a la corrosión. Es intensamente usada en paneles para edificios y vehículos. Está disponible en láminas delgadas.

(3) Aleación 3105 — La aleación 3105 (**Al Mn0.5 Mg0.5**) de durabilidad A está llegando a prevalecer en el mercado de lámina delgada perfilada para edificios debido a sus propiedades superiores a la 3103 en dureza y resistencia. Además tiene una ventaja económica. Las formas disponibles se limitan a láminas delgadas.

(4) Aleación 5083 — La aleación 5083 (**Al Mg4.5 Mn0.7**) de durabilidad A se usa para estructuras soldadas y en trabajos de blindajes y tanques ya que es fácilmente soldable sin una pérdida significativa de resistencia y tiene alta ductilidad. La resistencia a tensión de la 5083 en las condiciones O y F es más baja que la de la 6082-T6 pero significativamente más alta si la última está soldada. Sin embargo, la exposición prolongada a temperaturas por encima de los 65°C puede resultar en la precipitación de granos frontera de compuestos intermetálicos de magnesio/aluminio que se corroen preferencialmente en algunos ambientes adversos. Este efecto se agrava si la aleación está sujeta a operaciones subsecuentes de trabajo en frío. Está disponible en planchas, láminas delgadas, secciones extruídas singulares, tubería extruída y piezas forjadas. Además de su fácil soldadura y buenas propiedades de dejarse formar, también tiene muy buena durabilidad especialmente en ambientes marinos.

(5) Aleaciones 5251, 5154A y 5454 — Las aleaciones 5251 (**Al Mg2**), 5154A (**Al Mg3.5(A)**) y 5454 (**Al Mg3Mn**) de durabilidad A están disponibles en láminas delgadas, planchas y extrusiones simples. La 5154A y la 5251 también están disponibles como piezas forjadas. Su principal adición es el Magnesio y, como resultado, estas aleaciones son dúctiles en la condición blanda pero se endurecen por trabajo rápidamente. Tienen buena soldabilidad y muy buena resistencia al ataque corrosivo especialmente en atmósfera marina. Por esta razón, son usadas en paneles y en estructuras expuestas a ambientes marinos. La 5154A y la 5454 son más fuertes que la 5251.

La aleación más fuerte de la serie 5***, que ofrece inmunidad contra la corrosión por esfuerzo cuando está expuesta a temperatura elevada, es la 5454. Las aleaciones de la serie 5*** con más del 3% de Mg pueden resultar susceptibles a corrosión debida al esfuerzo cuando se exponen a temperaturas elevadas.

(6) Aleación 5251: en tubería soldada con costura. Las tuberías soldadas con costura se producen a partir de una tira de aleación 5251 (**Al Mg2**) la que le da una durabilidad B al tubo que a su vez ha incrementado su resistencia por el endurecimiento por trabajo a través de los rodillos de formado y acabado. Sus usos principales son en elementos tales como muebles de jardín, pasamanos y escaleras de mano.

(7) Aleación LM5 — La aleación LM5 (**Al Mg5 Si1**) de durabilidad A es una aleación de fundición de resistencia media que posee excelentes características de acabado, manteniendo una superficie de gran brillo pero sólo es apropiada para formas simples. Es usada principalmente para fundiciones con arena utilizadas con propósitos arquitectónicos y decorativos y donde se requiere anodizado.

(8) Aleación LM6 — La aleación LM6 (**Al Si12**) de durabilidad B es otra aleación de fundición de resistencia media que tiene excelentes características de fundición, alta ductilidad y resistencia al impacto. Es apropiada para fundiciones con arena o de enfriamiento rápido y útil para un amplio rango de usos en general, aplicaciones eléctricas y marinas y piezas coladas de complejidad y tamaño por encima del promedio.

Tabla F.5.2.2-1
Aleaciones tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor Desde mm	Espesor Hasta mm	Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2% kgf/mm²	Resistencia mínima a tensión kgf/mm²	Elongación $5.65(S_o)^{1/2}$ %	Elongación 50 mm %	Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (véase 1) %	Clasificación de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 209-1)
6061	T6	Extrusiones [1]	-	150	24.0	28.0	8	7	50	B	AlMg1SiCu
	T6	Tubería extruída	-	6.0	24.0	29.5	7 [2]	7 [2]	50		
			6.0	10	25.5	29.5	9 [2]	9 [2]	50		
6063	T4	Extrusiones	-	150	7.0	13.0	16	14	0	B	AlMg0.7Si
	T4	Tubería extruída	-	10	10.0	15.5	15 [2]	15 [2]	0		
		Forjados	-	150	8.5	14.0	16	-	0		
	T5	Extrusiones	-	25	11.0	15.0	8	7	25		
	T6	Extrusiones	-	150	16.0	18.5	8	7	50		
	T6	Tubería extruída	-	10	18.0	20.0	8 [2]	8 [2]	50		
		Forjados	-	150	16.0	18.5	10	-	50		
6082	T4	Extrusiones	-	150	12.0	19.0	16	14	0	B	AlSi1MgMn
		Lámina	0.2	3.0	12.0	20.0	-	15	0		
		Plancha	3.0	25	11.5	20.0	12	15	0		
	T4	Tubería extruída	-	6.0	11.5	21.5	12 [2]	12 [2]	0		
			6.0	10			14 [2]	14 [2]			
		Forjados	-	150	12.0	18.5	16	-	0		
	T6	Extrusiones	-	20	25.5	29.5	8	7	50		
			20	150	27.0	31.0	8	-	50		
		Lámina	0.2	3.0	25.5	29.5	-	8	50		
		Plancha	3.0	25	24.0	29.5	8	8	50		
		Tubería extruída	-	6.0	25.5	31.0	7 [2]	7 [2]	50		
			6.0	10	24.0	31.0	9 [2]	9 [2]	50		
		Forjados	-	120	25.5	29.5	8	-	50		
7020	T4	Extrusiones	-	25	19.0	30.0	10	12	0	C	AlZn4.5Mg1
		Lámina y plancha		25	17.0	28.0	10	12	0		
	T6	Extrusiones	-	25	28.0	34.0	8	10	40		
		Lámina y plancha		25	27.0	32.0	8	10	40		
LM25	TB7	Fundición con arena	-	-	8.0 a 11.0	16.0	2.5		NA	B	AlSi7Mg
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	9.0 a 11.0	23.0	5				
	TF	Fundición con arena	-	-	20.0 a 25.0	23.0	-				
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	22.0 a 26.0	28.0	2				

NA = no aplicable
1) Extrusiones: barras, tubería redonda y secciones
2) Elongación sobre $5.65(S_o)^{1/2}$ para tubos con paredes de 3 mm o menos y sobre 50 mm para tubos con mayor espesor

NOTA 1. Propiedades después de 3 días de envejecimiento natural a 15°C a 25°C para aleaciones de la serie 6*** y 30 días a 15°C a 25°C, o artificialmente envejecida durante 24 h a 120°C, para aleación 7020 (véase F.7.4.4.2(b)).

Tabla F.5.2.2-2
Aleaciones no tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor Desde mm	Espesor Hasta mm	Esf. mínimo de tensión de prueba del 0.2% kgf/mm²	Res. mínima a tensión kgf/mm²	Elongación $5.65(S_o)^{1/2}$ %	Elongación 50 mm %	Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (F.7.4.4.2) %	Clasif. de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 209-1)
1200	H14	Lámina	0.2	12.5	11.5 [1]	10.5	-	3 a 6	50	A	Al99.0
3103	H14	Lámina	0.2	12.5	14.0 [1]	14.0	-	3 a 7	50	A	AlMn1
	H18		0.2	3	18.5 [1]	17.5	-	2 a 4	65		
3105	H14	Lámina	0.2	3	14.5	16.0	-	2 a 4	75	A	AlMn0.5Mg0.5
	H16				17.0	18.5	-	1 a 3	80		
	H18				19.0	21.5	-	1 a 2	80		
5083	O	Extrusiones	-	150	12.5	27.5	14	13	0	A	AlMn4.5Mn0.7
		Lámina y plancha	0.2	80	12.5	27.5	14	12 a 16	0		
		Tubería extruída	-	10	12.5	27.5	12 [3]	12 [3]	0		
	F	Extrusiones	-	150	13.0 [1]	28.0 [1]	12 [1]	11 [1]	0		
		Lámina y plancha	3	25	17.5 [1]	32.0 [1]	-	18 [1]	0		
	F	Forjados	-	150	13.0	28.0	12	-	0		
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	23.5	31.0	-	5 a 10	45		
	H22	Tubería extruída	-	10	23.5	31.0	5 [3]	5 [3]	45		
5154ª	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	AlMg3.5 (A)
		Lámina y plancha	0.2	6	8.5	21.5	-	12 a 18	0		
		Tubería extruída	-	10	8.5	21.5	16 [3]	16 [3]	0		
	F	Extrusiones	-	150	10.0 [1]	21.5 [1]	16 [1]	14 [1]	0		
	F	Forjados	-	150	10.0	21.5	16	-	0		
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	16.5	24.5	-	5 a 8	45		
	H24	Lámina y plancha	0.2	6	22.5	27.5	-	4 a 6	60		
	H24	Tubería extruída	-	10	20.0	24.5	4 [3]	4 [3]	60		
5251	F	Tubería con soldadura de costura	0.8	1.0	22.0	24.5	-	3	70	B	AlMg2
			1.2	2.0	22.0	24.5	-	5	70		
		Forjados	-	150	6.0	17.0	16	-	70	A	
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	13.0	20.0	-	4 a 8	55		
	H24		0.2	6	17.5	22.5	-	3 a 5	65		
5454	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	AlMg3Mn
		Lámina y plancha	0.2	6	8.0	21.5	-	12 a 18	0		
	F	Extrusiones	-	150	10.0	21.5	16	14	0		
	H22	Lámina	0.2	3	18.0	25.0	-	4 a 8	55		
	H24	Lámina	0.2	3	20.0	27.0	-	3 a 6	60		
LM5	F	Fundición con arena	-	-	9.0 a 11.0	14.0	3		NA	A	AlMg5Si1
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	9.0 a 12.0	17.0	5				
LM6	F	Fundición con arena	-	-	6.0 a 7.0	16.0	5		NA	B	AlSi12
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	7.0 a 8.0	19.0	7				

NA = no aplicable
1) Valores típicos
2) Extrusiones: barras, tubería redonda y secciones
3) Elongación sobre $5.65(S_o)^{1/2}$ para tubos con paredes de 3 mm o menos y sobre 50 mm para tubos con mayor espesor

(d) Materiales en otros espesores y aleaciones con otras propiedades estándares y no estándares — Las aleaciones enumeradas en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 son algunas veces usadas en otros espesores y en otros temples y condiciones estándares y no estándares. Las propiedades mínimas garantizadas para tales materiales pueden ser usadas si hay acuerdo entre el diseñador y el cliente.

(e) Otras aleaciones — Hay disponibilidad de otras aleaciones que ofrecen resistencias más altas, por ejemplo 2014A, y/o mejores resistencias post-soldadura, por ejemplo 7019, pero estas resistencias pueden ser logradas con el detrimento de otras propiedades. El ingeniero está, por lo tanto, advertido de no usar estas aleaciones sin una cuidadosa consideración y estrecha consulta con un fabricante de buena reputación. Las propiedades a considerar deben incluir durabilidad, soldabilidad, resistencia a la propagación de grietas y comportamiento en servicio. Las aleaciones de la serie 7*** que tienen resistencias de prueba más altas, tales como la 7019, requieren control particular en los procesos de fabricación, por ejemplo, control de micro estructura, esfuerzos residuales y trabajo en frío.

(f) Aleaciones no incluidas en las tablas — Se podrán utilizar aleaciones no incluidas en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 siempre y cuando su uso en estructuras esté autorizado en normas expedidas por entidades de reconocida autoridad, a criterio del Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

(g) Pernos y remaches — Los materiales de pernos y remaches y su durabilidad se dan en la tabla F.5.2.2-3. Una guía para la selección de los materiales de pernos y remaches se da en F.5.2.4.2(b). Estos materiales pueden también ser usados para productos especiales para tornillos y remaches incluyendo elementos insertados en la rosca. Para los remaches de mayor diámetro pueden necesitarse formas de cabeza especiales.

Tabla F.5.2.2-3
Materiales de pernos y remaches

Tipo	Material	Proceso	Temple usado	Diámetro mm	Esfuerzo de prueba del 0.2% kgf/mm²	Resistencia última kgf/mm²	Durabilidad
Pernos y sujetadores roscados patentados	6082		T6	menor igual a 6	25.5	29.5	B [1]
				6 a 12	27.0	31.0	B [1]
	6061		T8	menor o igual a 12	24.5	31.0	
	5056A [2]		H24	menor o igual a 12	24.0	31.0	B [1]
	Acero inoxidable:						
	A4 (316S16) [3]	Véase la norma apropiada					(nota 1)
	A2 (304S15) [3]						(nota 1)
	Acero						(nota 2)
Remaches sólidos y remaches ciegos patentados	5154A	Colocados en frío o en caliente	O u F	menor igual a 25		21.5	A [1]
		Colocados en frío	H22	menor o igual a 25		24.5	
	6082	Colocados en frío en temple T4	T4	menor o igual a 25		20.0	B [1]
		Colocados en frío en temple T6 [4]	T6	menor o igual a 25		29.5	
	5056A [2]	Colocados enfrío o en caliente	O u F	menor o igual a 25		25.5	B [1]
		Colocados en frío	H22	menor o igual a 25		28.0	
	Acero inoxidable:						
	A4 (316S16)	Colocados en frío o en caliente	Véase la norma apropiada				(nota 1)
	A2 (304S15)						(nota 1)
	Aleación de níquel y cobre	Colocados en frío(revestido zinc)					(nota 1)
	Acero	Colocados en frío					(nota 2)

1) La durabilidad de las aleaciones unidas, si es que ésta es menor.
2) Los pernos y remaches 5056A no se deben usar en ambientes corrosivos o tropicales.
3) Por ejemplo, véase la norma inglesa BS 6105 para pernos de acero inoxidable.
4) Los remaches 6082-T4 se colocan más fácilmente inmediatamente después del tratamiento térmico en solución.
NOTA 1. Véase F.5.2.4.2 (b)
NOTA 2. Los pernos de acero deben ser, preferiblemente, galvanizados o sherardizados

(h) Metales de aporte — Los metales de aporte para soldadura de gas inerte de tungsteno (TIG) y soldadura de gas inerte de metal (MIG) se dan en la tabla F.5.2.2-4 con su durabilidad. Una guía para la selección de los metales de aporte se da en la tabla F.5.2.7-1.

Tabla F.5.2.2-4
Metales de aporte para soldadura

Grupo de metal de aporte	Denominación de la aleación		Durabilidad
Tipo 1	BS [1]	ISO [2]	A
	1080A	Al99.8	
	1050A	Al99.5	
Tipo 3	3103	AlMn1	A
Tipo 4	4043	AlSi5 (A)	B
	4047A [3]	AlSi12 (A)	
Tipo 5	5056A	AlMg5	A
	5356	AlMg5Cr (A)	
	5556A	AlMg5.2MnCr	
	5183	AlMg4.5Mn	

1) Para composición química véanse las normas pertinentes
2) O equivalente más cercano
3) La 4047A es específicamente usada para evitar el agrietamiento del metal de aporte en una unión que tiene alta dilución y alta restricción. En la mayoría de los casos, es preferible usar la 4043A

F.5.2.3 — PROPIEDADES DE RESISTENCIA, MECANICAS Y FISICAS

F.5.2.3.1 — ***Resistencia y propiedades mecánicas*** **—** En las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 se muestra el rango de aleaciones estándares con sus formas disponibles, condiciones de temple y propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas para los materiales forjados para los temples y condiciones de las aleaciones dadas en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 han sido usadas para determinar los esfuerzos límites dados en la tabla F.5.4.2-1. Cuando las aleaciones son soldadas, se da el porcentaje aproximado de reducción de resistencia de la aleación para cada temple. Estas resistencias en la zona afectada por el calor pueden no lograrse hasta después de un período de envejecimiento natural o artificial, (véanse las notas de la tabla F.5.2.2-1). La resistencia del material de pernos y remaches se da en la tabla F.5.2.2-3. Las propiedades mecánicas de las aleaciones varían con la temperatura y, las dadas en las tablas F.5.2.2-1, F.5.2.2-2 y F.5.2.2-3, deben aplicarse para el diseño de estructuras en un rango de temperatura entre -50°C y 70°C, excepto la aleación 5083 (véase F.5.2.2.1(c)). El esfuerzo de prueba del 0.2% y la resistencia a tensión mejoran con temperaturas más bajas pero se reducen a temperaturas más altas. Debe consultarse al fabricante las propiedades por fuera del rango de temperatura dado. Las aleaciones se funden en un intervalo de 550°C a 660°C dependiendo de su composición.

F.5.2.3.2 — ***Propiedades físicas*** **—** Las propiedades físicas de las aleaciones estándares, aunque varían ligeramente, pueden considerarse constantes y se enumeran en la tabla F.5.2.3-1. En estructuras críticas el ingeniero puede usar el valor exacto obtenido de un reconocido fabricante.

Tabla F.5.2.3-1
Propiedades físicas

Propiedad	Valor
Densidad	2 710 kg/m^3
Módulo de elasticidad	7 000 kgf/mm^2
Módulo de rigidez	2 660 kgf/mm^2
Coeficiente de expansión térmica	23 x10^{-6} por °C
Coeficiente de Poisson	**v = 0,3**

F.5.2.4 — DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN — En muchos casos, los materiales estándares enunciados en las tablas F.5.2.2-1 a F.5.2.2-4 se pueden usar con el acabado de la laminadora, como son extruídos o como resultan soldados sin la necesidad de protección de la superficie.

La buena resistencia a la corrosión del aluminio y sus aleaciones es atribuible a la capa de óxido protectora que se forma sobre la superficie del metal inmediatamente se expone al aire. Esta película es normalmente invisible, relativamente inerte y, como se forma naturalmente frente a la exposición al aire o el oxígeno, es autosellante.

En ambientes suaves una superficie de aluminio mantiene su apariencia original por años y no se necesita protección adicional para la mayoría de las aleaciones. En ambientes industriales moderados habrá oscurecimiento y formación de asperezas en la superficie. Cuando la atmósfera se vuelve más agresiva, como en ambientes fuertemente ácidos o alcalinos, el decoloro de la superficie y la formación de asperezas empeoran y se hacen visibles superficies blancas polvosas de óxido. La película de óxido puede ser autosoluble, el metal deja de estar completamente protegido y se necesita protección adicional. Estas condiciones pueden también ocurrir en hendiduras debido a condiciones locales altamente ácidas o alcalinas, pero los agentes que tienen este efecto extremo son relativamente escasos.

En ambientes costeros y marinos, la superficie se pone áspera y adquiere una apariencia gris parecida a piedra. Es necesaria la protección de ciertas aleaciones. Cuando el aluminio está sumergido en agua pueden ser necesarias precauciones especiales.

Cuando ocurre un ataque a la superficie, las curvas corrosión/tiempo del aluminio y las aleaciones de aluminio tienen una forma exponencial y hay una pérdida bastante rápida de reflexividad después de un ligero deterioro por la exposición. Luego de ésto hay muy poco cambio durante períodos muy largos. En exposición atmosférica, la fase inicial puede ser de unos pocos meses o de dos o tres años, seguida por poco o ningún cambio durante períodos de 10, 30 ó aún 80 años. Tal comportamiento es consistente para todas las condiciones de exposición libres externas y para todas las condiciones internas o protegidas, excepto donde se pueda desarrollar extrema acidez o alcalinidad. Los ambientes tropicales, en general, no son más dañinos para el aluminio que los ambientes templados, aunque ciertas aleaciones se afectan por una larga exposición a altas temperaturas ambientales particularmente en ambiente marino.

F.5.2.4.1 — *Durabilidad de las aleaciones* — Las aleaciones enumeradas en las tablas F.5.2.2-1, F.5.2.2-2, F.5.2.2-3 y F.5.2.2-4 se categorizan en tres niveles de durabilidad A, B y C en orden descendente. Estos niveles son usados para determinar la necesidad y grado de protección requerido. En construcciones que emplean más de una aleación, incluyendo metales de relleno en construcción soldada, la protección debe ser acorde con el menor de los niveles de durabilidad.

Cuando se use otra aleación estructural diferente a las enumeradas en las tablas F.5.2.2-1, F.5.2.2-2, F.5.2.2-3 y F.5.2.2-4 deberán solicitarse los datos adecuados para asignar a la aleación la categoría de durabilidad, así como para justificar su aplicación.

F.5.2.4.2 — *Protección contra la corrosión*

(a) *Protección contra la corrosión total* — La necesidad de protección contra la corrosión total a estructuras construidas con las aleaciones o combinaciones de las aleaciones enumeradas en las tablas F.5.2.2-1, F.5.2.2-2, F.5.2.2-3 y F.5.2.2-4 cuando se exponen a diferentes ambientes se da en la tabla F.5.2.4-1. Los métodos para brindar protección contra la corrosión en estos ambientes están detallados en normas como la BS 8112: Parte 2.

Para seleccionar la columna apropiada de la tabla F.5.2.4-1 para el ambiente atmosférico, debe tenerse en cuenta que pueden existir localidades, dentro de una región, que tengan microclimas bien

diferentes de las características ambientales de la región como un todo. Una región designada como rural puede tener ambientes locales que se parecen más a una atmósfera industrial en sitios cercanos y viento abajo de fábricas. Similarmente, un lugar cercano al mar pero cerca de instalaciones costeras puede tener las características de una atmósfera industrial más que de una marina. El ambiente no es necesariamente el mismo para una estructura en el interior de un edificio que en el exterior.

La aparición de la corrosión no depende sólo de la susceptibilidad del material y de las condiciones globales; en la práctica depende mas del periodo de tiempo durante el cual la humedad puede estar presente en conjunción con suciedad atrapada y agentes corrosivos. Las zonas de los elementos, o los detalles estructurales, donde la suciedad se agarra o retiene son más críticos que en aquellas zonas en los que la lluvia, y el viento que empuja la lluvia, limpian la superficie y el secado se produce rápidamente.

Para asignar la necesidad y el grado de protección requerido deberá ser considerada la historia de la vida útil de la estructura. Para estructuras de vida corta pueden resultar aceptable medidas menos severas o ausencia de protección. Cuando se planifica la inspección y el mantenimiento para que muestre el grado de corrosión en un estado incipiente, lo cual permite tomar acciones de corrección, puede permitirse disminuir el grado inicial de protección previsto. Sin embargo, cuando la inspección es impracticable y el grado de corrosión no es de fácil percepción, el grado de protección inicial deberá ser mayor. No obstante el grado de protección deberá ser establecido en conjunto por el ingeniero, el fabricante y, si es necesario un especialista en corrosión.

A causa de estos factores, pueden resultar condiciones localizadas de incrementada severidad. Se deben estudiar las condiciones precisas en el sitio real antes de decidir la columna de ambiente apropiada de la tabla F.5.2.4-1.

Cuando se empleen secciones huecas, se debe considerar la necesidad de proteger la cavidad interna para prevenir la corrosión originada por el ingreso de agentes corrosivos. A causa de la dificultad de pintar tales secciones, los revestimientos de conversión química pueden ser benéficos. Cuando la cavidad interna se sella efectivamente, la protección interna no es necesaria.

Tabla F.5.2.4-1
Protección general contra la corrosión de estructuras de aluminio

Durabilidad de la aleación	Espesor	Protección necesaria de acuerdo con el ambiente							
		Atmosférico			Marino			Sumergido	
			Industrial/urbano					Agua dulce	Agua salada
	(mm)	Rural	Moderado	Severo	No industrial	Moderado	Severo		
A	Todos	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna
B	Menor de 3	Ninguna	P	P	P	P	P	P	P
	3 ó más	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	P	P
C	Todos	Ninguna	P [1)]	P	P	P	P	P [2)]	NR

P Requiere protección
P [1)] Requiere sólo protección local contra la corrosión en la soldadura y la zona afectada por el calor en ambientes urbanos no industriales.
P [2)] No se recomienda la protección si se trata de construcción soldada.
NR No se recomienda la inmersión en agua salada.

(b) *Contactos metal-metal incluyendo uniones* — Se deben considerar también las superficies de contacto en hendiduras y el contacto con ciertos metales o lavaduras de ciertos metales que pueden causar ataque electroquímico del aluminio. Esta situación se da en las uniones de una estructura. Las superficies de contacto y uniones de aluminio con aluminio u otros metales y las superficies de contacto en uniones empernadas, remachadas, soldadas y conexiones con pernos de alta resistencia a fricción deben tener protección adicional a la requerida en la tabla F.5.2.4-1 tal como se define en la tabla F.5.2.4-2. Los detalles del procedimiento de protección contra la corrosión requerido se dan en normas como la BS 8118: Parte 2.

Tabla F.5.2.4-2
Protección adicional de los contactos de metal con metal para combatir la fisuración y los efectos galvánicos

Metal unido al aluminio	Metal del perno o remache	Protección necesaria de acuerdo con el ambiente								
		Atmosférico				Marino			Sumergido	
		Rural		Industrial urbano			Industrial			
		Seco, no contaminado	Suave	Moderado	Severo	No industrial	Moderado	Severo	Agua dulce	Agua Salada
Aluminio	Aluminio	0	0	0	2	2	0	2	0	2
	Acero, Acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	3	4	4	3	4	5	5
Zinc o acero cubierto con zinc	Aluminio	0	0	2	2	2	2	2	2	5
	Acero, acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	3	4	4	3	4	5	5
Acero, acero inoxidable, hierro colado, plomo	Aluminio	0	0	3	3	3	3	3	5	5
	Acero, acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	4	4	4	4	4	5	5
Cobre [1)]	Aluminio	0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR
	Cobre, aleación de cobre	0	3	5	5	5	5	5	5	5

1) Las superficies de contacto y uniones de aluminio con cobre o aleaciones de cobre deben evitarse. Si se usan, el aluminio debe ser de durabilidad A o B y los pernos y tuercas deben ser de cobre o de aleación de cobre.
NR No se recomienda usar remaches o pernos de aluminio para unir aluminio y cobre en estos ambientes.

(c) *Contacto con otros materiales no metálicos*

(1) *Contacto con concreto, mampostería o yeso* — El aluminio en contacto con concreto compacto y denso, mampostería o yeso en un ambiente seco sin polución o en un ambiente suave se debe cubrir con una capa de pintura bituminosa. En un ambiente industrial o marino, la superficie de contacto se debe cubrir con al menos dos capas de pintura bituminosa para trabajo pesado, preferiblemente la superficie del material en contacto debe ser similarmente pintada. El contacto sumergido de aluminio y tales materiales no es aconsejable pero, si es inevitable, se recomienda separar los materiales mediante una masilla apropiada o una capa de impermeabilización para trabajo pesado.

El concreto ligero y productos similares requieren consideración adicional cuando el agua o la humedad ascendente pueden extraer álcalis agresivos del cemento. El agua alcalina puede entonces atacar incluso las superficies de aluminio que no están en contacto directo.

(2) *Aluminio embebido en concreto* — Antes de embeber el aluminio en concreto, las superficies deben protegerse con al menos dos capas de pintura bituminosa o betún caliente. Las capas deberán extenderse por lo menos 75 mm por encima de la superficie de concreto después de embeber.

Si el concreto contiene cloruros, por ejemplo como aditivos o debido al uso de agregados dragados del mar, se deben aplicar por lo menos dos capas de brea de alquitrán de hulla plastificada y el ensamblaje terminado debe ser repintado localmente con el mismo material para sellar la superficie luego de que el concreto haya fraguado totalmente. Se debe poner atención a los posibles contactos entre el aluminio embebido y el refuerzo de acero.

(3) *Contacto con madera* — En ambientes industriales, húmedos y marinos, la madera debe ser preparada y pintada adecuadamente.

Algunos preservativos para la madera pueden ser dañinos para el aluminio. Como guía general los siguientes preservativos han sido aprobados como seguros para usar con aluminio sin tomar precauciones especiales:
- **(a)** creosota de alquitrán de hulla
- **(b)** aceite de alquitrán de hulla
- **(c)** naftalenos clorinados
- **(d)** naftanatos de zinc
- **(e)** pentaclorofenol
- **(f)** óxidos orgánicos de estaño
- **(g)** ortofenilfenol

Cuando la madera tratada con los siguientes preservativos se usa en situaciones húmedas, la superficie de aluminio en contacto con la madera tratada debe tener una aplicación substancial de sellante:
- **(a)** naftanato de cobre
- **(b)** sales cupro-cromo-arsenicales
- **(c)** compuestos de bórax y ácido bórico

No se deben usar otros preservativos en asociación con el aluminio.

El roble, el castaño y el cedro rojo occidental pueden ser nocivos para el aluminio a menos que estén bien maduros.

(4) *Contacto con suelos* — La superficie del metal en contacto con el suelo debe protegerse con al menos dos capas de pintura bituminosa, betún caliente o brea de alquitrán de hulla plastificada. Se puede usar un vendaje con cintas adicional para impedir el daño mecánico del recubrimiento.

(5) *Inmersión en agua* — Cuando piezas de aluminio estén sumergidas en agua dulce o agua de mar, incluyendo agua contaminada, el aluminio debe ser preferencialmente de durabilidad A y se deben usar sujetadores de aluminio o acero resistente a la corrosión o usar soldadura. Las tablas F.5.2.4-1 y F.5.2.4-2 dan la protección necesaria para inmersión en agua dulce y de mar.

Adicionalmente el ingeniero debe obtener información competente sobre el contenido de oxígeno, el pH, el contenido químico o metálico, particularmente de cobre, y la cantidad de movimiento del agua. Estos factores pueden afectar el grado de protección requerido.

(6) *Contacto con químicos usados en la industria de la construcción* — Los fungicidas y repelentes de moho pueden contener compuestos metálicos basados en cobre, mercurio, estaño y plomo que, bajo condiciones de humedad, pueden causar corrosión del aluminio. Los efectos dañinos pueden ser contrarrestados protegiendo las superficies de contacto que pueden estar sujetas a lavaduras o filtraciones de los químicos.

Algunos materiales de limpieza pueden afectar la superficie del aluminio. Cuando tales químicos son usados para limpiar el aluminio u otros materiales en la estructura, se debe poner cuidado para asegurar que sus efectos no serán en detrimento del aluminio. A menudo un enjuague rápido y adecuado con agua es suficiente pero en otros casos se deben tomar medidas temporales para proteger el aluminio del contacto con tales limpiadores.

(7) *Contacto con materiales aislantes usados en la industria de la construcción* — Productos tales como fibra de vidrio, poliuretano y varios productos de aislamiento pueden contener agentes corrosivos que pueden ser extraídos bajo condiciones de humedad y deteriorar el aluminio. Los materiales aislantes deben ser probados para

observar su compatibilidad con el aluminio en condiciones húmedas y salinas. Cuando existan dudas, se debe aplicar un sellante a las superficies de aluminio asociadas.

F.5.2.5 — FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN — Adicionalmente a los requisitos de fabricación y construcción generales se deberá considerar lo siguiente:

F.5.2.5.1 — ***Doblado y formado*** **—** Las aleaciones de aluminio están disponibles en un amplio rango de temples que afecta su habilidad para dejarse formar. Cuando se requiera doblar o formar, el ingeniero debe consultar con el fabricante para seleccionar la aleación, temple y cualquier tratamiento térmico subsecuente que pueda ser requerido.

Los tratamientos térmicos y el formado en caliente se deberán efectuar bajo la dirección y supervisión de personal competente. Sin el acuerdo del productor las aleaciones de la serie 7*** no deben ser curvadas o formadas en frió en condición de tratamiento térmico completo debido al riesgo de fisuración por corrosión bajo tensión. Sin embargo se pueden llevar a cabo correcciones menores en la forma de los perfiles o en las distorsiones de soldadura.

F.5.2.5.2 — ***Soldadura*** **—** La pérdida de resistencia que puede ocurrir en la vecindad de la soldadura en algunas aleaciones debe considerarse en la selección de la aleación o aleaciones a usar en construcción soldada. El ingeniero debe convencerse de que la combinación de materiales base y de aportación es posible para lograr la resistencia y durabilidad requeridas en las condiciones de servicio de la estructura.

Debe ponerse particular atención a la susceptibilidad de las aleaciones 6082, 6063, 6061 y 5251 al agrietamiento durante la solidificación cuando las soldaduras son hechas bajo restricción. Esto puede evitarse usando los metales de aporte y las técnicas de soldadura recomendadas. Así se asegurará una combinación apropiada de metal de aporte en la soldadura real.

F.5.2.5.3 — ***Metales de aporte*** **—** El alambre de material de aporte usado en la construcción soldada debe ser escogido de acuerdo con la tabla F.5.2.7-1.

F.5.2.6 — SELECCION DE MATERIALES — La selección de una aleación o aleaciones para cualquier estructura y su forma particular es determinada por la combinación de varios factores: resistencia, véase F.5.2.3; durabilidad, véase F.5.2.4; propiedades físicas, véase F.5.2.3; soldabilidad, véase F.5.2.5; formabilidad, véase F.5.2.5; y disponibilidad, véase F.5.2.7. Los materiales estándares dados en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 se describen en términos de los anteriores factores en F.5.2.2.1(b) y (c).

F.5.2.7 — DISPONIBILIDAD — El rango de aleaciones dado en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2 no está disponible en todas las formas de producto. La tabla F.5.2.7-2 indica las aleaciones que se consiguen en una forma de producto particular y su disponibilidad. Se indican los productos y combinaciones de aleación que no son manufacturadas normalmente pero se consiguen con pedido especial; el diseño con este material sólo debe intentarse después de confirmar su disponibilidad con el encargado del suministro.

F.5.2.7.1 — ***Secciones estructurales*** **—** Cierto número de secciones estructurales extruídas y algunas otras secciones estructurales están comúnmente disponibles en 6082-T6 ó 6063-T6; pero, en la mayoría de los casos, deberán ser producidas bajo pedido, véase la tabla F.5.2.7-2. La tabla F.5.2.7-3 da el rango de tamaños de secciones más comúnmente disponibles. Otros tamaños pueden ser obtenidos a partir de matrices existentes o nuevas de acuerdo con el fabricante. Cuando las secciones se producen bajo pedido, puede ser requerida una cantidad mínima para la orden. Las secciones nuevas especiales extruídas se hacen normalmente bajo pedido y el bajo costo de las matrices simples brinda gran flexibilidad a su diseño. El ingeniero debe verificar con el fabricante, en una etapa temprana, la forma, espesor, tamaño y posibilidad del diseño de una nueva sección y el tiempo de entrega de la nueva matriz y la sección extruída. Algunas secciones o productos se hacen por trefilado, formado o laminado con rodillos, estas operaciones pueden requerir maquinaria especial.

Tabla F.5.2.7-1
Selección de alambres y varillas de metal de aporte para soldadura de gas inerte

Combinación de metal base [1]								
Primera parte	**Segunda parte**							
5083	LM5 Fundiciones	LM6 LM5 Fundiciones	3103 3105	1200	7020	6061 6063 6082	5154 5251 5454	5083
	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [3]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 5556A	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 Tipo 5
5154A 5251 5454	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [2]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 [3] Tipo 5	
6061 6063 6082	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4/5 Tipo 4 Tipo 4		
7020	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [2]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 Tipo 5			
1200	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 3/4 Tipo 4	Tipo 1 [4] Tipo 1 Tipo [1]				
3103 3105	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 3 [4] Tipo 3 Tipo 3 [4]					
LM6 LM25 Fundiciones	NR [2]	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4						
LM5 Fundiciones	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5							

1) Los metales de aporte para la combinación base a soldar se muestran en una casilla localizada en la intersección de la fila con la columna del metal base. En cada casilla, la primera línea corresponde al metal de aporte que brinda la máxima resistencia, en el caso de aleaciones 6*** y 7020, este valor está por debajo de la resistencia con tratamiento térmico completo del metal base; en la línea media, aparece el metal de aporte que da la máxima resistencia a la corrosión; y en la última línea, se muestra el metal de aporte que no presenta agrietamiento de la soldadura persistente.
2) NR = No recomendado. La soldadura de aleaciones que contienen aproximadamente 2% o más de Mg con metal de aporte de Al-Si (5% a 12% Si) (y viceversa) es desaconsejable ya que se forma suficiente precipitado de Mg2Si en la frontera de fusión como para hacer frágil la unión.
3) El comportamiento frente a la corrosión del metal de aporte es mejor si su aleación tiene un contenido cercano al del metal base y no es marcadamente superior. Esto quiere decir que, para servicio en potencialmente corrosivos, es preferible soldar 5154A con metal de aporte 5154A o soldar 5454 con metal de aporte 5554. Sin embargo, en algunos casos ésto sólo es posible a expensas de la profundidad de la soldadura.
4) Si es esencial tener una resistencia mayor y/o una resistencia al agrietamiento mayor, se puede usar metal de aporte tipo 4.
NOTA. Véase la tabla F.5.2.2-4 para hallar las aleaciones particulares del metal de aporte de cada tipo de aleación.

Tabla F.5.2.7-2
Disponibilidad de formas de producto

Aleación	Planchas	Láminas y tiras	Secciones extruídas				Tubería extruída	Tubería soldada longitudinal-mente	Piezas forjadas	Piezas coladas
	Espesor mayor de 6 mm	Espesor menor o igual a 6 mm	Barras sólidas y formas simples	Secciones complejas y especiales	Tubería extruída redonda y rectangular	Secciones huecas				
1200	L	L 1)	S				S			
3103	O	L								
3105		O								
5083	L	L	S				S		O	
5154A	O	O	S				S		O	
5251	L	L	S				S	L	O	
5454	L	L	S				S			
6061	S	S	O	O	O	O	O			
6063			L	L	L	O	O		O	
6082	L 2)	L	L	O	L	O	O		O	
7020	O	O	S		S				S	
LM5										O
LM6										O
LM25										O

L Producto estándar fabricado bajo pedido en un rango limitado de tamaños.
O Producto estándar fabricado bajo pedido.
S Producto normalmente no fabricado en esa aleación pero con posibilidades de estar disponible por pedido especial.
Un espacio en blanco indica que el producto no está disponible.
1) Incluye láminas y planchas con indentaciones o resaltes.
2) Incluye plancha indentada.
NOTA. Ciertas propiedades mecánicas se dan en las tablas F.5.2.2-1 y F.5.2.2-2.

Tabla F.5.2.7-3
Rango de tamaños de secciones extruídas más comúnmente disponibles

Tipo de sección	Rango de tamaño mm
Ángulos de lados iguales	30x30 a 120x120
Ángulos de lados desiguales	50x38 a 140x105
Canales	60x30 a 240x100
Secciones T	50x38 a 120x90
Secciones I	60x30 a 160x80
Ángulos con bulbos iguales	50x50 a 120x120
Ángulos con bulbos desiguales	50x37.5 a 140x105
Canales con pestañas	80x40 a 140x70
Secciones T con bulbos	90x75 a 180x150

F.5.2.7.2 — ***Tubería*** **—** Los tubos pueden producirse por extrusión, por trefilado o por soldadura de costura. La tubería está disponible, en algunas de estas formas, en un rango limitado de tamaños pero, por lo general, son fabricados bajo pedido, véase la tabla F.5.2.7-2.

F.5.2.7.3 — ***Lámina delgada, tiras y planchas*** **—** Normalmente, un amplio rango de lámina delgada, tiras y planchas se consigue con facilidad en las aleaciones estándares (véase la tabla F.5.2.7-2). Algunas aleaciones se encuentran disponibles en forma de láminas o planchas con indentaciones o resaltes. Hay un amplio rango de productos estándares laminados para revestimiento y techado, algunos de los cuales se consiguen fácilmente en cantidades moderadas, con el acabado de la laminadora o pintados, pero la mayoría son producidos bajo pedido.

F.5.2.7.4 — ***Piezas forjadas*** **—** Las piezas forjadas a mano o con matriz se suministran bajo pedido. Las primeras normalmente requieren trabajo adicional para lograr las dimensiones requeridas mientras que las últimas son producidas con las dimensiones definidas. Las matrices para forjado son relativamente costosas y los costos deben incluir al menos la fabricación de una pieza forjada y el corte para revisar el flujo o distribución del grano para probar que la matriz puede ser usada para piezas estructurales forjadas.

F.5.2.7.5 — ***Piezas coladas*** **—** Se suministran bajo pedido piezas coladas con arena o de enfriamiento rápido. Las piezas coladas con arena se producen con moldes de costo moderado y se usan normalmente para la producción en pequeñas cantidades. Las piezas coladas de enfriamiento rápido se usan generalmente en la producción de cantidades mayores y cuando se necesitan altas tasas de productividad; también son preferidas cuando se requiere buen acabado superficial y buena exactitud en las medidas. El costo de la maquinaria puede ser alto, especialmente para matrices que deben soportar presión.

F.5.3 — PRINCIPIOS DE DISEÑO

F.5.3.1 — DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITE — Las estructuras de aluminio se diseñarán considerando los estados límite para los que pueden llegar a ser inapropiadas durante su uso futuro. Se deben considerar siempre los siguientes estados límite:

- Resistencia estática (estado límite último) (véase F.5.3.3)
- Deformación (estado límite de servicio) (véase F.5.3.4)
- Durabilidad (véase F.5.3.5)

En ciertas estructuras es necesario considerar uno o ambos de los siguientes estados:

- Fatiga (véase F.5.3.6)
- Vibración (véase F.5.3.7)

El diseño se realizará usando la guía dada en F.5.4 a F.5.7 y en los apéndices F.5.B a F.5.J. Sin embargo, se permite verificar un diseño propuesto por medio de ensayos (véase F.5.8).

F.5.3.2 — CARGAS — Las estructuras de aluminio se diseñarán para las combinaciones de cargas estipuladas en el Título B.

F.5.3.3 — RESISTENCIA ESTATICA — Un componente es aceptable en términos de resistencia estática si se satisface que:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

en donde:

ϕ = coeficiente de reducción de capacidad, estipulado en la tabla F.5.3.3-1
γ_i = coeficiente de mayoración para la carga i
Q_i = acción sobre la estructura que resulta de la aplicación de la carga i
R_n = resistencia nominal de un miembro estructural, calculada con base en procedimientos establecido en este Capítulo

F.5.3.3.1 — ***Acción-efecto bajo carga mayorada*** **—** Esto es la fuerza axial, el momento flector o la fuerza cortante generada en un componente por la aplicación de una carga mayorada y encontrada usando un procedimiento de análisis estructural aceptado. La carga mayorada se encuentra tomando las combinaciones de cargas estipuladas en el Título B y multiplicando cada una por el coeficiente de mayoración, establecido en la tabla F.5.3.2-1.

F.5.3.3.2 — ***Resistencia de diseño*** **—** La resistencia de diseño se define como el producto de la resistencia nominal por el coeficiente de reducción de capacidad ϕ. La resistencia nominal es la capacidad del componente en relación con la acción estructural en consideración (carga axial, momento flector, fuerza cortante, etc.), calculada con base en un procedimiento de análisis reconocido en este Capítulo.

El coeficiente de reducción de capacidad ϕ tiene en cuenta las diferencias entre la resistencia real de un miembro estructural y su resistencia nominal, causadas por variaciones en propiedades del material, tolerancias de fabricación y aproximaciones en el análisis. En estructuras de aluminio se utilizarán los coeficientes de reducción establecidos en la tabla F.5.3.3-1.

Tabla F.5.3.3-1
Coeficientes de reducción de capacidad, ϕ

Tipo de construcción	ϕ	
	Miembros	Uniones
Remachada y empernada	0.86	0.86
Soldada	0.86	0.80 *
Pegada	0.86	0.34

* Debe usarse 0.70 en procedimientos que no cumplan con las especificaciones para aprobación de ensayos de procedimientos de soldadura tales como la BS4870 Parte 2, soldadura de aluminio y sus aleaciones con procesos TIG o MIG.

En F.5.4, F.5.5 (miembros) y F.5.6 (uniones), se dan las reglas para establecer la resistencia calculada.

F.5.3.4 — DEFORMACION — Con fines de aceptación las deflexiones de una estructura de aluminio se calcularán para las cargas de servicio y las combinaciones de carga estipuladas en B.2.3.

F.5.3.4.1 — ***Deformación elástica recuperable*** **—** Una estructura es aceptable en términos de deformación si su deflexión elástica bajo carga de servicio es menor que la deflexión límite.

El cálculo de la deflexión elástica hará generalmente con base en las propiedades de la sección transversal bruta. Sin embargo, en secciones esbeltas puede ser necesario tomar las propiedades de la sección reducida para tener en cuenta el pandeo local (véase F.5.4).

Tabla F.5.3.4-1
Deflexiones límites

Elemento	Deflexión límite recomendada (véase nota)
Voladizos que soportan pisos	L/180
Vigas con acabado de yeso u otro material frágil	L/360
Viguetas y rieles de cubiertas	
(a) carga muerta únicamente	L/200
(b) bajo la peor combinación de carga muerta, impuesta, viento y nieve	L/100
Largueros y travesaños de paredes cortina	
(a) vidrio sencillo	L/175
(b) vidrio doble	L/250
Parte superior de columnas: deflexión horizontal	L/300

NOTA
L es la longitud entre apoyos.

La deflexión límite debe basarse en criterios racionales de ingeniería y se evaluará para condiciones de servicio con las combinaciones de carga estipuladas en el numeral B.2.3. La tabla F.5.3.4-1 da valores sugeridos para ciertos tipos de estructuras. En la definición de las deflexiones límites debe tenerse en cuenta que el aluminio es tres veces más flexible que el acero y por lo tanto, se debe evitar usar deflexiones límites excesivamente pequeñas.

F.5.3.4.2 — *Deformación inelástica permanente* — Por lo general, se puede suponer que los componentes cuya resistencia estática ha sido calculada de acuerdo con F.5.4, no sufrirán deformación permanente significativa bajo la acción de la carga nominal. Esto se puede aplicar a todos los grupos de aleaciones.

F.5.3.4.3 — *Distorsión debida a ensamble frecuente* — En ciertas estructuras que tienen que ser armadas y desarmadas frecuentemente, es necesario considerar la posibilidad de cambios en las dimensiones principales del sistema de acople que conducen a la aparición gradual de errores inaceptables en la forma ensamblada.

F.5.3.5 — DURABILIDAD — La clasificación de durabilidad de los grupos de aleaciones se da en las tablas F.5.2.2-1 a F.5.2.2-4. Si una estructura se diseña en una aleación durable y se protege adecuadamente de acuerdo con normas como el BS 8118: Parte 2, se estima que se comportará satisfactoriamente. Se deben considerar el grado de exposición y la vida de diseño.

F.5.3.6 — FATIGA

F.5.3.6.1 — *Generalidades* — Cualquier estructura o componente estructural que esté sometida a variaciones significativas de la carga, debe ser revisada por fatiga. Se deben considerar dos estados límite:

(a) Colapso total
(b) Crecimiento estable de grietas (tolerancia de daño)

En ambos casos se supone que actúa el espectro de carga de servicio (no mayorado).

F.5.3.6.2 — *Colapso total* — El procedimiento para considerar este estado límite es determinar la vida prevista de acuerdo con F.5.7 y verificar que no sea menor que la vida de diseño. En ciertas circunstancias, el diseñador puede desear incrementar la vida de diseño nominal multiplicando por un coeficiente de vida por fatiga $\gamma_L\,(>1)$. La selección de γ_L puede verse influenciada por lo siguiente:

(a) La posibilidad de que se incremente el crecimiento de grietas durante etapas posteriores de la vida del detalle
(b) La exactitud del espectro de carga supuesto
(c) Si se mantendrán registros de carga durante la vida del detalle

(d) La posibilidad de un cambio de uso de la estructura durante su vida

El diseñador puede también desear aplicar un coeficiente de fatiga del material, γ_{mf}, para el rango de esfuerzos de diseño dado en la figura F.5.9. El rango de esfuerzos de diseño se dividiría por $\gamma_{mf}\,(>1)$ y la selección de γ_{mf} podría estar influenciada por lo siguiente:

(1) El detalle deberá existir en un ambiente muy hostil
(2) Si la falla del detalle resultaría en la falla de la estructura entera o si existen caminos alternativos para la carga

F.5.3.6.3 — *Crecimiento estable de grietas* — El daño de una estructura bajo condiciones de fatiga se determina monitoreando la tasa de crecimiento de las grietas de fatiga con intervalos de inspección regulares. Los métodos de inspección, las longitudes de grieta límite aceptables, las tasas admisibles de crecimiento de las grietas y el tiempo entre inspecciones deben ser acordados por el diseñador y el cliente. El crecimiento de grietas es estable cuando la tasa admisible de crecimiento de las grietas no se incrementa súbitamente entre inspecciones.

Los métodos para calcular el crecimiento de grietas y la longitud límite de las grietas están por fuera del alcance de estas normas pero la facilidad con que un detalle puede ser inspeccionado buscando grietas puede influir en la selección de γ_{mf} (véase F.5.3.6.2).

F.5.3.7 — VIBRACIÓN — Para ciertas estructuras la posibilidad de vibración indeseable bajo condiciones normales de servicio debe ser considerada. Se deben usar las cargas nominales para hacer la verificación de la incompatibilidad de las amplitudes de vibración. Si se cree que la vibración puede ser un problema potencial, se debe verificar también la posibilidad de falla por fatiga (véase F.5.3.6).

Cuando los efectos de las vibraciones sean apreciables, las características de amortiguamiento de la forma de la estructura y de los materiales deberán ser tenidas en cuenta. La necesidad de suministrar un amortiguamiento artificial deberá ser examinada, y puede ser necesario realizar ensayos con prototipos.

La vibración de estructuras con bajas frecuencias naturales puede causar incomodidad en los usuarios y deberá ser considerada en el diseño del proyecto.

F.5.3.8 — ENSAYOS — Los componentes estructurales diseñados de acuerdo con F.5.4 a F.5.7 y los apéndices apropiados pueden ser aceptados sin ensayos. Los componentes diseñados usando otros procedimientos de cálculo y los componentes no calculados deben ser aceptados sólo si su resistencia ha sido verificada con ensayos. Tales ensayos deben ser ejecutados de acuerdo con F.5.8.

F.5.4 — DISEÑO ESTATICO DE MIEMBROS

F.5.4.1 — GENERALIDADES — Todos los miembros deben satisfacer los estados límite de resistencia estática y de deformación. En F.5.4.9 se trata la deformación.

Cuando se hace referencia a curvas de diseño, se permite, en su lugar, usar las fórmulas con las que se derivaron dichas curvas (véase el apéndice F.5.I).

Los miembros están usualmente formados por extrusiones, planchas, láminas delgadas, tuberías o una combinación de ellos. Las normas siguientes no se aplican a piezas coladas y, por lo tanto, los diseñadores que deseen emplear este tipo de piezas deben consultar con los fabricantes al respecto.

F.5.4.1.1 — *Estado límite de resistencia estática* — La resistencia de diseño de un miembro frente a una acción-efecto específica no debe ser menor que la magnitud de dicha acción-efecto generada bajo carga mayorada. A continuación se dan las reglas para obtener la resistencia frente a diferentes acciones:

(a) Para vigas (resistencia a momento y fuerza cortante) (véase F.5.4.5)
(b) Para riostras (resistencia a tensión axial) (véase F.5.4.6)
(c) Para puntales (resistencia a compresión axial) (véase F.5.4.7)

En F.5.4.8 se define el procedimiento para calcular la interacción de momento y carga axial en miembros sujetos a acciones combinadas.

Las fórmulas dadas contienen los esfuerzos límites (p_o, p_a, p_v) relacionados con las propiedades del material y que deben ser tomados de acuerdo con F.5.4.2. También contienen el coeficiente de reducción de capacidad ϕ que debe ser leído en la tabla F.5.3.3-1.

La resistencia de un miembro puede reducirse como resultado del pandeo local, dependiendo de la esbeltez de la sección transversal. Un diseño propuesto se revisa (excepto para miembros bajo tensión axial) clasificando la sección en términos de su susceptibilidad a este tipo de falla. En F.5.4.3, se da un método para verificar el pandeo local incluyendo la clasificación de la sección.

F.5.4.1.2 — *Zonas afectadas por el calor* — El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y ésto debe ser tenido en cuenta en el diseño. No es necesario aplicar ésto cuando el material base está en la condición **O** ó **T4**, o cuando está en la condición **F** y el diseño se basa en las propiedades de la condición **O**.

En F.5.4.4, se dan reglas para estimar la severidad y extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor y los numerales siguientes muestran cómo tener en cuenta el efecto de este ablandamiento en la resistencia del miembro.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

F.5.4.1.3 — *Diseño avanzado* — Los miembros pueden ser diseñados para un comportamiento seguro usando las recomendaciones de esta sección y algunos apéndices apropiados. Otros apéndices tratan profundamente ciertos aspectos específicos del comportamiento del miembro y pueden conducir a diseños más livianos.

F.5.4.2 — ESFUERZOS LÍMITES — Los cálculos de resistencia para miembros se hacen suponiendo los siguientes esfuerzos límites:

p_o – esfuerzo límite para flexión y fluencia total
p_a – esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión
p_v – esfuerzo límite a cortante
p_x – esfuerzo límite para estabilidad al pandeo general

Los valores de p_o, p_a y p_v dependen de las propiedades del material y deben ser tomados de acuerdo con las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2. Para materiales no cubiertos en estas tablas, refiérase al apéndice F.5.C.

Los valores de p_x deben determinarse de acuerdo con F.5.4.5.6(c) o F.5.4.7.5.

Tabla F.5.4.2-1
Esfuerzos límite, aleaciones tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde	Hasta	p_o	p_a	p_v
			mm	mm	kg//mm^2	kg//mm^2	kg//mm^2
6061	T6	Extrusión	-	150	24	26,0	14,5
	T6	Tubería extruida	-	6	24	26,5	14,5
			6	10	22,5	26,0	13,5
6063	T4	Extrusión	-	150	6,5	8,5	4,0
	T4	Tubería extruida	-	10	9,5	12,0	6,0
	T4	Forjados	-	150	8	10,0	5,0
	T5	Extrusión	-	25	11	13,0	6,5
	T6	Extrusión	-	150	16	17,5	9,5
	T6	Tubería extruida	-	10	18	19,0	11,0
	T6	Forjados	-	150	16	17,0	9,5
6082	T4	Extrusión	-	150	11,5	14,5	7,0
	T4	Lámina	0,2	3	11,5	14,5	7,0
	T4	Plancha	3	25	10,5	14,0	6,5
	T4	Tubería extruida	-	10	10,5	14,0	6,5
	T4	Forjados	-	150	11,5	14,5	7,0
	T6	Extrusión	-	20	25,5	27,5	15,5
			20	150	27	29,0	16,0
	T6	Lámina	0,2	3	25,5	27,5	15,5
	T6	Plancha	3	25	24	26,5	14,5
	T6	Tubería extruida	-	6	25,5	28,0	15,5
			6	10	24	27,5	14,5
	T6	Forjados	-	120	25,5	27,5	15,5
7020	T4	Extrusión	-	25	18,5	23,0	11,0
	T4	Lámina, plancha	0,2	25	16	20,5	9,5
	T6	Extrusión	-	25	28	31,0	17,0
	T6	Lámina, plancha	0,2	25	27	29,5	16,0

Tabla F.5.4.2-2
Esfuerzos límite, aleaciones no tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde mm	Hasta mm	P_o kg/mm²	P_a kg/mm²	P_v kg/mm²
1200	H14	Lámina	0,2	12,5	9,0	9,5	5,5
3103	H14	Lámina	0,2	12,5	11,0	12,0	6,5
	H18	Lámina	0,2	3	15,0	15,0	9,0
3105	H14	Lámina	0,2	3	14,5	15,0	8,5
	H16	Lámina	0,2	3	17,0	17,5	10,0
	H18	Lámina	0,2	3	19,0	20,0	11,5
5083	O, F	Extrusión	-	150	10,5	15,0	6,5
	O	Lámina, plancha	0,2	80	10,5	15,0	6,5
	O	Tubería extruida	-	10	10,5	15,0	6,5
	F	Lámina, plancha	3	25	13,0	17,0	7,5
	H22	Lámina, plancha	0,2	6	23,5	27,0	14,0
	H22	Tubería extruida	-	10	23,5	27,0	14,0
5154A	O, F	Extrusión	-	150	6,5	10,0	4,0
	O	Lámina, plancha	0,2	6	6,5	10,0	4,0
	O	Tubería extruida	-	10	6,5	10,0	4,0
	H22	Lámina, plancha	0,2	6	16,0	20,0	9,5
	H24	Lámina, plancha	0,2	6	22,5	25,0	13,5
5251	F	Tubería extruida	-	10	20,0	22,0	18,0
	H22	Tubería soldada	0,8	2,0	22,0	23,0	13,0
	H24	Lámina, plancha	0,2	6	12,5	15,5	7,5
5454	O, F	Lámina, plancha	0,2	6	17,5	20,0	10,5
	O	Extrusión	-	150	6,5	10,0	4,0
	F	Lámina, plancha	0,2	6	6,0	9,5	3,5
	H22	Lámina	0,2	3	18,0	21,5	11,0
	H24	Lámina	0,2	3	20,0	23,5	12,0

F.5.4.3 — CLASIFICACION DE LA SECCION Y PANDEO LOCAL

F.5.4.3.1 — *Generalidades*

(a) ***Clasificación de la sección*** **—** La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta. El primer paso en la verificación de tales miembros es establecer la clasificación de la sección, esto es, su susceptibilidad al pandeo local. Para hacerlo, y también para tener en cuenta el efecto del pandeo local (cuando sea necesario), el diseñador debe considerar la esbeltez de los elementos individuales que componen la sección.

(b) ***Tipos de elementos*** **—** Se identifican los siguientes tipos básicos de elementos de pared delgada: elemento plano saliente, elemento plano interno y elemento curvo interno

Estos son, a menudo, no reforzados, o sea que no son rigidizados longitudinalmente (véase la figura F.5.4.3-1(a)). La estabilidad de elementos planos puede mejorarse bastante mediante la colocación de costillas rigidizadoras longitudinales o pestañas, véase la figura F.5.4.3-1(b) en cuyo caso los elementos se denominan reforzados.

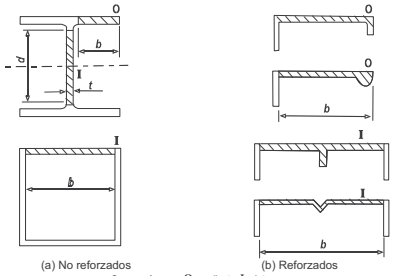


Figura F.5.4.3-1 — Tipos de elementos planos

(c) ***Almas sometidas a cortante*** **—** El pandeo de almas a cortante se trata por separado (véase el literal (c) de F.5.4.5.3 y F.5.5).

F.5.4.3.2 — *Parámetro de esbeltez* β — La susceptibilidad al pandeo local de un elemento de una viga (resistencia a momento) o en un miembro a compresión (resistencia a fuerza axial) depende del parámetro **β** como se define en los literales (a) a (d) de este numeral.

(a) ***Elementos planos no reforzados*** **—** El parámetro **β** depende de la relación **b/t** o **d/t** del elemento considerado; **t** es el espesor del elemento, **b** es generalmente el ancho del elemento y **d** es la altura del elemento del alma en una viga. Los valores de **b** y **d** deben ser tomados como el ancho del elemento plano medido hasta el comienzo de un filete o hasta el borde de una soldadura.

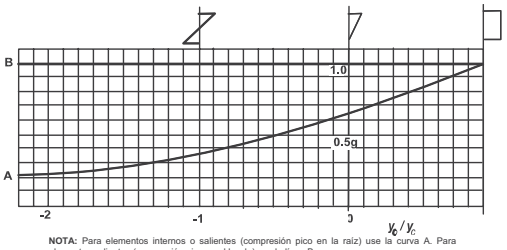
β se define como sigue:

- Elemento sometido a compresión uniforme $\beta = b/t$
- Elemento sometido a un gradiente de esfuerzos:

(1) Elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro $\beta = 0.35d/t$
o, $\beta = 0.35b/t$

(2) Para cualquier otro gradiente de esfuerzos $\beta = gb/t$
o, $\beta = gd/t$

donde **g** es el coeficiente de gradiente de esfuerzos que se lee en la figura F.5.4.3-2. En la figura F.5.4.3-2, y_c y y_a son las distancias desde el eje neutro de la sección bruta hasta el extremo más fuertemente comprimido y hasta el otro extremo del elemento respectivamente; son tomadas como positivas hacia el lado comprimido. Deben ser generalmente medidas desde el eje neutro elástico pero en la verificación de si una sección es totalmente compacta se permite usar el eje neutro plástico.



NOTA: Para elementos internos o salientes (compresión pico en la raíz) use la curva A. Para elementos salientes (compresión pico en el borde) use la línea B.

Figura F.5.4.3-2 — Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos, valor de g

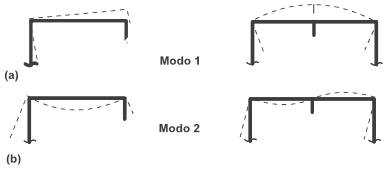


Figura F.5.4.3-3 — Modos de pandeo de elementos planos reforzados

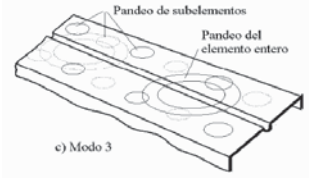


Figura F.5.4.3-3 — Modos de pandeo de elementos planos reforzados

(b) ***Elementos planos reforzados*** **—** Se deben considerar dos modos posibles de pandeo (véase la figura F.5.4.3-3) y se deben encontrar valores diferentes de **β** para cada uno de ellos:

- ***modo 1*** **—** el elemento reforzado se pandea como una unidad llevándose consigo el refuerzo

- ***modo 2*** **—** los subelementos, abarcando el elemento reforzado, se pandean como elementos individuales mientras las uniones entre ellos permanecen rectas
- ***modo 3*** **—** esta es una combinación de los Modos 1 y 2 en los cuales el pandeo de los sub elementos está súper puesto al pandeo del elemento entero, esto se indica en la Figura F.5.4.3-3. (c)

En el modo 2 de pandeo, **β** se encuentra por separado para cada subelemento de acuerdo con el literal (a) de F.5.4.3.2. En el modo 1, **β** se determina, generalmente, como sigue (véase F.5.4.3.2 para lo que se relaciona con elementos salientes en vigas).

- ***Modo 1, compresión uniforme***

(1) ***Refuerzo estándar*** **—** Se define como el refuerzo consistente en una costilla o pestaña unilateral con espesor igual al del elemento, **t**, y localizado como se muestra en la figura F.5.4.3-4:

$$\beta = hb/t \qquad \text{(F.5.4.3-1)}$$

Donde:
b y **t** = se definen como en el literal (a) de F.5.4.3.2
h = se lee en la figura F.5.4.3-4 (a), (b) o (c) según sea apropiado

En la figura F.5.4.3-4, **c** debe tomarse como la altura libre de la costilla o pestaña medida hasta la superficie de la lámina.

(2) ***Refuerzo no estándar*** **—** Con cualquier otra forma de refuerzo, **β** debe encontrarse reemplazándolo con una costilla o pestaña equivalente de forma estándar y procediendo como en (1). El valor de **c** para la costilla o pestaña equivalente se escoge de modo que su segundo momento del área alrededor del plano medio de la lámina sea igual al del refuerzo verdadero.

(3) ***Método general*** **—** Para casos no cubiertos por (1) y (2), **β** se debe tomar de acuerdo con:

$$\beta = \left(\frac{b}{t}\right)\left(\frac{\sigma_{cro}}{\sigma_{cr}}\right)^{0.4} \qquad \text{(F.5.4.3-2)}$$

Donde:
σ_{cr} y σ_{cro} esfuerzos elásticos críticos, suponiendo soporte en un solo borde, con y sin el refuerzo

- ***Modo 1, gradiente de esfuerzos***

β debe encontrarse usando la expresión general dada en el numeral (3) en la cual σ_{cr} y σ_{cro} ahora se refieren al esfuerzo en el borde más comprimido del elemento.

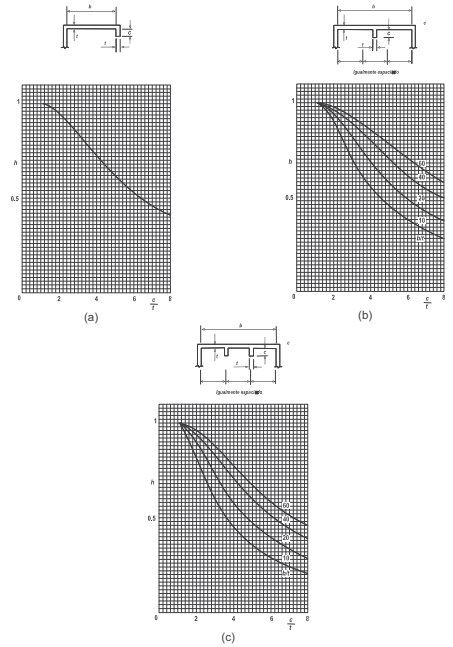


Figura F.5.4.3-4 — Elementos reforzados, valor de h

(c) ***Elementos curvos internos*** **—** En elementos curvos de poca altura sometidos a compresión uniforme, β debe determinarse usando:

$$\beta = \frac{b/t}{\left[1+\left(0.006b^4/R^2t^2\right)\right]^{1/2}} \qquad \text{(F.5.4.3-3)}$$

Donde:
R = radio de curvatura hasta la parte media del metal

b = ancho de desarrollo del elemento en la parte media del metal
t = espesor

En elementos curvos sometidos a un gradiente de esfuerzos se puede tomar un valor de β más favorable obtenido factorando el valor anterior por g (obtenido en la figura F.5.4.3-2).

El tratamiento anterior es válido siempre que R/b no sea menor que $0.1b/t$. Las secciones que contienen elementos de mayor curvatura requieren estudio especial.

(d) ***Tubos redondos***

β se debe calcular de acuerdo con lo siguiente, sin hacer distinción entre compresión axial y flexión:

$$\beta = 3(D/t)^{1/2} \qquad \text{(F.5.4.3-4)}$$

Donde:
D = diámetro hasta la parte media del metal
t = espesor

F.5.4.3.3 — ***Clasificación de la sección*** **—** El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable. Los elementos individuales se clasifican de acuerdo con los literales (c) o (d) de este numeral.

(a) ***Secciones — vigas y miembros a compresión*** **—** Para la sección de una viga (resistencia a momento) o de un miembro a compresión (resistencia a fuerza axial) se aplican las siguientes clasificaciones.

- ***Resistencia a momento:***
  - **(1)** ***Totalmente compacta*** **—** el pandeo local puede ignorarse
  - **(2)** ***Semi-compacta*** **—** la sección puede desarrollar un momento igual a p_o veces el módulo elástico de la sección
  - **(3)** ***Esbelta*** **—** la resistencia a momento se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que p_o.

- **Resistencia a compresión axial:**
  - **(1)** ***Compacta*** **—** se puede ignorar el pandeo local
  - **(2)** ***Esbelta*** **—** el pandeo local disminuye la resistencia

(b) ***Secciones sometidas a acciones combinadas*** **—** Véase el literal (a) de F.5.4.8.2 para la clasificación de secciones sometidas a flexión biaxial o a flexión y fuerza axial simultáneas.

(c) ***Clasificación de elementos*** **—** La clasificación de un elemento individual depende del valor de β (véase F.5.4.3.2):

- ***elementos de vigas*** (resistencia a momento):
  - $\beta \le \beta_1$ totalmente compacta
  - $\beta_1 < \beta \le \beta_0$ semi-compacta
  - $\beta > \beta_0$ esbelta

- ***elementos de miembros a compresión*** (resistencia axial):
  - $\beta \le \beta_0$ compacta
  - $\beta > \beta_0$ esbelta

donde β_0 y β_1 están dados en la tabla F.5.4.3-1.

Tabla F.5.4.3-1
Valores límite de β

Elementos	β_0		β_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7ε	6ε	6ε	5ε
Elementos internos	22ε	18ε	18ε	15ε

NOTA 1. El valor de ε se toma generalmente como $\varepsilon = (25/p_o)^{1/2}$ (excepto para ciertos elementos de aleta en vigas, véase F.5.4.3.3 (d)). p_o es el esfuerzo límite en kgf/mm^2 (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2).

NOTA 2. Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.

NOTA 3. En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

(d) ***Elementos de aleta subesforzados*** **—** Se puede utilizar una clasificación más favorable para elementos de aleta en miembros sometidos a flexión o a flexión más fuerza axial que sean:

- Paralelos al eje de flexión; y
- Menos altamente esforzados que las fibras más severamente esforzadas de la sección.

Se permite entonces, usando la tabla F.5.4.3-1, tomar un valor modificado de ε según:

$$\varepsilon = \left(\frac{25y_1}{p_o y_2}\right)^{1/2} \qquad \text{(F.5.4.3-5)}$$

donde y_1 y y_2 son, respectivamente, las distancias desde el eje neutro de la sección bruta hasta las fibras más severamente esforzadas y hasta el elemento. Deben ser, por lo general, medidas desde el eje neutro elástico; no obstante, en la revisión de si la sección es totalmente compacta se permite usar el eje neutro plástico.

F.5.4.3.4 — ***Pandeo local*** **—** La posibilidad de pandeo local en miembros clasificados como esbeltos es generalmente tenida en cuenta reemplazando la sección real por una sección efectiva. La sección efectiva se obtiene empleando un coeficiente de pandeo local k_L para reducir el espesor; esto es aplicable a cualquier elemento esbelto de espesor uniforme que esté total o parcialmente sometido a compresión. Los elementos que no tienen espesor uniforme requieren un estudio especial.

(a) ***Determinación de*** k_L **—** El coeficiente k_L, que se encuentra por separado para los diferentes elementos de la sección, se lee de la curva apropiada de la figura F.5.4.3-5 seleccionada de acuerdo con la tabla F.5.4.3-2. Se debe determinar, como se muestra a continuación, el valor correcto de β/ε para poder seleccionar la curva correcta:

Tabla F.5.4.3-2
Selección de la curva de la figura F.5.4.3-5 (pandeo local)

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

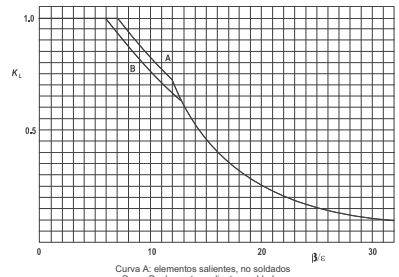
β = se encuentra según F.5.4.3.2

$\varepsilon = (25/p_o)^{1/2}$ generalmente (véase la nota 3 del literal (c) de F.5.4.5.2 para aletas a compresión de vigas)
Donde:
p_o = esfuerzo límite del material en kgf/mm^2, sin considerar el efecto de la zona afectada por el calor

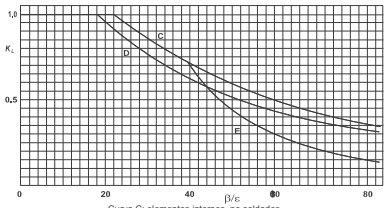
Para decidir si un elemento se debe tomar como no soldado o soldado en la tabla F.5.4.4, véase la nota 2 de la tabla F.5.4.3.

En el caso de elementos planos reforzados es importante considerar ambos modos posibles de pandeo (véase figura F.5.4.3) y tomar el más crítico. En el caso del modo 1, el coeficiente de pandeo k_L se debe aplicar al área del refuerzo tanto como al espesor básico de la lámina

(b) ***Secciones sometidas a acciones combinadas*** **—** Véase el literal (b) de F.5.4.8.2 para determinar k_L en secciones sometidas a flexión biaxial o a flexión y fuerza axial simultáneas.



Curva A: elementos salientes, no soldados
Curva B: elementos salientes, soldados
(a) para elementos planos salientes



Curva C: elementos internos, no soldados
Curva D: elementos internos, soldados
Curva E: tubos redondos
NOTA. véase la nota 3 de la tabla F.5.4.3-1
(b) para elementos internos y tubos redondos
Figura F.5.4.3-5 — Coeficiente de pandeo local k_L

F.5.4.4 — ABLANDAMIENTO EN LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR ADYACENTE A LA SOLDADURA

F.5.4.4.1 — *Generalidades* — Es necesario considerar en el diseño el ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% que la resistencia a tensión.

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están reducidas por un coeficiente constante k_z.

Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base. La severidad del ablandamiento en la zona afectada por el calor, definida por k_z, se trata en F.5.4.4.2. La extensión de la zona afectada por el calor, definida por una distancia z, medida desde la soldadura, se considera en F.5.4.4.3.

Algunas veces es posible mitigar el efecto del ablandamiento de la zona afectada por el calor mediante un tratamiento de envejecimiento artificial aplicado después de soldar (véase el apéndice F.5.E).

F.5.4.4.2 — *Severidad del ablandamiento*

(a) ***Coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor* —** El coeficiente k_z normalmente debe tomarse de la tabla F.5.4.4-1 pero para ciertos cálculos se permite usar un valor más favorable, como se explica en el apéndice F.5.E. Esto se aplica cuando la resistencia de un miembro está gobernada por p_a o p_y, en lugar de por p_u. Para encontrar el coeficiente k_z para materiales no cubiertos en la tabla F.5.4.4-1, véase el apéndice F.5.E.

(b) ***Material 7020* —** Los valores alternativos de k_z dados en la tabla F.5.4.4-1 para el material 7020 deben ser normalmente aplicados de acuerdo con la naturaleza del esfuerzo actuante sobre el material de la zona afectada por el calor:

- ***valor (A)* —** esfuerzo de tensión actuando transversalmente al eje de una soldadura a tope o de filete
- ***valor (B)* —** cualquier otra condición de esfuerzo, esto es, esfuerzo longitudinal, compresión transversal, cortante.

Algunas veces es posible incrementar el valor (A) a una cifra superior a la de la tabla dependiendo del grado de control térmico logrado en la fabricación (véase el apéndice F.5.E).

(c) ***Tiempo de recuperación para aleaciones tratadas en caliente* —** Los valores de k_z dados en la tabla F.5.4.4-1 son válidos a partir de los siguientes tiempos después de soldar, siempre y cuando el material se haya mantenido a una temperatura no menor de 15 ºC:

- Aleaciones de la serie 6*** 3 días
- Aleaciones de la serie 7*** 30 días

Para determinar la resistencia de los componentes que deben ser cargados más tempranamente, pero nunca antes de 24 horas después de soldar, el valor de k_z debe reducirse por un coeficiente f calculado de acuerdo con lo siguiente:

- Aleaciones de la serie 6*** $f = 0.9 + 0.1\left[(n-1)/2\right]^{1/2}$ **(F.5.4.4-1)**
- Aleaciones de la serie 7*** $f = 0.8 + 0.2\left[(n-1)/29\right]^{1/2}$ **(F.5.4.4-2)**

donde n es el tiempo, en días, entre la soldadura y la carga.

Si el material se mantiene a una temperatura por debajo de 15ºC después de haber soldado, el tiempo de recuperación se prolongará y esto debe ser advertido.

Tabla F.5.4.4-1
Coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor, k_z

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B) (nota 2)

NOTA 1. En la columna de producto, E, S, P, DT, WT y F se refieren, respectivamente, a extrusión, lámina, plancha, tubería extruída, tubería soldada y forjados.
NOTA 2. Refiérase al literal (b) de F.5.4.4.2 para ver la aplicabilidad de los valores A y B para material 7020.

F.5.4.4.3 — *Extensión de la zona afectada por el calor*

(a) ***Definición de* z —** Se supone que la zona afectada por el calor se extiende una distancia z en cualquier dirección a partir de la soldadura, medida de acuerdo con lo siguiente:

(1) Transversalmente desde la línea central de una soldadura a tope en línea (véase la figura F.5.4.4-1(a))
(2) En soldaduras de filete, transversalmente desde el punto de intersección de las superficies soldadas (véanse las figuras F.5.4.4-1(e), (f), (g) y (h))
(3) En soldaduras a tope usadas en uniones de esquina, T o cruciformes, transversalmente desde el punto de intersección de las superficies soldadas (véanse las figuras F.5.4.4-1(b), (c) y (d))
(4) En cualquier dirección radial desde el extremo de una soldadura (véanse las figuras F.5.4.4-1(i) y (j))

Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la figura F.5.4.4-1. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio z, como se muestra en B (en lugar de A) en la figura F.5.4.4-1(i). Esto es ventajoso cuando la soldadura de superficie se aplica a un material grueso.

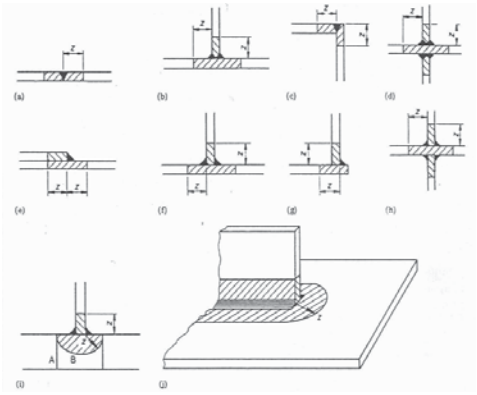


Figura F.5.4.4-1(a) — Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z

Tabla F.5.4.4-1b
Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α

Caso	Configuración de la unión	Valor de α	
		$t_c \leq 25$ mm	$t_c > 25$ mm
	Soldadura continua substancialmente recta (véanse figuras F.7.4.6(a), (c), (e) y (g)		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura continua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.7.4.6(b), (d), (f) y (h)	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

(b) ***Formula básica para* z —** La siguiente expresión general debe ser usada para estimar el valor de z.

$$z = \alpha\eta z_o$$

Donde:
z_o = es el valor básico calculado en (c).
α y η = factores de modificación, son determinados en (d) y (e) o puede referirse al apéndice F.5.E.

(c) ***Determinación de* z_o —** El valor básico de z_o, el cual es la relación entre la soldadura depositada en el material no calienta con la interfase completamente enfriada, debe tomarse el menor valor de los dos calculados en i) y ii)

- Para soldadura a tope
  para aleaciones de la serie 7***
  (i) $z_o = 30 - t_A/2$
  (ii) $z_o = 4.5t_A$
  para otras aleaciones
  (i) $z_o = 20 - t_A/3$
  (ii) $z_o = 3.0t_A$
- Para otro tipo de soldadura incluyendo las variaciones de soldadura de filete.
  para aleaciones de la serie 7***
  (i) $z_o = 30 - t_A/2$
  (ii) $z_o = 4.5t_B^2/t_A$
  para otras aleaciones
  (i) $z_o = 20 + t_A/3$
  (ii) $z_o = 3.0t_B^2/t_A$

Donde:
t_A = es el menor valor de $0.5(t_B + t_C)$ y $1.5t_B$
t_B, t_C = son los espesores de los elementos a conectar por medio de la soldadura, t_C es el espesor del elemento mas grueso a unir.

(d) ***Determinación de* α —** el factor α debe ser tomado de la tabla F.5.4.4-2, o alternativamente de acuerdo al apéndice F.5.E. De acuerdo a (c), este numeral suministra la posibilidad de que en el material empiece la deposición de la soldadura debido a una elevada temperatura, debido a otro precalentamiento o a la deposición previa en la junta o de la soldadura en la misma junta.

(e) ***Determinación de* η —** El coeficiente η en el literal (b) de F.5.4.4.3 cubre la posibilidad de acumulación incremental de calor debida a:

- proximidad de un borde o de bordes libres; o
- otra soldadura en la vecindad.

El valor de η puede encontrarse como se indica a continuación en (1) o en (2). Alternativamente refiérase al apéndice F.5.E.

(1) ***Para una unión desde la cual existen al menos dos caminos de calor válidos:***

$\eta = 1$

Un camino de calor válido es aquel en el que $h \leq h_1$; donde

h = distancia al borde libre o la mitad de la distancia a una soldadura cercana

La distancia h debe ser medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado (véase la figura F.5.4.4-1) y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor. El camino de calor sigue el perfil de la sección y no tiene que ser necesariamente recto (véase la figura F.5.4.4-2).

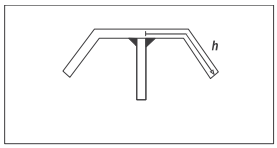


Figura F.5.4.4-2 — Medición típica del camino de calor

$h_1 = 4.5\alpha z_o$ – para aleaciones de la serie 7***, o **(F.5.4.4-3)**
$h_1 = 3\alpha z_o$ – para otras aleaciones **(F.5.4.4-4)**

(2) ***Para una unión desde la cual hay únicamente un camino de calor válido:***
$t_c \le 25$ mm $\eta = 1.50$
$t_c > 25$ mm $\eta = 1.33$

(f) ***Traslapo de zonas afectadas por el calor*** — Cuando dos uniones se localizan de modo que sus zonas afectadas por el calor respectivo (determinadas de acuerdo con F.5.4.4.3) se traslapan, se puede suponer que la extensión de la zona afectada por el calor en el lado exterior de cada unión no se altera por la proximidad.

(g) ***Determinación experimental de z*** — Es una alternativa para estimar la extensión de la zona afectada por el calor en lugar de hacerlo mediante cálculo. Esto se puede hacer por medio del examen de dureza de un espécimen representativo (véase el apéndice F.5.E).

F.5.4.5 — VIGAS

F.5.4.5.1 — ***Generalidades*** — Las siguientes revisiones se deben realizar a todas las vigas (incluyendo vigas ensambladas).

(a) ***Revisión a momento*** — En cualquier sección transversal, el momento M bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} de la sección, calculada de acuerdo con F.5.4.5.2 (o alternamente de acuerdo con el apéndice F.5.D). M_{RS} se debe reducir apropiadamente, cuando sea necesario, para tener en cuenta un cortante coincidente (véase F.5.4.5.4).

(b) Revisión a cortante — En cualquier sección transversal, la fuerza cortante V bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} (véase F.5.4.5.3).

En algunos casos, es necesario hacer también una o ambas de las siguientes revisiones:

(1) Revisión de aplastamiento del alma (véase F.5.4.5.5)
(2) Revisión de pandeo torsional lateral (véase F.5.4.5.6)

Las vigas ensambladas, que tienen almas rigidizadas más esbeltas, deben diseñarse preferiblemente usando F.5.5.4. Se permite diseñarlas como vigas pero es probable que se pierda en economía.

Para el diseño de vigas sometidas a flexión biaxial combinada con carga axial, se debe usar F.5.4.8.

Las vigas sujetas a flexión biaxial respecto a ambos ejes principales se deben revisar también de acuerdo con F.5.4.8.

F.5.4.5.2 — ***Resistencia a momento uniaxial de la sección***

(a) ***Clasificación de la sección para resistencia a momento*** — Primero es necesario clasificar la sección como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable, de acuerdo con F.5.4.3.3.

En el caso de un elemento saliente reforzado que forme parte o sea toda la aleta a compresión, la presencia de refuerzo en forma de una pestaña dirigida hacia afuera debe ignorarse para la clasificación de la sección.

(b) ***Cálculo básico*** — La resistencia de diseño a momento M_{RS} de una sección dada, en ausencia de cortante, debe encontrarse, por lo general, como se indica a continuación:

- No soldada, totalmente compacta $M_{RS} = p_o Z_n \phi$ **(F.5.4.5-1)**
- No soldada, semi-compacta $M_{RS} = p_o S_n \phi$ **(F.5.4.5-2)**
- Soldada, totalmente compacta $M_{RS} = p_o Z_{ne} \phi$ **(F.5.4.5-3)**
- Soldada, semi-compacta $M_{RS} = p_o S_{ne} \phi$ **(F.5.4.5-4)**
- No soldada, esbelta $M_{RS} = p_o S_e \phi$ o,
  $M_{RS} = p_o S_n \phi$ lo que sea menor **(F.5.4.5-5)**
- Soldada, esbelta $M_{RS} = p_o S_e \phi$ o,
  $M_{RS} = p_o S_{ne} \phi$ lo que sea menor **(F.5.4.5-6)**

Donde:
S_n y Z_n – módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta
S_{ne} y Z_{ne} – módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
Z_e – módulo plástico de la sección efectiva
p_o – esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

Se permite en secciones semi-compactas y esbeltas, si es favorable, tomar la resistencia a momento basada en un patrón de esfuerzos elasto-plástico tal como se indica en el apéndice F.5.D, en lugar de usar las expresiones anteriores. Si esto se hace, la nota 5 del literal (c) de este mismo numeral no es válida.

(c) ***Sección supuesta*** — La terminología usada en el literal (b) de este mismo numeral implica lo siguiente:

- La sección neta incluye solamente la reducción por los agujeros
- La sección neta efectiva incluye el espesor reducido tomado en la vecindad de las soldaduras para tener en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor conjuntamente con la reducción por los agujeros.
- La sección efectiva incluye el espesor reducido para tomar en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor y el pandeo local pero no se hace reducción por los agujeros.

El espesor reducido se debe tomar, por lo general, de acuerdo con lo siguiente para los diferentes elementos en una sección.

(1) ***Elemento esbelto libre de efectos de zona afectada por el calor*** — Se toma un espesor $k_L t$ para todo el elemento, k_L se encuentra siguiendo F.5.4.3.4.

(2) ***Elementos no-esbeltos sujetos a efectos de zona afectada por el calor*** — Se toma un espesor $k_z t$ para las partes ablandadas del elemento. k_z y la extensión del ablandamiento están dados en F.5.4.4.2 y F.5.4.4.3.

(3) ***Elemento esbelto con efectos de zona afectada por el calor*** — Se toma el espesor reducido como el menor de $k_z t$ y $k_L t$ para la parte ablandada y $k_L t$ para el resto del elemento.

Nota 1 — Cuando se localiza un agujero en la región de espesor reducido, la reducción para ese agujero debe basarse en el espesor reducido.

Nota 2 — En el caso de elementos reforzados, k_L se debe aplicar al área del refuerzo así como al espesor básico de la lámina.

Nota 3 — Cuando se considera un elemento de aleta esbelta que se localiza más cerca del eje neutro que de la fibra extrema a tensión del material, se permite tomar un valor más favorable de k_L. Esto se hace usando un valor modificado de ε en la figura F.5.4.3-5 (en lugar del valor normal, véase el literal (a) de F.5.4.3.4) de acuerdo con:

$$\varepsilon = \left(\frac{25 y_L}{p_o y_2}\right) \qquad \textbf{(F.5.4.5-7)}$$

donde y_1 y y_2 son las distancias desde el eje neutro elástico de la sección bruta hasta las fibras extremas y hasta el elemento considerado, respectivamente. Esta relación se aplica sólo si el elemento es substancialmente paralelo al eje de flexión.

Nota 4 — Para un elemento reforzado que forma parte de la aleta a compresión de una sección esbelta en la cual el refuerzo tiene la forma de una pestaña dirigida hacia afuera, la presencia de la pestaña debe ignorarse para determinar la resistencia a momento.

Nota 5 — Para un elemento soldado en una sección semi-compacta o esbelta, se puede suponer un espesor más favorable de acuerdo con lo siguiente:

- Se ignora el ablandamiento en la zona afectada por el calor para cualquier material que esté a menos de $k_z y_1$ del eje neutro elástico de la sección bruta, donde y_1 es la distancia de allí a las fibras más lejanas de la sección.
- Para el material de la zona afectada por el calor, a una distancia $y > k_z y_1$ del eje neutro, k_z se puede reemplazar por un valor k_{zy} determinado de acuerdo con:

$$k_{zy} = k_z + 1 - \frac{y}{y_1} \qquad \textbf{(F.5.4.5-8)}$$

(d) ***Secciones híbridas*** — La capacidad a momento de una sección híbrida que contiene materiales de diferentes resistencias puede basarse, con seguridad, en el menor valor de p_o dentro de la sección. Como alternativa puede usarse el siguiente procedimiento que es más ventajoso.

- Cada elemento se clasifica de acuerdo con su valor particular de p_o
- Para una sección totalmente compacta, M_{RS} se encuentra usando la teoría de flexión plástica convencional teniendo en cuenta el valor de p_o en cada elemento y usando nuevamente la sección neta efectiva en el caso de miembros soldados
- Para otras secciones, M_{RS} se encuentra con la expresión F.5.20, F.5.22 o F.5.23 del literal (b) de F.5.4.5.2, la que sea apropiada, tomando como base los valores de p_o y Z del punto de la sección que da los menores valores de M_{RS}.

(e) ***Secciones semi-compactas*** — Para este tipo de secciones se permite, si se desea, tomar una valor mejorado de M_{RS} que se obtiene por interpolación de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{RS} = M_s + \frac{\beta_0 - \beta}{\beta_0 - \beta_1}\left(M_f - M_S\right) \qquad \textbf{(F.5.4.5-9)}$$

Donde:
M_f y M_s = valores de M_{RS} totalmente compacto y semi-compacto encontrados de acuerdo con el literal (b) de F.5.4.5.2
β = valor de β para el elemento más crítico de la sección
β_1 y β_0 = valores límite de β totalmente y semi-compacto para ese mismo elemento (véase la tabla F.5.4.3-1).

F.5.4.5.3 — ***Resistencia a fuerza cortante***

(b) ***Clasificación de la sección*** — Primero es necesario clasificar la sección como compacta o esbelta en términos de su resistencia a fuerza cortante: una sección compacta no se afecta por pandeo mientras que una sección esbelta se debe revisar a pandeo. Las secciones se clasifican como sigue:

(1) ***Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape*:**
$\frac{d}{t} \le 49\varepsilon$ compacta
$\frac{d}{t} > 49\varepsilon$ esbelta

Donde:
d = altura libre del alma entre aletas (medida sobre la pendiente en el caso de almas inclinadas)
t = espesor del alma
$\varepsilon = \left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} = \left(\frac{15}{p_v}\right)^{1/2}$
p_o y p_v = esfuerzos límite (en kgf/mm²) (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)

(2) ***Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape*** — Véase el literal (e).
(3) ***Barra sólida*** — compacta
(4) ***Tubería redonda*** — la misma clasificación que para compresión axial (véanse el literal (d) de F.5.4.3.2 y el literal (c) de F.5.4.3.3.).

(b) ***Secciones compactas*** — La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} de una sección, en ausencia de momento, se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_{RS} = \phi p_v A_v \qquad \textbf{(F.5.4.5-10)}$$

Donde:
p_v = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
A_v = área efectiva de cortante
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

El área de la sección efectiva será:

(1) Para secciones que contienen almas a cortante sin platinas de enchape que están libres de ablandamiento en la zona afectada por el calor, A_v se determina usando:

$$A_v = 0.8NDt \qquad \text{(F.5.4.5-11)}$$

Donde:
D = altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas
t = espesor del alma
N = número de almas

La presencia de pequeños agujeros se puede ignorar siempre y cuando ellos no ocupen, en total, más del 20% de la altura libre del alma entre aletas.

(2) Para secciones como las de (a) pero con almas afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor, A_v se determina con la siguiente ecuación:

$$A_v = N\left(0.8Dt - \left(1 - k_z\right)d_z t\right) \qquad \text{(F.5.4.5-12)}$$

Donde:
d_z = altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (véase F.5.4.4.3)
k_z = coeficiente de ablandamiento (véase F.5.4.4.2)

Para un alma soldada en toda su altura o continuamente soldada longitudinalmente en cualquier punto de se altura, V_{RS} se debe tomar como k_z veces el valor no soldado.

(3) Para una barra sólida:
$A_v = 0.8A$ ó $0.8A_e$ **(F.5.4.5-13)**

(4) Para un tubo redondo compacto:
$A_v = 0.6A$ ó $0.6A_e$ **(F.5.4.5-14)**

Donde:
A = área de la sección (en ausencia de ablandamiento en la zona afectada por el calor)
A_e = área efectiva de la sección (cuando hay ablandamiento en la zona afectada por el calor) encontrada tomando un espesor efectivo de k_z veces el espesor real para el material de la zona afectada por el calor.

En el caso de secciones que contienen almas a cortante, se pueden usar los métodos para el cálculo de V_{RS} de vigas ensambladas (véanse los literales (a) y (d) de F.5.5.4.2).

(c) ***Secciones esbeltas*** **—** La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS}, en ausencia de momento, para secciones que contienen almas esbeltas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga, se debe tomar como la menor de los dos valores obtenidos en las siguientes revisiones:

(1) ***Revisión a fluencia*** **—** La resistencia se calcula como para una sección compacta usando el literal (b) de F.5.4.5.3.

(2) ***Revisión por pandeo*** **—** El valor de V_{RS} en kgf se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{RS} = \phi \frac{34\,000Nt^3}{d} \le \phi p_v A_v \qquad \text{(F.5.4.5-15)}$$

Donde:
d = altura libre del alma entre aletas

t = espesor del alma
N = número de almas
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

(d) ***Almas a cortante inclinadas*** **—** Las expresiones que cubren secciones compactas en el literal (b) de F.5.4.5.3 siguen siendo válidas para almas inclinadas siempre que D sea medido perpendicularmente al eje neutro. Para revisar secciones inclinadas esbeltas (véase el literal (c) de F.5.4.5.3), la expresión F.5.4.5-15 debe factorarse por $\cos\theta$, donde θ es el ángulo entre el alma y el plano de aplicación de la carga.

(e) ***Uso de platinas de enchape*** **—** La resistencia a fuerza cortante de secciones que contienen almas a cortante con platinas de enchape puede generalmente calcularse, con seguridad, usando el tratamiento dado en F.5.5.4.2 pero con los coeficientes v tomados como sigue:

v_1 = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico determinado según el literal (b) de F.5.5.4.2
v_{tf} = coeficiente de campo tensionado, igual a cero

Este tratamiento es válido sólo si las platinas de enchape cumplen con F.5.5.4.4.

F.5.4.5.4 - ***Combinación de momento y fuerza cortante***

(a) ***Momento con cortante bajo*** **—** En cualquier sección, se puede suponer que la resistencia de diseño a momento M_{RS} no se afecta por una fuerza cortante coincidente V (bajo carga mayorada) menor que la mitad de la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} encontrada en el literal (c) de F.5.4.5.3.

(b) **Momento con cortante elevado —** Si V excede $0.5V_{RS}$, se debe calcular un valor reducido de la resistencia de diseño a momento M_{RSO}:

(1) Para secciones con almas a cortante conectadas a aletas en ambos extremos longitudinales:

$$M_{RSO} = M_{RS}\left(1 + \left(1 - \alpha\right)\left(0.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}}\right)\right) \qquad \text{(F.5.4.5-16)}$$

(2) Para otras secciones:

$$M_{RSO} = M_{RS}\left(1.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}}\right) \qquad \text{(F.5.4.5-17)}$$

Donde:
M_{RS} = resistencia de diseño a momento de la sección, en ausencia de cortante (véase F.5.4.5.2)
α = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en el alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos

Para secciones clasificadas como esbeltas para flexión o afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor, α debe basarse en la sección supuesta usada en la demostración de M_{RS} (véase el literal (c) de F.5.4.5.2).

F.5.4.5.5 — ***Aplastamiento del alma*** **—** Este numeral trata del diseño de almas sometidas a fuerzas localizadas causadas por cargas concentradas o reacciones aplicadas a una viga.

(a) ***Alma no rigidizada*** **—** Cuando el alma, por sí sola, debe soportar la fuerza localizada, sin el suministro de un rigidizador de apoyo, como por ejemplo bajo una carga rodante, las dos condiciones siguientes deben cumplirse:

$$p_{w1} \le \phi p_a \text{ o, } \frac{k_z p_a}{\phi} \qquad \text{(F.5.4.5-18)}$$

$$p_{w2} \le \phi p_s \qquad \text{(F.5.4.5-19)}$$

Donde:
p_{w1}, p_{w2} = esfuerzos en el borde extremo y en el punto medio, respectivamente, suponiendo un ángulo de dispersión de 45° a cada lado de una fuerza localizada
p_a = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
p_s = esfuerzo de pandeo para el alma tratada como una columna delgada entre aletas
k_z = coeficiente de ablandamiento para el material de la zona afectada por el calor (véase F.5.4.4.2)
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

En la ecuación F.5.4.5-18, la segunda expresión debe usarse cuando el alma está soldada a la aleta y hay ablandamiento en la zona afectada por el calor. De otro modo, la primera expresión es válida.

El valor de p_s debe determinarse de acuerdo con el literal (a) de F.5.4.7.3, seleccionando la curva en la figura F.5.4.5-3(a) que intercepta el eje de esfuerzos en un valor p_a (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2). El parámetro de esbeltez λ que se debe usar para seleccionar la curva debe tener en cuenta el posible movimiento lateral relativo de las aletas cuando el alma se pandea y nunca debe ser menor que $3.5d/t$.

(b) ***Alma con platina de enchape*** **—** Cuando se suministra una platina de enchape, se debe satisfacer la ecuación F.5.4.5-18 tanto en el extremo superior de la platina de enchape como en el extremo superior del alma delgada.

(c) ***Alma rigidizada*** **—** Un rigidizador de apoyo apropiado debe ser de sección compacta. Puede ser conservadoramente diseñado suponiendo que resiste la fuerza de aplastamiento completa, sin ayuda del alma. El rigidizador se revisa como un miembro a compresión (véase F.5.4.7) para pandeo como columna fuera del plano y aplastamiento local considerando efectos de flexión, si es necesario (véase F.5.4.8). Alternativamente, se puede diseñar un rigidizador más económico utilizando la cláusula de rigidizador de viga ensamblada (véase F.5.5.4.4).

F.5.4.5.6 — ***Pandeo torsional lateral*** **—** Una viga, que no sea una de las excepciones dadas aquí, se debe revisar contra posible falla por pandeo torsional lateral de acuerdo con los literales (a) a (f) de este mismo numeral.

La posibilidad de falla prematura por pandeo torsional lateral se puede ignorar en cualquiera de los siguientes casos:

- Flexión respecto al eje menor
- Viga soportada contra movimiento lateral en toda su longitud
- Soporte lateral de la aleta a compresión suministrado a espaciamiento no mayor que $40\varepsilon r_y$

Donde:
r_y = eje de giro menor de la sección
ε = $\left(25/p_a\right)^{1/2}$
p_a = esfuerzo límite (en kgf/mm^2) del material de la aleta a compresión (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)

(a) ***Condición básica*** **—** La viga debe revisarse por posible pandeo torsional lateral en cada tramo no soportado entre puntos de apoyo lateral. En cada uno de ellos se debe satisfacer la siguiente condición:

$$M \le M_{Rx} \qquad \text{(F.5.4.5-20)}$$

Donde:
M = momento bajo carga mayorada en la longitud considerada
M_{Rx} = momento factorado de resistencia a pandeo torsional lateral, es igual a $p_s S/\phi$
S = módulo plástico de la sección bruta sin reducción por ablandamiento en la zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)
p_s = esfuerzo de pandeo (véase el literal (c) de F.5.4.5.6)

(b) ***Margen para variación de momento*** **—** El valor de M en el literal (a) puede ser, seguramente, tomado como el valor máximo en el tramo considerado. Como alternativa, se permite tomar M como el momento uniforme equivalente $\bar{M}$. Para el caso de gradiente simple de momento en la longitud considerada (variación lineal) $\bar{M}$ se puede tomar como se indica enseguida:

para $1.0 > \frac{M_2}{M_1} \ge -0.5$ $\qquad \bar{M} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \qquad$ **(F.5.4.5-21)**

para $\frac{M_2}{M_1} < -0.5$ $\qquad \bar{M} = 0.4M_1 \qquad$ **(F.5.4.5-22)**

donde M_1 y M_2 son, respectivamente, los momentos máximo y mínimo (véase la figura F.5.4.5-1). Para otros casos de variación de momento consulte el apéndice F.5.G.

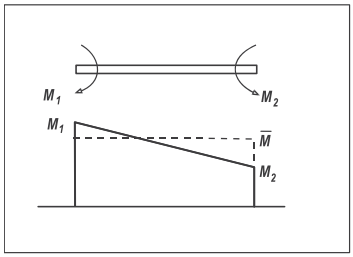


Figura F.5.4.5-1 — Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente $\bar{M}$

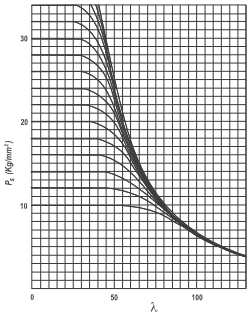
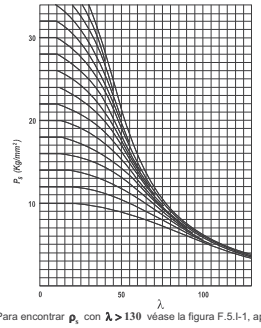
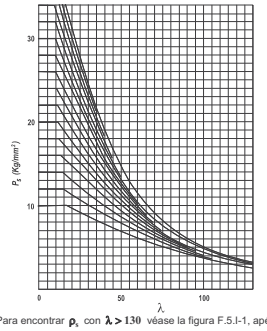


Figura F.5.4.5-2 — Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo ρ_s



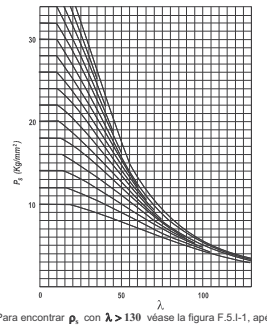
NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura F.5.4.5-3(a) — Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s



NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura F.5.4.5-3(b) — Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s



NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura F.5.4.5-3(c) — Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s

(c) ***Esfuerzo de pandeo*** **—** El esfuerzo de pandeo torsional lateral ρ_s se lee en la figura F.5.4.5-2 usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1 encontrado de acuerdo con lo siguiente:

(1) Para secciones no soldadas totalmente compactas

$$p_1 = p_o \qquad \text{(F.5.4.5-23)}$$

(2) Para otras secciones incluyendo secciones híbridas

$$p_1 = \frac{M_{RS}}{\phi S} \qquad \text{(F.5.4.5-24)}$$

Donde:

p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
M_{RS} = resistencia a momento de diseño de la sección
S = módulo plástico de la sección bruta
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

Por lo general, M_{RS} debe determinarse de acuerdo con F.5.4.5.2 teniendo en cuenta pandeo local y ablandamiento en la zona afectada por el calor pero sin reducción por agujeros.

Para vigas de gran esbeltez $(\lambda > 130)$ es necesario consultar la curva adimensional apropiada en el apéndice F.5.I para encontrar p_s.

(d) ***Parámetro de esbeltez*** **—** El parámetro de esbeltez de pandeo torsional lateral, λ , necesario para la figura F.7.4.9, se puede obtener usando cualquiera de las siguientes expresiones F.5.4.5-25 a F.5.4.5-27.

Valor conservador: $\lambda = \lambda_y = \frac{l}{r_y}$ **(F.5.4.5-25)**

Donde:

l = longitud efectiva para pandeo torsional lateral
r_y = radio de giro del eje menor para la sección bruta

Para los siguientes casos, se debe usar el apéndice F.5.G para calcular la longitud efectiva de la viga (l):

(1) vigas en voladizo
(2) vigas sujetas a cargas desestabilizadoras, esto es, carga entre puntos de soporte lateral que efectivamente actúa en un punto de la sección sobre el lado a compresión del eje neutro
(3) vigas sujetas a cargas normales cuando la aleta a compresión no está lateralmente restringida, ambas aletas pueden rotar en el plano y la restricción torsional es suministrada únicamente por el soporte de la aleta de fondo en los apoyos.

Para todos los otros tipos de soporte, l , puede tomarse seguramente como la distancia entre puntos de soporte lateral. Alternativamente, se puede encontrar un valor más favorable para ciertas condiciones de restricción usando F.5.G.1.

Expresión general: $\lambda = \pi\left(\frac{ES}{M_{cr}}\right)^{1/2}$ **(F.5.4.5-26)**

Donde:

E = módulo de elasticidad
S = módulo plástico de la sección bruta
M_{cr} = momento uniforme elástico crítico (véase F.5.G.2)

Miembros con sección en I ***o en canal cubiertos en la tabla*** F.5.4.5-1 — El parámetro λ puede tomarse como se indica enseguida pero no debe exceder el valor dado por la ecuación F.5.4.5-25:

$$\lambda = \frac{X\lambda_y}{\left[1 + Y\left(\lambda_y/(D/t_2)\right)^2\right]^{1/4}} \qquad \text{(F.5.4.5-27)}$$

Donde:

D = altura total de la sección
t_2 = espesor de la aleta
X y Y = coeficientes tomados de la tabla F.5.4.5-1 (pueden ser tomados conservadoramente como $X = 1.0$, $Y = 0.05$)

Cuando el refuerzo de la aleta de una viga en I o un miembro en canal no es de la forma precisa mostrada en la tabla F.5.4.5-1 (pestañas simples), se permite inclusive obtener λ usando la expresión F.5.4.5-27. Si esto se hace, X y Y deben tomarse como para una pestaña simple equivalente que tiene la misma altura interna C , en tanto que λ_y se calcula para la sección con el refuerzo real.

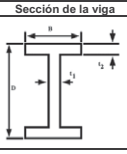
(e) ***Restricciones laterales efectivas*** **—** Los sistemas de arriostramiento para proveer restricción lateral se deben diseñar suponiendo que la fuerza lateral total ejercida por una aleta a compresión, bajo carga mayorada, distribuida entre los puntos de restricción en cualquier vano, es el 3% de la compresión en esa aleta.

Cuando una serie de dos o más vigas paralelas requiere restricción lateral, no es adecuado simplemente amarrar las aletas a compresión juntas de modo que resulten mutuamente dependientes. La restricción es adecuada únicamente si se anclan los amarres a un soporte robusto independiente o si se provee un sistema de arriostramiento triangulado. Si el número de vigas paralelas es mayor de 3, es suficiente diseñar el sistema de restricción para resistir la suma de las fuerzas laterales derivadas de las tres mayores fuerzas compresivas únicamente.

(f) ***Vigas que contienen soldaduras localizadas*** **—** El valor de M_{RS} en el literal (c) de F.5.4.5.6 para una viga sujeta a ablandamiento en la zona afectada por el calor, debe generalmente referirse a la sección más desfavorable en el vano considerado aunque tal ablandamiento ocurra únicamente localmente a lo largo de la longitud.

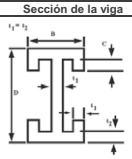
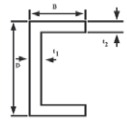
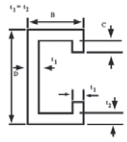
Sin embargo, cuando el ablandamiento en la zona afectada por el calor ocurre en los extremos del vano únicamente, su presencia se puede ignorar para considerar el pandeo torsional lateral siempre y cuando tal ablandamiento no exceda una distancia a lo largo del miembro, en cada extremo del vano, mayor que el ancho de la sección.

Tabla F.5.4.5-1
Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.90 - 0.03\frac{D}{B} + 0.04\frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.05 + 0.010\left\{\frac{D}{B}\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right\}^{1/2}$

continúa ...

Tabla F.5.4.5-1 (continuación)
Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.94 - \frac{D}{B}\left(0.03 - 0.07\frac{C}{B}\right) - 0.3\frac{C}{B}$ $Y = 0.05 - 0.06\frac{C}{D}$
	$X = 0.95 - 0.03\frac{D}{B} + 0.06\frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.07 + 0.014\left\{\frac{D}{B}\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right\}^{1/2}$
	$X = 1.01 - \frac{D}{B}\left(0.03 - 0.06\frac{C}{B}\right) - 0.3\frac{C}{B}$ $Y = 0.07 - 0.10\frac{C}{D}$

Nota Las expresiones para X y Y son válidas para $1.5 \le D/B \le 4.5$, $1 \le t_2/t_1 \le 2$, $0 \le C/B \le 0.5$

F.5.4.6 — MIEMBROS A TENSION — La tensión P generada bajo carga mayorada en miembros axialmente cargados a tensión (tirantes) no debe exceder la resistencia de diseño a tensión P_{RS} de la sección.

Para miembros a tensión conectados excéntricamente en los extremos, es generalmente necesario referirse a F.5.4.8 para tener en cuenta la interacción entre la carga axial y los momentos introducidos. Sin embargo, en ciertos casos (véase F.5.4.6.2) se permite usar un procedimiento simplificado.

F.5.4.6.1 — *Resistencia a tensión* — La resistencia a tensión de diseño P_{RS} se debe tomar como el menor de los dos valores correspondientes a:

- Fluencia general a lo largo del miembro
- Falla local en una sección crítica

(a) *Fluencia general* — El valor de P_{RS} se basa en la sección transversal general del miembro a lo largo de su longitud, ignorando el efecto de las conexiones de los extremos, agujeros ocasionales o regiones afectadas por el calor localizadas, de la siguiente manera:

Para un miembro libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor o únicamente afectado en posiciones localizadas a lo largo de su longitud:

$$P_{RS} = \phi P_n A \qquad \text{(F.5.4.6-1)}$$

Para un miembro en el cual la sección contiene material afectado por el calor generalmente a lo largo de su longitud, como con soldaduras longitudinales:

$$P_{RS} = \phi P_n A_e \qquad \text{(F.5.4.6-2)}$$

Donde:
p_n = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
A = área de la sección bruta
A_e = área de la sección efectiva
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

El valor de A_e se encuentra tomando un área reducida igual a k_z veces el área real para una zona ablandada, tomando k_z como se indica en F.5.4.4.2 y la extensión de la zona de acuerdo con F.5.4.4.3.

(b) *Falla local* — El valor de P_{RS} se basa en la sección más crítica como se indica enseguida:

Para una sección libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor:
$$P_{RS} = \phi P_n A_n \qquad \text{(F.5.4.6-3)}$$

Para una sección que contiene material afectado por el calor:
$$P_{RS} = \phi P_n A_{ne} \qquad \text{(F.5.4.6-4)}$$

Donde:
p_n = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
A_n = área de la sección neta, con reducción por agujeros
A_{ne} = área de la sección neta efectiva
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase F.5.3.1)

El valor de A_{ne} se encuentra en la misma forma que el de A_e (véase el literal (a) de F.5.4.6.1) pero con la apropiada reducción por agujeros, si es necesaria. La reducción por agujeros en las regiones afectadas por el calor puede hacerse con base en el espesor reducido $k_z t$.

(c) *Agujeros escalonados* — Cuando hay agujeros escalonados, se deben calcular valores alternos de A_n o A_{ne} usando las siguientes indicaciones y el valor menor será luego usado en el literal (b) de este mismo numeral.

- A_n o A_{ne} se toma como la sección transversal más desfavorable.
- Se considera una sección diagonal o en zig-zag encontrando A_n o A_{ne} como sigue:
  $A_n = A - H$ o, $A_{ne} = A_e - H$

Donde:
$$H = \sum A_h - \frac{\sum x^2 t}{4y} \qquad \text{(F.5.4.6-5)}$$
x, y = separación longitudinal y transversal, respectivamente, de los agujeros
t = espesor de la lámina o espesor efectivo de la lámina
$\sum A_h$ = suma de las áreas de agujero en la sección diagonal o en zig-zag considerada

(d) *Secciones híbridas* — La capacidad a tensión de una sección híbrida que contiene materiales de diferente resistencia, se debe encontrar sumando las resistencias de las varias partes obtenidas en el literal (b) de este numeral.

F.5.4.6.2 — *Tirantes conectados excéntricamente* — Los tirantes conectados excéntricamente incluyen lo siguiente:

- Angulos conectados únicamente por una aleta
- Canales conectados por el alma
- Secciones T conectadas por la aleta

Los miembros a tensión de estos tres tipos con un sólo vano pueden diseñarse como cargados axialmente y la variación de esfuerzo en el lado o los lados salientes puede ignorarse, siempre y cuando al determinar el área A_n o A_{ne} requerida para la revisión local (véase el literal (b) de F.5.4.6.1), parte del área del lado saliente se sustraiga del área bruta, lo mismo que cualquier reducción por agujeros o por efectos de zona afectada por el calor. La cantidad de lado sobresaliente a ser restada se toma como se indica a continuación:

(1) Componente único conectado por un lado a una cartela $0.6A_o$
(2) Componente doble simétricamente conectado a cada lado de una cartela $0.2A_o$

donde A_o es el área efectiva del lado o lados salientes del elemento conectado, ignorando cualquier filete.

Cuando tales miembros son continuos sobre varios vanos, sólo hay que aplicar el tratamiento anterior a los extremos exteriores de los vanos extremos. En cualquier otro lugar, la resistencia local a tensión puede encontrarse de acuerdo con el literal (b) de F.5.4.6.1 sin ninguna reducción por aleta saliente.

La revisión a fluencia general debe ser hecha de acuerdo con el literal (a) de F.5.4.6.1.

F.5.4.7 — MIEMBROS A COMPRESION — Se necesitan generalmente tres verificaciones para miembros cargados axialmente a compresión (puntales):

(a) *Revisión como columna* — esto es, revisión a flexión y pandeo (véanse F.5.4.7.2 y F.5.4.7.3) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
(b) *Revisión por pandeo torsional* — (véanse F.5.4.7.2 y F.5.4.7.4) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
(c) *Revisión por aplastamiento local* — (véase F.5.4.7.6) (se refiere a la sección transversal más débil a lo largo de la longitud)

La revisión (a) siempre debe hacerse, la (b) generalmente se requiere pero puede ser obviada en algunos casos. La (c) únicamente se necesita para miembros a compresión que tienen bajas relaciones de esbeltez y que están significativamente debilitados localmente por agujeros o soldadura.

Para tomar en cuenta la interacción entre carga axial y flexión es generalmente necesario referirse a F.5.4.8. Sin embargo, para puntales con conexiones excéntricas en los extremos, es permitido, en ciertos casos, usar un procedimiento simplificado (véase F.5.4.7.8) para tener en cuenta los momentos introducidos.

F.5.4.7.1 — *Clasificación de la sección para compresión axial* — Antes de hacer cualquiera de las tres revisiones mencionadas, es necesario clasificar la sección transversal como compacta o esbelta. La clasificación se basa en el menos favorable de los elementos componentes de acuerdo con F.5.4.3.3.

F.5.4.7.2 — *Resistencia al pandeo general* — Con las dos revisiones, (a) y (b), la fuerza axial P bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia axial de diseño P_R basada en pandeo general y dada por la siguiente expresión:

$$P_R = p_s A \phi \qquad \text{(F.5.4.7-1)}$$

Donde:
A = área bruta, sin reducción por ablandamiento en la zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros
p_s = esfuerzo de pandeo en pandeo por flexión o torsional
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

Para encontrar p_s para el pandeo como columna, se debe considerar la falla respecto a ambos ejes principales y se toma el menor valor.

Para un miembro a compresión de gran esbeltez $(\lambda > 130)$, es necesario consultar el apéndice F.5.I para encontrar p_s.

F.5.4.7.3 — *Pandeo como columna*

(a) *Esfuerzo de pandeo* — El valor de p_s para pandeo como columna debe leerse de la curva apropiada en la figura F.5.4.5-3, seleccionada de acuerdo con F.5.4.7.5.

(b) *Parámetro de esbeltez* — El parámetro de esbeltez λ para pandeo como columna necesitado para la figura F.5.4.5-3, se define como sigue:
$$\lambda = l/r \qquad \text{(F.5.4.7-2)}$$

Donde:
l = longitud efectiva
r = radio de giro

ambos apropiados para la dirección de pandeo en consideración.

Tabla F.5.4.7-1
Coeficiente de longitud efectiva K para miembros a compresión

Condiciones en los extremos	K
1. Traslación y rotación impedidas en ambos extremos	0.7
2. Traslación impedida en ambos extremos y rotación impedida en uno solo	0.85
3. Traslación impedida y rotación libre en ambos extremos	1.0
4. Traslación impedida en un extremo y rotación impedida en ambos	1.25
5. Traslación y rotación impedidas en un extremo y rotación parcialmente restringida y libertad de traslación en el otro	1.5
6. Traslación y rotación impedidas en un extremo y traslación y rotación libres en el otro	2.0

La longitud efectiva, l, debe tomarse como KL, donde L es la longitud entre puntos de soporte lateral; o para un puntal en voladizo, como su longitud. El valor de K, coeficiente de longitud efectiva para miembros a compresión, debe determinarse a partir del conocimiento de las condiciones en los extremos; la tabla F.5.4.7-1 sirve de guía.

El valor de r debe basarse en la sección bruta para todos los miembros.

Cuando la sección transversal está total o substancialmente afectada por ablandamiento en la zona afectada por el calor en un extremo restringido al giro de un miembro, tal restricción debe ignorarse para encontrar el valor adecuado de K. Así, para el caso 1 en la tabla F.5.4.7-1, K debería tomarse como 1.0 si la sección está completamente ablandada en cada extremo.

F.5.4.7.4 — *Pandeo torsional*

(a) *Excepciones* — La posibilidad de pandeo torsional puede ignorarse para los siguientes casos:
- Secciones huecas cerradas
- Secciones I doblemente simétricas

- Secciones enteramente compuestas de salientes radiantes, esto es, ángulos, secciones **T**, cruciformes, que se clasifiquen como compactas de acuerdo con F.5.4.3.3.

(b) ***Parámetro de esbeltez*** **—** El parámetro λ de esbeltez para pandeo torsional puede obtenerse usando las expresiones F.5.4.7-3 o F.5.4.7-4 dadas enseguida, o siguiendo el apéndice F.5.H. Debe siempre basarse en el área bruta de la sección.

Fórmula general

$$\lambda = \pi\left(\frac{EA}{P_{cr}}\right)^{1/2} \qquad \text{(F.5.4.7-3)}$$

Donde:
A = área de la sección bruta, sin reducción por pandeo local, ablandamiento en la zona afectada por el calor o agujeros
E = módulo de elasticidad
P_{cr} = carga crítica elástica para pandeo torsional, teniendo en cuenta la interacción con el pandeo como columna cuando sea necesario

Secciones como las dadas en la tabla F.5.4.7-2

$$\lambda = k\lambda_t \qquad \text{(F.5.4.7-4)}$$

Donde:
k = se lee en la figura F.5.4.7-1
λ_t = se encuentra de acuerdo con:

- **para ángulos, secciones T, cruciformes**
  $\lambda_t = \lambda_o$ (F.5.4.7-5)
- **para canales, sombreros**

$$\lambda_t = \frac{\lambda_o}{\left[1+\left(Y\lambda_o^2/\lambda_x^2\right)\right]^{1/2}} \qquad \text{(F.5.4.7-6)}$$

La tabla F.5.4.7-2 contiene expresiones para λ_o y **Y**; y también para **s** y **X** (necesarios para la figura F.5.4.7-1).
En F.5.4.7-6, la cantidad λ_x debe tomarse como la esbeltez efectiva para pandeo como columna alrededor del eje xx (como se define en la tabla F.5.4.7-2).

Tabla F.5.4.7-2
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

1		$\rho \le 5$	$\lambda_o = \lambda_t = 5B/t - 0.6\rho^{1.5}(B/t)^{1/2}$ $s = \lambda_u/\lambda_o$ $X = 0.6$
2		$\rho \le 5$ $1 \le w \le 2.5$	$\lambda_o = \lambda_t - (w-1)\{2(w-1)^2 - 1.5\rho\}$ $s = \lambda_u/\lambda_o$ $X = 0.6$
3	 NOTA 1		$\lambda_o = 66$ $s = \lambda_u/\lambda_o$ $X = 0.6$
4		$\rho \le 5$ $0.5 \le B/D \le 1.0$	$\lambda_o = (D/t)\{4.2 + 0.5(B/D)^2\} - 0.6\rho^{1.5}(D/t)^{1/2}$ $s = s_4 = \{1 + 6(1-B/D)^2\}(\lambda_u/\lambda_o)$ $X = X_4 = 0.6 - 0.4(1-B/D)^2$
5		$\rho \le 5$ $0.5 \le B/D \le 1.0$ $1 \le w \le 2.5$	$\lambda_o = \lambda_4 + 1.5\rho(w-1) - 2(w-1)^3$ $s = s_4$ $X = X_4$
6	 NOTA 1		$\lambda_o = 57$ $s(1.4(\lambda_u/\lambda_o))$ $X = 0.60$
7		$\rho \le 3.5$	$\lambda_o = 5.1B/t - \rho^{1.5}(B/t)^{1/2}$ $X = 1$
8		$\rho \le 5$ $0.5 \le B/D \le 2.0$	$\lambda_o = \lambda_8 = (B/t)\{4.4 + 1.1(D/B)^2\} - 0.7\rho^{1.5}(B/t)^{1/2}$ $s = \lambda_y/\lambda_o$ $X = X_8 = 1.1 - 0.3D/B$
9	 NOTA 1	$\rho \le 5$ $0.5 \le B/D \le 2.0$ $1 \le \varpi \le 2.5$	$\lambda_o = \lambda_8 + 1.5\rho(\varpi-1) - 2(\varpi-1)^3$ $s = \lambda_y/\lambda_o$ $X = X_8$

Tabla F.5.4.7-2 (continuación)
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

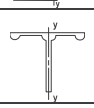
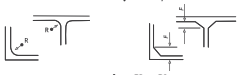
10	 NOTA 1		$\lambda_o = 70$ $s = (\lambda_y/\lambda_o)$ $X = 0.83$
11	 NOTA 1		$\lambda_o = 60$ $s = (\lambda_y/\lambda_o)$ $X = 0.76$
12	 NOTA 1		$\lambda_o = 63$ $s = (\lambda_y/\lambda_o)$ $X = 0.89$
13		$0.5 \le D/B \le 2.0$ $\rho \le 3.5$	$\lambda_o = (D/t)\{1.4 + 1.5(B/D) + 1.1(D/B)\} - \rho^{1.5}(D/t)$ $s = (\lambda_y/\lambda_o)$ $X = 1.3 - 0.8D/B + 0.2(D/B)^2$
14			$\lambda_o = 65$ $s = (\lambda_y/\lambda_o)$ $X = 0.78$
15		$1 \le D/B \le 3$ $1 \le t_2/t_1 \le 2$	$\lambda_o = (B/t_2)\{7 + 1.5(D/B)(t_2/t_1)\}$ $s = (\lambda_x/\lambda_t)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.14 - 0.02D/B - 0.02t_2/t_1$
16		$1 \le D/B \le 3$ $C/B \le 0.4$	$\lambda_o = (B/t)\{7 + 1.5(D/B) + 5(C/B)\}$ $s = (\lambda_x/\lambda_t)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2 - 0.25C/B$ $Y = 0.12 - 0.02D/B + \{0.6(C/B)^2/(D/B - 0.5)\}$
17		$1 \le D/B \le 3$ $C/B \le 0.4$	$\lambda_o = (B/t)\{7 + 1.5(D/B) + 5(C/B)\}$ $s = (\lambda_x/\lambda_t)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.12 - 0.02D/B + \{0.05(C/B)/(D/B - 0.5)\}$

Tabla F.5.4.7-2 (continuación)
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

18	 NOTA 1		$\lambda_o = 126$ $s = (\lambda_x/\lambda_t)$ $X = 0.59$ $Y = 0.104$

NOTA 1: Formas de sección reforzada que cumplan con normas como el BS 1161.
NOTA 2: Las secciones son de espesor uniforme **t**, excepto los casos 14 y 15.
NOTA 3: λ_o, λ y λ_y son los parámetros de esbeltez (l/r) para pandeo por flexión respecto a los ejes **u**, **x** o **y**
NOTA 4: ρ es un coeficiente que depende de la cantidad de material del filete en la raíz de la sección como se indica a continuación:
Filetes radiados $\rho = R/t$
Filetes a 45° $\rho = 1.6F/t$



NOTA 5: Los valores dados para λ_o, **X** y **Y** son válidos únicamente dentro de los límites mostrados. En el caso de ángulos espalda contra espalda (casos 8 a 12), las expresiones dejan de ser aplicables si la separación entre los ángulos excede **2t**.

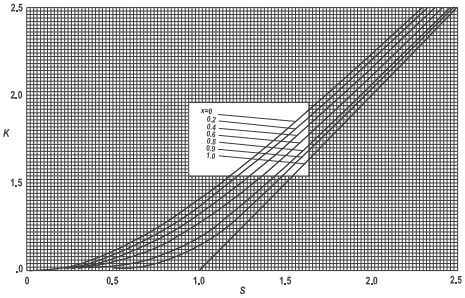
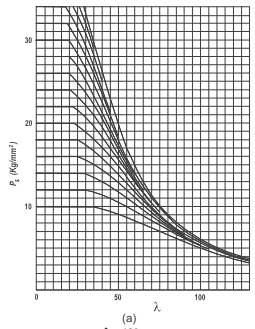


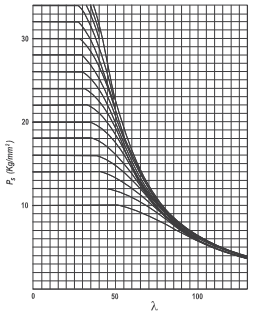
Figura F.5.4.7-1 — Pandeo torsional de miembros a compresión, coeficiente de interacción k



(a)

NOTA: Para encontrar p_a con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura F.5.4.7-2 (a) — Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_a



NOTA: Para encontrar p_a con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura F.5.4.7-2 (b) — Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_a

(c) ***Esfuerzo de pandeo*** **—** El valor de p_a para pandeo torsional debe leerse en la curva apropiada de la figura F.5.4.7-2, seleccionada de acuerdo con F.5.4.7.5.

F.5.4.7.5 — ***Selección de la curva de miembros a compresión*** **—** El esfuerzo de pandeo general p_a se debe leer de la curva de miembros a compresión apropiada de la figura F.5.4.5-3 (para pandeo como columna) o de la figura F.5.4.7-2 (para pandeo torsional). La selección del diagrama debe estar de acuerdo con la tabla F.5.4.7-3. En cualquier diagrama dado, la curva apropiada es la que encuentra el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1.

Tabla F.5.4.7-3
Selección de la curva para miembros a compresión

Tipo de pandeo	Miembro no soldado	Miembro soldado
Pandeo de columna:		
sección simétrica o ligeramente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (a)	figura F.5.4.5-3 (b)
sección severamente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (b)	figura F.5.4.5-3 (c)
Pandeo torsional:		
generalmente	figura F.5.4.7-2(a)	
sección compuesta por aletas salientes (véase F.5.4.7.5 (b))	figura F.5.4.7-2 (b)	

NOTA 1. Un miembro a compresión debe ser generalmente considerado como soldado, en esta tabla, si contiene soldaduras en una longitud mayor que la mayor dimensión de la sección. Esto se hace haya o no zona afectada por el calor.

NOTA 2. Una sección ligeramente asimétrica es aquella para la cual y_1/y_2 es menor o igual a 1.5; y_1 y y_2 son las distancias desde el eje de pandeo a las fibras extremas más lejana y más cercana, respectivamente. En otro caso, la sección se debe tratar como severamente asimétrica.

El valor de p_1 debe generalmente determinarse como se indica a continuación (para secciones compuestas por aletas salientes consulte el literal (b) de este numeral).

(1) Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor
$p_1 = p_o$ **(F.5.4.7-7)**

(2) Otras secciones, generalmente
$p_1 = (A_e/A)p_o$ **(F.5.4.7-8)**

Donde:
A = área bruta de la sección
A_e = área de la sección efectiva (véase el literal (a) de este numeral)
p_0 = esfuerzo límite para el material (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)

La selección de la curva sobre esta base es válida siempre que el miembro cumpla las tolerancias de rectitud y torcedura establecidas para del material extruido. Cuando exista la posibilidad de que un miembro a compresión fabricado no cumpla estas tolerancias, p_1 debe tomarse como s veces el valor dado por F.5.4.7-7 o F.5.4.7-8, donde:

$$S = 0.6 + 0.5^{(-0.02\lambda)} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.5.4.7-9)}$$

(a) ***Sección efectiva*** **—** La sección efectiva se aplica a las siguientes secciones de miembros a compresión:

- Clasificadas como esbeltas
- Afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor
- Las dos anteriores

La sección efectiva puede obtenerse tomando el espesor reducido, sin reducción por agujeros, como se enuncia a continuación. Puede basarse en la sección transversal menos favorable (para miembros soldados, véase el literal (c) de este mismo numeral).

(1) ***Sección esbelta libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor*** **—** El espesor de cualquier elemento se toma como k_L veces su espesor real t, donde k_L se

encuentra como indica en F.5.4.3.4. En el caso de elementos reforzados, k_L debe aplicarse al área del refuerzo tanto como al espesor básico de la lámina.

(2) ***Sección compacta con ablandamiento en la zona afectada por el calor*** **—** El espesor de cualquier zona ablandada debe reducirse de manera que se le de un área supuesta de k_z veces su área real. La extensión de tal zona debe encontrarse como se indica en F.5.4.4.3 y el valor de k_z, como en F.5.4.4.2.

(3) ***Sección esbelta con ablandamiento en la zona afectada por el calor*** **—** Para elementos esbeltos libres de efectos de zona afectada por el calor, el espesor reducido se determina de acuerdo con (1). Para regiones afectadas por el calor no localizadas, en elementos esbeltos, se toma de acuerdo con (2). Si un elemento es esbelto y está afectado por ablandamiento en la zona afectada por el calor, el espesor reducido se toma como el valor menor entre $k_L t$ y $k_z t$ en la parte ablandada y como $k_L t$ en las demás zonas de él.

Las secciones compuestas por aletas salientes se tratan especialmente (en el literal siguiente).

(b) ***Secciones compuestas por aletas salientes*** **—** Para secciones tales como ángulos, secciones T y cruciformes, compuestas enteramente por elementos salientes radiantes, los pandeos local y torsional están estrechamente relacionados. Para tales miembros a compresión, el procedimiento a seguir será:

(1) ***Sección que contiene sólo aletas salientes no reforzadas***

(i) Para considerar el pandeo torsional, se puede usar la figura F.5.4.7-2 (b) para encontrar p_a, en lugar de la figura F.5.4.7-2 (a). (El diagrama apropiado para pandeo como columna permanece inalterado).

(ii) Para determinar p_1, que se necesita para seleccionar la curva apropiada en las figuras F.5.4.5-3 y F.5.4.7-2, el área A_e debe basarse en la sección efectiva en la cual la reducción normal se hace por zonas afectadas por ablandamiento causado por el calor pero no hay reducción por pandeo local, esto es, tomar $k_L = 1$. De este modo, por una sección libre de efectos en la zona afectada por el calor: $p_1 = p_o$.

(2) ***Sección que contiene aletas salientes con refuerzo en la punta*** **—** Si los elementos salientes en forma de aletas reforzadas son tales que el modo 1 sería crítico en términos de pandeo local (véase el literal (b) de F.5.4.3.2), se sigue el mismo procedimiento descrito para la sección solo aletas salientes no reforzadas. Pero si el modo 2 es el crítico, se debe emplear la figura F.5.4.7-2 (a) y la sección efectiva se determina como en el literal (a) de este numeral.

(c) ***Miembros a compresión que contienen soldaduras localizadas*** **—** La selección de la curva de miembros a compresión para un miembro afectado por ablandamiento en la zona afectada por el calor debe, por lo general, basarse en un valor de p_1 obtenido para la sección más desfavorable, aún cuando tal ablandamiento ocurra sólo localmente a lo largo de la longitud. Esto incluye los efectos de zona afectada por el calor, debidos a la soldadura de accesorios temporales.

Sin embargo, cuando tal ablandamiento causado por el calor tiene una cierta localización específica a lo largo de la longitud, su presencia puede ser ignorada para considerar el pandeo general siempre y cuando dicho ablandamiento no se extienda longitudinalmente una distancia mayor que el menor ancho total del miembro. La localización del ablandamiento causado por el calor, para permitir ésto, es la posición de curvatura cero o cercana a cero en la forma pandeada del miembro a compresión. Así, para un miembro a compresión restringido al desplazamiento pero no al giro en sus extremos (véase tabla F.5.4.7-1, caso 3) se puede suponer que la resistencia a pandeo general no se ve afectada por la presencia de zonas de ablandamiento localizadas, si están localizadas en sus extremos. (En tal caso, sería importante hacer la revisión por aplastamiento local).

F.5.4.7.6 — ***Aplastamiento local*** **—** La fuerza axial P bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño P_{RS} de la sección más desfavorable a lo largo de la longitud del miembro a compresión y determinada así:

(a) **S**ección compacta libre de efectos de zona afectada por el calor
$P_{RS} = p_a A_n \phi$ **(F.5.4.7-10)**

(b) **O**tras secciones, generalmente
$P_{RS} = p_a A_{ne} \phi$ **(F.5.4.7-11)**

Donde:
p_a = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
A_n = área de la sección neta, con reducción por agujeros no rellenos
A_{ne} = área de la sección neta efectiva
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

El área A_{ne} debe tomarse como A_n menos una reducción por agujeros no rellenados, donde A_e es el área efectiva usada para considerar el pandeo general (como columna y torsional), véanse los literales (a) y (b) de F.5.4.7.5. Para agujeros localizados en regiones de espesor reducido, la reducción puede hacerse con base en el espesor reducido en lugar del espesor total.

F.5.4.7.7 — ***Secciones hibridas*** **—** En miembros a compresión que contienen materiales base de diferentes resistencias, cada elemento debe ser clasificado de acuerdo con su valor particular de p_o.

La resistencia p_R a pandeo general como columna o torsional se puede determinar suponiendo un valor uniforme de p_o igual al promedio ponderado de los valores de p_o para las diferentes partes (ponderado de acuerdo con las áreas brutas).

La resistencia al aplastamiento local, P_{RS}, puede encontrarse sumando la resistencia de las diferentes partes.

F.5.4.7.8 — ***Ciertas clases de miembros a compresión excéntricamente conectados***

(a) ***Miembros a compresión de un solo vano*** **—** Los siguientes tipos de miembros a compresión excéntricamente conectados pueden ser tratados usando un método simple en lugar del procedimiento de interacción dado en F.5.4.8, siempre y cuando la fijación sea suficiente para prevenir la rotación en el plano del elemento conectado y si no se aplica deliberadamente flexión:

- Angulo simple conectado por un lado únicamente
- Angulos espalda con espalda conectados por un lado de una cartela
- Canal simple conectado por su alma únicamente
- T simple conectada por su aleta únicamente

Para éstos se permite, para la revisión por pandeo como columna fuera del plano del elemento o elementos unidos, ignorar la excentricidad de la carga y, en su lugar, tomar una resistencia a compresión axial reducida igual al 40% del valor que se obtendría para carga centroidal usando el radio de giro respecto al eje paralelo a la platina de conexión. La resistencia a pandeo torsional se supone que no se afecta por la excentricidad.

(b) ***Miembros a compresión conformados por dos componentes espalda con espalda*** **—** Tales miembros a compresión de doble ángulo, canal o T conectados a cada lado de platinas de conexión en los extremos, se pueden diseñar como miembros monolíticos centroidalmente cargados siempre que lo siguiente ocurra:

- Los dos componentes estén seguramente conectados en sus extremos, y
- Estén también conectados en los puntos tercios usando espaciadores de igual espesor que la platina de conexión.

F.5.4.7.9 — *Miembros a compresión con presillas* — Las reglas generales para miembros a compresión dadas en F.5.4.7.2 a F.5.4.5.6 no se aplican generalmente a miembros con presillas, éstos deben someterse a un estudio especial. No obstante, si un miembro a compresión con presillas cumple con ciertas condiciones, se permite tratarlo como monolítico y obtener su resistencia en la forma normal.

Para ser tratado como un miembro monolítico, un miembro a compresión con presillas debe satisfacer lo siguiente:

(a) Debe estar cargado axialmente
(b) Debe consistir de dos componentes principales unidos por presillas igualmente espaciadas. La sección transversal debe ser simétrica respecto a un eje normal a las presillas.
(c) Las presillas deben ir generalmente en pares. Sin embargo, si los componentes principales son secciones T o ángulos punta a punta, se permiten presillas simples.
(d) $\lambda_2 \leq 0.8\lambda_1$ **(F.5.4.7-12)**

Donde:
λ_1, λ_2 = parámetros de esbeltez para pandeo como columna del miembro completo respecto a los ejes paralelo y normal a las presillas respectivamente

(e) $\lambda_3 \leq 0.7\lambda_2$ **(F.5.4.7-13)**

Donde:
λ_3 = parámetro de esbeltez para pandeo de uno de los componentes principales entre presillas, basado en el pandeo como columna o torsional, el que sea más crítico.

(f) El sistema de presillas debe diseñarse para resistir una fuerza cortante total V en el plano de las presillas, tomada como el 2.5% de la fuerza axial en el miembro completo bajo carga mayorada.
(g) La conexión de cada presilla a cada componente principal debe diseñarse para transmitir las siguientes acciones simultáneas bajo carga mayorada:
- Un cortante longitudinal de Vd/Na
- Un momento de $Vd/2N$ actuando en el plano de las presillas

Donde:
d = espaciamiento longitudinal entre centros de presillas
a = espaciamiento de los componentes principales medido hasta los centroides de las conexiones de cada presilla
N = número de presillas en cada posición (1 ó 2)

Para diseñar las presillas es importante considerar los posibles efectos de debilitamiento por pandeo local y ablandamiento en la zona afectada por el calor (si es soldado).

F.5.4.8 — FLEXION CON FUERZA AXIAL Y FLEXION BIAXIAL

F.5.4.8.1 — *Generalidades* — Este numeral da las fórmulas de interacción para revisar miembros sujetos a los siguientes casos de acción efecto combinados:

(a) **Caso A**, flexión respecto al eje mayor con fuerza axial $(M_x + P)$
(b) **Caso B**, flexión respecto al eje menor con fuerza axial $(M_y + P)$
(c) **Caso C**, flexión biaxial $(M_x + M_y)$
(d) **Caso D**, flexión biaxial con fuerza axial $(M_x + M_y + P)$

Donde:
P = fuerza axial bajo carga mayorada
M_x, M_y = momentos uniaxiales respecto de los ejes mayor y menor respectivamente, bajo carga mayorada

En general, se necesitan dos revisiones:

(a) Revisión de la sección (véase F.5.4.8.3)

(b) Revisión por pandeo general (véase F.5.4.8.4)

La revisión de la sección siempre es necesaria. La revisión por pandeo general puede ser obviada en las siguientes circunstancias:

(1) En el caso A, cuando P es de tensión y también el miembro está exento de pandeo torsional lateral (véase F.5.4.5.6)
(2) En el caso B, cuando P es de tensión

En la revisión de la sección, los valores tomados para P_{RS}, M_{RSx} y M_{RSy} deben tener en cuenta la presencia de agujeros y de ablandamiento en la zona afectada por el calor, donde
P_{RS} = resistencia axial de diseño de la sección transversal, véase F.5.4.6.1 (tensión) o F.5.4.7.6 (compresión)
M_{RSx}, M_{RSy} = resistencias de diseño a momento uniaxial de la sección transversal (véase F.5.4.5.2), ajustadas para tener en cuenta cortante coincidente si es necesario (véase F.5.4.5.4), respecto al eje mayor y menor, respectivamente.

Para hacer la revisión por pandeo general, los valores de M_{RSx} y M_{RSy} deben, por lo general, referirse a la sección más desfavorable en el vano considerado, tomando en cuenta el pandeo local y el ablandamiento de la zona afectada por el calor pero ignorando los agujeros. El ablandamiento en la zona afectada por el calor puede ignorarse cuando ocurre en los extremos de la luz, esto quiere decir, no voladizo, vano.

Para secciones exentas de pandeo torsional lateral (véase F.5.4.5.6), M_{Rx} debe tomarse igual a M_{RSx}, donde

M_{Rx} resistencia de diseño a momento para pandeo torsional lateral (véase el literal (a) de F.5.4.5.6)

F.5.4.8.2 — *Clasificación de la sección y pandeo local bajo acciones combinadas*

(a) ***Clasificación de la sección* —** La sección debe ser clasificada generalmente de acuerdo con F.5.4.3.3 como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta.

Para ésto, el valor de β para un elemento dado debe basarse en el valor de g (véase la figura F.5.4.3-2) correspondiente al patrón de esfuerzos producido en ese elemento cuando todas las acciones (P, M_x, M_y) se aplican simultáneamente. Las cantidades y_a y y_c, necesarias para la figura F.5.4.3-2, deben encontrarse usando el eje neutro elástico de la sección bruta bajo las acciones combinadas, sin embargo, para revisar si una sección es totalmente compacta, se permite usar el eje neutro plástico. Se debe tener en cuenta que es posible que el eje neutro elástico quede por fuera de la sección en cuyo caso, y_a y y_c tendrían el mismo signo. El método dado en el literal (d) de F.5.4.3.3 para determinar una clasificación más favorable para elementos de aleta subesforzados es aún válido siempre y cuando y_a y y_c nuevamente se relacionen con el patrón de esfuerzos bajo las acciones combinadas.

Cualquier sección que resulte totalmente compacta o semi-compacta por el anterior procedimiento, se considera compacta en la obtención de su resistencia axial, no se hace reducción por pandeo local.

(b) ***Sección efectiva* —** Para un miembro clasificado como esbelto, cada resistencia individual debe encontrarse usando una sección efectiva que se relacione específicamente con la acción considerada (P, M_x o M_y), generalmente es diferente para las diferentes acciones. Por lo tanto, cuando se obtiene la resistencia axial, el coeficiente k_L (véase la figura F.5.4.3-5) para cada elemento se basa en un valor β para ese elemento correspondiente a un esfuerzo uniforme

$(g = 1)$. Mientras que para hallar la resistencia a momento, se toma un valor β que se relaciona con el patrón de esfuerzo en el elemento cuando la sección está bajo flexión pura.

F.5.4.8.3 — *Revisión de la sección*

(a) ***Fórmula general (caso D)*** — La sección transversal es adecuada si lo siguiente se satisface en cualquier posición a lo largo de la longitud, todas las seis cantidades se toman como positivas:

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{M_{RSx}} + \frac{M_y}{M_{RSy}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-1)}$$

(b) ***Otros casos* —** Para los casos A, B o C (véase F.5.4.8.1) se debe usar la fórmula F.5.4.8-1, con la cantidad apropiada del numerador igualada a cero.

F.5.4.8.4 — *Revisión por pandeo general* — Para miembros sujetos a tensión axial combinada con flexión, la presencia de la fuerza axial debe ser ignorada en la revisión para pandeo general. Para miembros sujetos a compresión axial con flexión, o a flexión biaxial, las fórmulas de interacción apropiadas (véanse los literales (a) a (d) de este numeral) deben ser satisfechas en cualquier longitud no soportada susceptible de pandeo.

Todas las cantidades en las fórmulas de interacción se deben tomar positivas.

(a) ***Caso A (flexión respecto al eje mayor con compresión axial)* —** Para el caso A, ambas condiciones, siguientes deben cumplirse:

(1.) Prevención del pandeo respecto al eje mayor:

$$\frac{P}{P_{Rx}} + \frac{\bar{M}_x}{M_{RSx}} + \frac{P\bar{M}_x}{2P_{Rx}M_{RSx}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-2)}$$

(2.) Prevención del pandeo respecto al eje menor:

$$\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\bar{M}_x}{M_{Rx}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-3)}$$

Donde:
$\bar{M}_x$ = momento uniforme equivalente respecto al eje mayor, obtenido en el literal (b) de F.5.4.5.6
P_{Rx}, P_{Ry} = resistencias axiales de diseños a pandeo como columna general, alrededor de los ejes mayor y menor respectivamente (véanse F.5.4.7.2 y F.5.4.7.3)

(b) ***Caso B (flexión respecto al eje menor con compresión axial)* —** Para el caso B, se debe satisfacer la siguiente única condición (prevención del pandeo respecto al eje menor):

$$\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\bar{M}_y}{M_{RSy}} + \frac{P\bar{M}_y}{2P_{Ry}M_{RSy}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-4)}$$

Donde:
M_y = momento uniforme equivalente respecto al menor eje obtenido como en el literal (b) de F.7.4.5.6

(c) ***Caso C (flexión biaxial)* —** Para el caso C se debe satisfacer la siguiente única condición (prevención del pandeo respecto al eje menor):

$$\frac{\bar{M}_x}{M_{Rx}} + \frac{\bar{M}_y}{M_{RSy}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-5)}$$

(d) ***Caso D (flexión biaxial con fuerza axial)* —** Para el caso D se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{\bar{M}_x}{M_{RPx}} + \frac{\bar{M}_y}{M_{RPy}} \leq 1.0 \qquad \text{(F.5.4.8-6)}$$

Donde:
M_{RPx} = valor de $\bar{M}_x$ que sería aceptable en combinación con P pero en ausencia de flexión respecto al eje menor, como está dado en el **caso B** (valor menor)
M_{RPy} = valor similar de $\bar{M}_y$ en ausencia de flexión respecto al eje mayor, como está dado en el **caso C.**

F.5.4.9 — DEFORMACION (ESTADO LIMITE DE SERVICIO) — La deflexión elástica recuperable bajo carga nominal (no mayorada) no debe exceder el valor límite (véase F.7.3.4).

Si el estado límite último (resistencia estática) se ha satisfecho, usando F.5.4.2 a F.5.4.8, se puede suponer que la deformación inelástica permanente en servicio será despreciable. Generalmente no se requiere una revisión por separado para ésto.

F.5.4.9.1 — *Deflexión elástica recuperable*

(a) ***Secciones compactas* —** La deflexión elástica de estas secciones puede calcularse usando las propiedades de la sección bruta, ignorando los agujeros y los efectos de zona afectada por el calor. Para vigas ésto se aplica para secciones totalmente compactas y semi-compactas.

(b) ***Secciones esbeltas* —** Los cálculos de deflexión deben ser realizados generalmente usando las propiedades de la sección calculadas para una sección efectiva que tiene en cuenta el pandeo local pero ignora cualquier efecto de ablandamiento causado por el calor o de agujeros. La sección efectiva supuesta puede tomarse conservadoramente con base en el espesor reducido como está dado en el literal (c.1) de F.5.4.5.2 para flexión o en el literal (a.1) de F.5.4.7.5 para compresión axial, también puede adoptarse el siguiente procedimiento más favorable.

(1) Reclasificar un elemento esbelto usando un valor modificado de ε en el literal (c) de F.5.4.3.3, obtenido tomando p_a igual a 2/3 del valor normal dado en las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2.
(2) Si la sección ya no resulta ser esbelta, se toman las propiedades de la sección bruta.
(3) Si después de la reclasificación, resulta aún esbelta, se supone una nueva sección efectiva basada en los valores de k_L encontrados usando el valor modificado de ε de (a) en la figura F.5.4.3-5.

F.5.5 — LÁMINAS Y VIGAS ENSAMBLADAS

F.5.5.1 — GENERALIDADES — Esta sección cubre la resistencia estática (estado límite último) de los siguientes componentes estructurales:

(a) Láminas no rigidizadas (véase F.5.5.2 y la figura F.5.5.1-1)
(b) Láminas multi-rigidizadas (véase F.5.5.3 y la figura F.5.5.1-2)
(c) Vigas ensambladas (véase F.5.5.4 y la figura F.5.5.1-3)

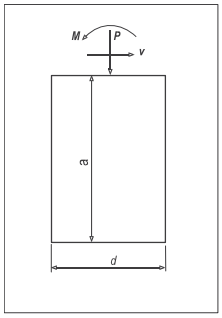


Figura F.5.5.1-1 — Lámina no rigidizada

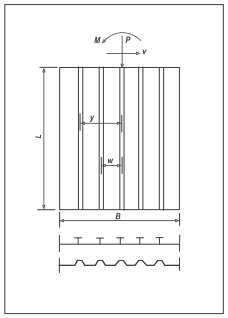


Figura F.5.5.1-2 — Lámina multi-rigidizada

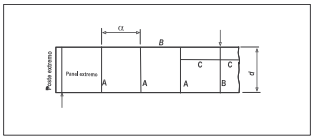


Figura F.5.5.1-3 — Viga ensamblada

Para (a) y (c), la resistencia obtenida tiende a ser más favorable que la basada en las reglas más simples de F.5.4, especialmente si se consideran láminas o almas esbeltas de baja relación de (a/d). El numeral F.5.4 no cubre las láminas multi-rigidizadas.

F.5.5.2 — LAMINAS NO RIGIDIZADAS — Las láminas no rigidizadas sujetas a esfuerzo directo pueden diseñarse de acuerdo con F.5.5.2.1 a F.5.5.2.3, las sujetas a cortante, según F.5.5.2.4. Los efectos de interacción se discuten en F.5.5.2.5.

El espesor de la lámina se denominará **t** para todos los casos.

F.5.5.2.1 — *Láminas no rigidizadas bajo esfuerzo directo* — La resistencia de una lámina a compresión uniforme en su plano, **P**, actuando en la dirección mostrada en la figura F.5.5.1-1, se describe en los literales (a) a (c) de este numeral.

(a) *Clasificación* — La lámina se debe clasificar de acuerdo con lo siguiente:

$\beta \le \beta_1$ totalmente compacta
$\beta_1 < \beta \le \beta_o$ semi-compacta
$\beta > \beta_o$ esbelta

Donde:

$$\beta = d/t \qquad \text{(F.5.5.2-1)}$$

β_o y β_1 dadas en la tabla F.5.4.3

(b) *Láminas totalmente compactas y semi-compactas* — La resistencia axial de diseño P_{RS} a compresión uniforme debe basarse en la sección transversal menos favorable como se indica a continuación:

totalmente compacta $P_{RS} = p_a A_{ne} \phi$ **(F.5.5.2-2)**
semi-compacta $P_{RS} = p_o A_{ne} \phi$ **(F.5.5.2-3)**

Donde:

p_a y p_o = esfuerzos límite (véase las tablas F.5.4.3-1 y F.5.4.3-2)
A_{ne} = área neta efectiva teniendo en cuenta los agujeros y tomando un espesor reducido $k_z t$ en cualquier región afectada por ablandamiento debido al calor (véanse F.5.4.4.2 y F.5.4.4.3)
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

(c) *Láminas esbeltas* — Se debe hacer una revisión por fluencia y otra por pandeo tomando los siguientes valores para la resistencia axial de diseño P_{RS}.

(1) *Revisión por fluencia* — Para una lámina semi-compacta, P_{RS} se obtiene como en el literal (b) de este numeral ignorando el pandeo.

(2) *Revisión por pandeo*
$P_{RS} = \phi p_o A_e$

Donde:

p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
A_e = área efectiva obtenida teniendo en cuenta el espesor reducido para considerar el pandeo y el ablandamiento en la zona afectada por el calor, pero ignorando los agujeros

Para la revisión por pandeo el área efectiva generalmente debe basarse en la sección transversal menos favorable, tomando un espesor igual al menor de $k_z t$ y $k_L t$ en las regiones afectadas por el calor, y $k_L t$ en las demás zonas. Sin embargo, en esta revisión se puede ignorar el ablandamiento debido a soldaduras en los bordes cargados.

El factor k_L puede determinarse mediante el más favorable de los siguientes tratamientos:

- ***Tratamiento como lámina***
  k_L se lee en la curva C o D de la figura F.5.4.3-5 tomando:

$$\beta = \frac{d}{t} \quad \text{y} \quad \varepsilon = \left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} \qquad \text{(F.5.5.2-4)}$$

- ***Tratamiento como columna***
  k_L se toma igual a la relación p_a/p_o, en la que p_a es el esfuerzo de pandeo como columna leído en la figura F.5.4.5-3 (a). La curva apropiada es la que intersecta el eje de esfuerzos en un valor p_o. El parámetro de esbeltez λ debe ser normalmente tomado como:

$$\lambda = \frac{3.5a}{t}$$

  éste valor corresponde a apoyo simple, aunque se puede tomar un valor menor si es justificado.

F.5.5.2.2 — *Láminas no rigidizadas bajo momento en su plano* — La resistencia de una lámina ante momento puro en su plano actuando sobre los lados de ancho **d** (véase la figura F.5.5.1-1) se describe en los literales (a) a (c) de este numeral. Si el momento varía en la dirección paralela a la dimensión **a**, consulte también F.5.5.2.3.

(a) *Clasificación* - Las lámina debe clasificarse de acuerdo con:

$\beta \le \beta_1$ totalmente compacta
$\beta_1 < \beta \le \beta_o$ semi-compacta
$\beta > \beta_o$ esbelta

Donde:

$$\beta = \frac{0.35d}{t} \qquad \text{(F.5.5.2-6)}$$

β_o y β_1 están dados en la tabla F.5.4.3

(b) *Láminas totalmente compactas y semi-compactas* — La resistencia de diseño a momento M_{RS} se debe tomar con base en la sección transversal menos favorable usando la expresión pertinente del literal (b) de F.5.4.5.2 (numerales F.5.19 a F.5.22) y tomando una sección supuesta tal como lo define el literal (c) del mismo numeral en las dos primeras partes.

(c) *Láminas esbeltas* — La resistencia de diseño a momento debe tomarse como el menor de los valores encontrados en las revisiones por fluencia y pandeo:

(1) *Revisión por fluencia* — Para una lámina semi-compacta, M_{RS} se obtiene como en el literal (b) de F.5.5.2.2 ignorando el pandeo.
(2) Revisión por pandeo — Se determina M_{RS} tal como se indica a continuación:

$$M_{RS} = \phi p_o Z_e \qquad \text{(F.5.5.2-7)}$$

Donde:

Z_e = módulo elástico de la sección efectiva

El cálculo de F.5.5.2-7 debe basarse, por lo general, en la sección efectiva en la posición más desfavorable, sin reducción por agujeros y tomando un espesor igual al menor entre $k_z t$ y $k_L t$ en las regiones afectadas por el calor, y $k_L t$ en las demás zonas. Sin embargo, en esta revisión puede ignorarse el ablandamiento debido a soldaduras en los bordes cargados.

El factor k_L debe ser leído en la curva C o D de la figura F.5.4.3-5 tomando:

$$\beta = \frac{0.35d}{t} \quad \text{y} \quad \varepsilon = \left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} \qquad \text{(F.5.5.2-8)}$$

F.5.5.2.3 — *Gradiente de esfuerzo longitudinal en láminas no rigidizadas* — Los casos en que la acción aplicada **P** o **M** sobre una lámina no rigidizada varía longitudinalmente en la dirección mostrada en la figura F.5.5.1-1, se presentan en los siguientes literales.

(a) *Láminas totalmente compactas y semi-compactas* — La resistencia de diseño en cualquier sección transversal no debe ser menor que la acción generada en esa sección bajo carga mayorada.

(b) *Láminas esbeltas* — La revisión por fluencia debe satisfacerse una vez más en cada sección transversal. Para la revisión por pandeo, es suficiente comparar la resistencia de diseño con la acción generada a una distancia **x** del extremo más cargado del panel, donde **x** es igual a 0.4 veces la longitud de la media onda de pandeo elástico de la lámina.

F.5.5.2.4 — *Láminas no rigidizadas sometidas a cortante* — Las láminas no rigidizadas sujetas a cortante deben clasificarse como compactas o esbeltas de acuerdo con el literal (a) de F.5.4.5.3.

La presencia de agujeros pequeños puede ignorarse en el cálculo de la resistencia al corte siempre y cuando ellos no ocupen más del 20% del área de la sección transversal sobre el ancho **d**.

(a) *Alma a cortante compacta* — La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} debe encontrarse usando lo siguiente:

$$V_{RS} = \phi p_v A_v \qquad \text{(F.5.5.2-9)}$$

Donde:

p_v = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)
A_v = área de cortante efectiva tomada de acuerdo con:

Para láminas no soldadas $A_v = dt$.
Para láminas totalmente soldadas a lo largo de uno o más bordes $A_v = k_z dt$
Para láminas parcialmente soldadas, A_v es el área efectiva sobre el ancho **d** encontrada tomando un espesor reducido $k_z t$ en las zonas ablandadas (véanse F.5.4.4.2 y F.5.4.4.3)

(b) *Alma a cortante esbelta* — La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} se debe tomar como el menor de los dos valores obtenidos como sigue:

(1.) *Revisión por fluencia* — La resistencia se encuentra, como para una lámina compacta, usando el literal (a) de F.5.5.2.4.
(2.) *Revisión por pandeo* — La resistencia puede encontrarse, seguramente, como se hizo en el literal (c) de F.5.4.5.3.

Alternativamente, la siguiente expresión puede usarse y es más favorable cuando a es menor que $2.5d$.

$$V_{RS} = \phi v_t P_s dt \qquad \text{(F.5.5.2-10)}$$

donde v_t es el coeficiente de pandeo por cortante elástico leído en la figura F.5.5.3-1 tomando

$$g = \left(\frac{15}{p_s}\right)^{1/2} \qquad \text{(F.5.5.2-11)}$$

La expresión del literal (c) de F.5.4.5.3 no tiene en cuenta la acción de campo tensionado. Si se cree que las condiciones de borde son tales que se tiene un campo tensionado, el diseñador debe referirse a un tratamiento aún más favorable disponible para paneles tipo 1 en almas de vigas ensambladas (véase el literal (c) de F.5.5.4.2).

F.5.5.2.5 — *Acciones combinadas* — Una lámina, sujeta a fuerza axial P combinada con momento M bajo carga mayorada, debe clasificarse como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta, generalmente de acuerdo con el literal (a) de F.5.4.8.2. Para hacer ésto, el valor de β tomado debe basarse en el patrón de esfuerzo producido en la lámina cuando P y M actúan conjuntamente, basándose en un valor apropiado de g (véase la figura F.5.4.3-2).

Cuando la lámina se clasifica como esbelta, cada resistencia individual (P_{RS} y M_{RS}) debe basarse en el tipo específico de acción considerada, como en el literal (b) de F.5.4.8.2.

(a) ***Fuerza axial con momento* —** La siguiente condición debe satisfacerse para una lámina sujeta a fuerza axial con momento:

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M}{M_{RS}} \le 1.0 \qquad \text{(F.5.5.2-12)}$$

Donde:
P y M = fuerza axial y momento en el plano, respectivamente, generados bajo carga mayorada
P_{RS} y M_{RS} = resistencias de diseño a fuerza axial y momento en el plano, respectivamente, cada una reducida para tener en cuenta cortante elevado coincidente, si es necesario (véase el literal (c) de F.5.5.2.5)

(b) ***Esfuerzo directo con cortante bajo* —** Se puede suponer que una fuerza de cortante coincidente V (bajo carga mayorada) no tiene efecto sobre la resistencia de la lámina siempre que V no exceda la mitad de la resistencia a fuerza cortante de diseño V_{RS}.

(c) ***Esfuerzo directo con cortante elevado* —** Si V excede $0.5V_{RS}$, la resistencia longitudinal (fuerza axial, momento) se debe reducir por un coeficiente k_v donde:

$$k_v = 1.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}} \qquad \text{(F.5.5.2-13)}$$

F.5.5.3 — LAMINAS MULTI-RIGIDIZADAS — Las siguientes reglas conciernen a láminas, soportadas en todos los cuatro bordes (véase figura F.5.5.1-2), que están reforzadas con tres o más, igualmente espaciados, rigidizadores o corrugaciones. Estas pueden ser no soportadas en su longitud total o ser contínuas sobre rigidizadores transversales intermedios. La dimensión L debe tomarse como el espaciamiento de los apoyos, cuando se aplique. Una característica esencial del diseño es que el refuerzo longitudinal, pero no así los rigidizadores transversales, es "subcrítico", esto es, se puede deformar con la lámina en el modo de pandeo general.

La resistencia de tales láminas ante esfuerzo directo longitudinal en la dirección del refuerzo está dada en F.5.5.3.1 a F.5.5.3.3, y la resistencia a cortante, en F.7.5.3.4. La interacción entre diferentes efectos puede tenerse en cuenta del mismo modo que para láminas no rigidizadas (véase F.5.5.2.5).

Los tratamientos dados anteriormente se invalidan si la sección transversal contiene elementos salientes que se clasifiquen como esbeltos.

Cuando la construcción consiste de láminas planas con rigidizadores superpuestos, la resistencia a esfuerzo directo transversal puede tomarse igual a la de una lámina no rigidizada. Con construcción corrugada, ésto es despreciable.

F.5.5.3.1 — *Láminas multi-rigidizadas sujetas a compresión uniforme* — Se deben hacer dos revisiones, una por fluencia y otra como columna. La sección transversal debe clasificarse como compacta o esbelta de acuerdo con F.5.4.3.3, considerando todos los elementos componentes antes de llevar a cabo cada revisión. No se permiten elementos esbeltos salientes.

(a) ***Revisión por fluencia* —** La sección completa debe ser revisada para aplastamiento local en la misma forma que se hace para miembros a compresión (véase F.5.4.7.6). La resistencia P_{RS} se debe tomar con base en la sección transversal menos favorable considerando el pandeo local y el ablandamiento de la zona afectada por el calor, si es necesario, y también los agujeros no rellenos.

(b) ***Revisión como columna* —** La lámina se trata como un ensamblaje de subunidades idénticas de columna, cada una conteniendo un rigidizador o una corrugación centralmente cargado y con un ancho igual a la separación w. La resistencia axial de diseño P_{RS} se toma como:

$$P_{RS} = \phi p_s A \qquad \text{(F.5.5.3-1)}$$

Donde:
p_s = esfuerzo de pandeo para una sub-unidad de columna
A = área bruta de la sección transversal completa de la lámina
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

El esfuerzo p_s debe leerse en la curva apropiada de la figura F.5.4.5-3, pertinente al pandeo como columna de la sub-unidad como un miembro a compresión simple, fuera del plano de la lámina.

El parámetro de esbeltez λ, necesario para la figura F.5.4.5-3, se debe basar en una longitud efectiva l igual a la menor de:

- La distancia entre posiciones de soporte lateral efectivo tales como soportes en los extremos o rigidizadores transversales efectivos, o
- La mitad de la longitud de onda del pandeo elástico ortotrópico

La parte de la figura F.5.4.5-3 (a), (b) o (c) usada depende de la forma de la sección de la sub-unidad y de si ésta contiene soldadura longitudinal (véase la tabla F.5.4.7-3), la curva real es la que intercepta el eje de esfuerzos en un valor p_1, como se define en F.5.4.7.5. Se debe considerar lo siguiente para determinar el área efectiva A_e (necesaria para encontrar p_1).

- El valor de k_L para elementos tales como los E de la figura F.5.5.1-2, debe basarse en sus dimensiones totales aunque estén cortados en dos por la formación de subunidades.
- El ablandamiento en la zona afectada por el calor debido a soldaduras en los extremos cargados o en rigidizadores transversales puede ignorarse para encontrar A_e.

F.5.5.3.2 — *Láminas multi-rigidizadas sujetas a momento en su plano* — Se deben hacer dos revisiones: por fluencia y como columna.

(a) ***Clasificación de la sección y pandeo local* —** Para realizar cada revisión, primero ha de clasificarse la sección como compacta o esbelta (véase F.5.4.3.3).

Para el propósito de clasificar elementos individuales, y también para determinar k_L para elementos esbeltos, generalmente se puede suponer que cada elemento está sometido a

compresión uniforme tomando $g = 1$ en el literal (a) de F.5.4.3.2. Sin embargo, en el caso de la revisión únicamente por fluencia, se permite basar g en el patrón de esfuerzos real en los elementos que conforman la región más extrema de la lámina y repetir ese valor para los elementos correspondientes más interiores. Esto puede ser favorable cuando el número de rigidizadores o corrugaciones es pequeño. No se deben permitir elementos esbeltos salientes.

(b) ***Revisión por fluencia* —** La sección transversal completa de la lámina debe tratarse como una viga sujeta a flexión en su plano (véase el literal (b) de F.5.4.5.2). La resistencia a momento de diseño M_{RS} debe tomarse con base en la sección transversal menos favorable, teniendo en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el calor, si es necesario, y también los agujeros.

(c) ***Revisión como columna* —** La lámina se considera como un ensamblaje de subunidades de columna en la misma manera general que para compresión axial (véase el literal (b) de F.5.5.3.1), la resistencia a momento de diseño M_{RS} se toma de acuerdo con:

$$M_{RS} = \phi \frac{p_s Z B}{2y} \qquad \text{(F.5.5.3-2)}$$

Donde:
p_s = esfuerzo de pandeo para una sub-unidad de columna
Z = módulo elástico de la sección transversal completa de la lámina para flexión en su plano
B = ancho total de la lámina
y = distancia desde el centro de la lámina hasta el centro del rigidizador más lejano
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase tabla F.5.3.3-1)

El esfuerzo p_s debe leerse en la figura F.5.4.5-3 del mismo modo que para compresión uniforme (véase el literal (b) de F.5.5.3.1).

F.5.5.3.3 — *Gradiente de esfuerzos longitudinal en láminas multi-rigidizadas* — En este numeral se describen los casos en que la acción aplicada P o M sobre una lámina multi-rigidizada varía en la dirección de los rigidizadores o corrugaciones.

(a) ***Revisión por fluencia* —** La resistencia de diseño en cualquier sección transversal no debe ser menor que la acción generada en esa sección bajo carga mayorada.
(b) Revisión como columna — Para la revisión como columna es suficiente comparar la resistencia de diseño con la acción generada bajo carga mayorada a una distancia x del extremo más cargado de un panel, donde x es 0.4 veces la longitud de pandeo efectiva l.

F.5.5.3.4 — *Láminas multi-rigidizadas sometidas a cortante* — Se debe hacer una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. Los métodos dados en los literales (a) y (b) de este numeral son válidos siempre y cuando ocurra lo siguiente:

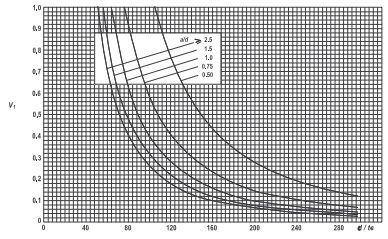
- El espaciamiento w de los rigidizadores o corrugaciones no debe exceder $0.3L$ (véase la figura F.5.5.1-2).
- Cualquier elemento saliente de la sección se clasifica como compacto en términos de resistencia axial (véase el literal (c) de F.5.4.3.3).
- Cualquier elemento interno se clasifica como compacto en términos de resistencia al cortante (véase el literal (a) de F.5.4.5.3).
- Los rigidizadores o corrugaciones, lo mismo que la lámina completa, están:
  (1) Efectivamente conectados al entramado transversal en cada extremo
  (2) Continuos en cualquier posición de rigidizador transversal.

(a) ***Revisión por fluencia* —** La resistencia a fuerza cortante de diseño V_{RS} se toma igual a la de una lámina plana no rigidizada con el mismo aspecto general $(L \times B)$ y el mismo espesor general t. Se encuentra de acuerdo con el literal (a) de F.5.5.2.4.

(b) ***Revisión por pandeo* —** La resistencia de diseño a fuerza cortante se encuentra usando la siguiente expresión:

$$V_{RS} = \phi v_t P_s Bt \qquad \text{(F.5.5.3-3)}$$

Donde:
p_s = esfuerzo límite (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
B = ancho de la lámina (véase la figura F.5.5.1-2)
t = espesor general de la lámina
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)
v_t = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico (véase la figura F.5.5.3-1)



NOTA: Para paneles rigidizados longitudinalmente, d debe tomarse como la altura del mayor subpanel

Figura F.5.5.3-1 — Coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico, v_t

Para calcular v_t deben usarse los siguientes valores:

$$a = B$$

$$d = 0.61\left(\frac{w t^3}{I_{SU}}\right)^{0.375} \qquad \text{(F.5.5.3-4)}$$

l = longitud efectiva de la lámina
w = separación entre rigidizadores o corrugaciones
I_{SU} = segundo momento del área de una sub-unidad de lámina (como se define en el literal (b) de F.5.5.3.1) respecto al eje centroidal paralelo al plano de la lámina

$$g = \left(\frac{15}{p_s}\right)^{1/2}$$

La longitud efectiva l puede tomarse seguramente como la longitud no soportada L (véase la figura F.5.5.1-2). Cuando L excede ampliamente a B, se puede obtener un resultado más favorable haciendo l igual a la mitad de la longitud de onda del pandeo por cortante elástico ortotrópico. En la revisión por pandeo no es necesario tener en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor.

F.5.5.4 — VIGAS ENSAMBLADAS — Una viga ensamblada es una viga fabricada consistente de láminas actuando como aleta a tensión, aleta a compresión y alma. El alma típicamente tiene proporciones esbeltas y está reforzada

transversalmente con rigidizadores de apoyo e intermedios (véase la figura F.5.5.1-3). Puede tener también rigidizadores longitudinales. Una característica básica es que los rigidizadores del alma son diseñados para dar extremos soportados a los paneles del alma permaneciendo esencialmente rectos cuando ocurre el pandeo.

Las resistencias a momento y cortante de las vigas ensambladas con almas transversalmente rigidizadas son cubiertas por F.5.5.4.1 y F.5.5.4.2. En F.5.5.4.3 se dan las modificaciones necesarias para cuando se adicionan rigidizadores longitudinales. Se permite seguir el apéndice F.5-D en lugar de F.5.5.4.1, si se desea, para determinar la resistencia a momento, esto puede conducir a economía en el diseño.

Los métodos dados en F.5.5.4.1, F.5.5.4.2 y F.5.5.4.3 son válidos siempre que ocurra lo siguiente.

- Los rigidizadores cumplen con F.5.5.4.4
- El espaciamiento **a** de los rigidizadores transversales no es menor que la mitad de la altura libre del alma medida entre las aletas (para almas corrugadas o cercanamente rigidizadas, véase F.5.5.4.5)

Puede ser benéfico suministrar una platina de enchape, a una o ambas aletas. Esta debe cumplir con el literal (g) de F.5.5.4.4 para ser efectiva.

La interacción entre momento y cortante es tratada en F.5.5.4.6.

Si el aplastamiento del alma o el pandeo torsional lateral se consideran factores influyentes, el diseñador debe consultar F.5.4.5.5 o F.5.4.5.6. Para vigas sujetas a carga axial y flexión, es pertinente F.5.4.8.

El tratamiento de vigas ensambladas dado en F.5.5.4.1 a F.5.5.4.6, es generalmente también aplicable a vigas con sección en cajón siempre que las almas sean de forma similar.

F.5.5.4.1 — *Resistencia a momento de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente* — Para determinar la resistencia de diseño a momento se debe hacer una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. Para vigas híbridas, con materiales diferentes en aletas y alma, se debe consultar también el literal (d) de F.5.4.5.2.

(a) *Revisión por fluencia* — El momento generado en cualquier sección transversal bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} que se usaría si la sección fuera tratada como semi-compacta. El valor de M_{RS} se obtiene usando el literal (b) de F.5.4.5.2 (ecuación F.5.4.5-2 o F.5.4.5-4), según sea adecuado, teniendo en cuenta los agujeros y los efectos de la zona afectada por el calor pero ignorando el pandeo local. Si la viga no está lateralmente soportada, debe revisarse de acuerdo con F.5.4.5.6.

(b) *Revisión por pandeo* — El siguiente tratamiento se aplica a vigas ensambladas con rigidizadores transversales pero sin rigidizadores longitudinales.

Para cada tramo de viga entre rigidizadores transversales, el momento generado bajo carga mayorada, a una distancia igual a **0.4a** del extremo más esforzado, no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} de ese tramo basada en la falla última por pandeo. El valor de M_{RS} se obtiene de acuerdo con el literal (b) de F.5.4.5.2 (ecuación F.5.4.5-5), teniendo en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el calor pero ignorando los agujeros. Sin embargo, para el propósito de esta revisión es permitido ignorar los efectos de la zona afectada por el calor, causados por la soldadura de los rigidizadores transversales.

Para considerar el pandeo del alma se debe encontrar el coeficiente de espesor efectivo k_L de acuerdo con F.5.4.3.4, tomando β como en el literal (a) de F.5.4.3.2. No obstante, si el extremo a compresión del alma está más cerca del eje neutro que el extremo a tensión, se permite, en su lugar, proceder como en el literal (c) de F.5.5.4.1, lo que tiende a ser más favorable.

Se puede suponer que cualquier platina de enchape, si es suministrada, brinda soporte efectivo en el extremo a la lámina esbelta del alma a la cual está unida siempre y cuando cumpla con el literal (g) de F.5.5.4.4. Por lo tanto, para encontrar k_L para la lámina del alma en la figura F.5.4.3-5 (b), β puede basarse en un valor **d** medido hasta la punta de la o las platinas de enchape.

(c) *Tratamiento alternativo del pandeo del alma* — Si el eje neutro está localizado de modo que está más cerca del extremo del alma a compresión que del extremo a tensión, se permite tratar el alma como compuesta por dos zonas con diferentes valores de k_L obtenidos como se indica a continuación:

- **Zona 1**, se extiende una distancia y_1 a cada lado del eje neutro:
  k_L se lee en la figura F.5.4.3-5 (b) tomando $\beta = 0.7y_1/t$ donde y_1 es la distancia desde el eje neutro de la sección bruta hasta el extremo a compresión.
- **Zona 2**, ocupa el resto del alma:
  $k_L = 1.0$

F.5.5.4.2 — *Resistencia a cortante de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente* — Se deben hacer dos revisiones: por fluencia y por pandeo. En almas con soldaduras continuas longitudinales es también necesario hacer una revisión por zona afectada por el calor (véase el literal (d) de este numeral). La presencia de pequeños agujeros en la lámina del alma puede ignorarse para cada revisión siempre que éstos no ocupen más del 20% del área de la sección.

(a) *Revisión por fluencia* — La fuerza cortante **V** generada bajo carga mayorada en cualquier sección transversal, no debe exceder el valor de V_{RS} encontrado como se indica enseguida:

sin platina de enchape $V_{RS} = \phi P_{vw} A_{we}$ **(F.5.5.4-1)**

con platina o platinas de enchape $V_{RS} = \phi\left(P_{vw} A_{we} + p_{vt} A_{te}\right)$ **(F.5.5.4-2)**

Donde:

P_{vw}, P_{vt} = esfuerzos límites para los materiales del alma y la platina saliente respectivamente (equivalente a P_y en las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)

A_{we} = área de la sección efectiva del alma entre las aletas, o hasta los extremos de la platina de enchape

A_{te} = área de la sección efectiva de la platina de enchape, o área total de dos de ellas

ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

Las áreas efectivas se obtienen tomando un espesor reducido igual a k_z veces el espesor real en cualquier región afectada por el calor (véanse F.5.4.4.2 y F.5.4.4.3).

(b) *Revisión por pandeo* — En cualquier vano entre rigidizadores transversales, la fuerza cortante **V** generada bajo carga mayorada no debe exceder el valor límite V_{RS} para ese vano, basado en la falla última por pandeo. El valor de V_{RS} debe encontrarse usando la expresión apropiada de las siguientes, en las que se saca ventaja del comportamiento posterior al pandeo:

sin platina de enchape $V_{RS} = \phi\left(v_1 + v_{tf}\right) p_{vw} dt$ **(F.5.5.4-3)**

con platina o platinas de enchape $V_{RS} = \phi\left[\left(v_1 + v_{tf}\right) p_{vw} dt + p_{vt} A_{te}\right]$ **(F.5.5.4-4)**

Donde:

d = altura del alma medida entre aletas, o hasta los extremos de la platina de enchape

t = espesor no reducido de la lámina del alma

v_1 = coeficiente de pandeo inicial por cortante, leído en la figura F.5.5.3-1 tomando $\varepsilon = \left(\frac{15}{P_y}\right)^{1/2}$

v_{tf} = coeficiente de campo tensionado (véase el literal (c) siguiente)

Las otras cantidades son las definidas en el literal (c) de este numeral.

(c) *Acción de campo tensionado* — Se identifican dos tipos de paneles de alma:

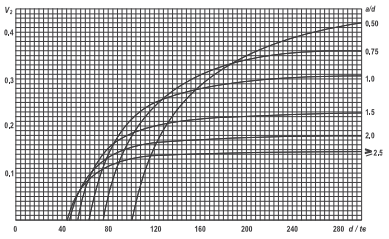
- ***Tipo 1***: paneles capaces de mantener un campo tensionado, es decir:
  un panel interno,
  un panel en un tramo final con un poste extremo que cumple con el literal (e) de F.5.5.4.4

- ***Tipo 2***: un panel en un tramo final que carece de un poste extremo adecuado
  En los paneles tipo 2, la acción de campo tensionado es despreciable y por lo tanto v_{tf} debe ser tomado como cero en el literal (b) de F.5.5.4.2.

Los paneles tipo 1 son generalmente capaces de desarrollar resistencia a cortante adicional después de la aparición inicial de pandeo, debido a la acción de campo tensionado. En este caso v_{tf} debe tomarse de acuerdo con lo siguiente:

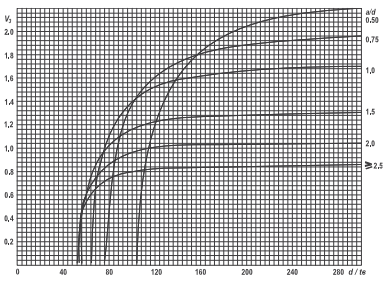
(i) Panel no soldado $v_{tf} = v_2 + mv_3$ **(F.5.5.4-5)**

(ii) Panel con soldaduras en los extremos $v_{tf} = k_z\left(v_2 + mv_3\right)$ **(F.5.5.4-6)**



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales.

Figura F.5.5.4-1 — Coeficiente básico de pandeo al corte considerando campo tensionado, v_2



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales.

Figura F.5.5.4-2 — Coeficiente de pandeo al corte considerando campo tensionado y contribución de la aleta, v_3

Donde:

v_2 = coeficiente de pandeo por cortante determinado en la figura F.5.5.4-1

v_3 = coeficiente de pandeo por cortante determinado en la figura F.5.5.4-2

k_z = coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor (véase F.5.4.4.2)

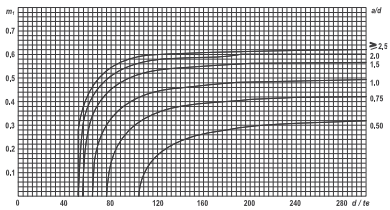
m_1, m_2 = coeficientes de pandeo por cortante

donde m_1 se determina en la figura F.5.5.4-3 y $m_2 = \left(4p_{af}S_f / p_{ow}d^2t\right)^{1/2}$

Donde:

P_{af} y P_{ow} = esfuerzos límite p_o para el material de las aletas y el alma (véase la tabla F.5.4.2-1)

S_f = módulo plástico de la sección de aleta efectiva respecto a su propio eje de igual área, en el plano del alma (se toma el menor valor si las aletas son diferentes)



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales

Figura F.5.5.4-3 — Coeficiente de pandeo por cortante m_1

Para determinar S_f, la sección considerada debe incluir la lámina de la aleta conjuntamente con la platina de enchape si está presente, con la reducción de espesor apropiada para tener en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el calor (véase el literal (c) de F.5.4.5.2) pero sin reducción por agujeros. Si la viga tiene dos o más almas, el módulo plástico de la aleta completa debe ser apropiadamente compartido para obtener S_f para cada alma.

(d) *Revisión por zona afectada por el calor* — En almas con soldaduras longitudinales, la fuerza cortante **V**, generada bajo carga mayorada, no debe sobrepasar la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} en cualquiera de tales soldaduras. V_{RS} está dado por:

$$V_{RS} = \phi\frac{k_z P_{vw} It}{A_e \bar{y}} \quad \textbf{(F.5.5.4-7)}$$

Donde:

I = segundo momento del área de la sección bruta

$A_e\bar{y}$ = primer momento del área bruta excluida por fuera de la soldadura

A_e = área de la sección

$\bar{y}$ = distancia del centroide del eje neutro hasta esta área

k_z, p_{vw}, γ_m = de acuerdo con su definición en los literales (a) y (c) de F.5.5.4.2

F.5.5.4.3 — *Vigas rigidizadas longitudinal y transversalmente*

(a) *Resistencia a momento* — El procedimiento para determinar la resistencia a momento es básicamente el mismo que para vigas con rigidizadores transversales únicamente e involucra una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. La revisión por fluencia se realiza de acuerdo con el literal (a) de F.5.5.4.1.

Para hacer la revisión por pandeo (véase el literal (b) de F.5.5.4.1) se supone que cada rigidizador longitudinal brinda una línea de apoyo al alma subdividiéndola en sub-paneles separados desde el punto de vista de pandeo local. Para determinar la sección efectiva de la viga se pueden usar valores mejorados de k_L para los sub-paneles que se obtienen tomando el ancho y el patrón de esfuerzo correcto para cada sub-panel para determinar su valor de β.

(b) *Resistencia a cortante* — Las revisiones por fluencia (véase el literal (a) de F.5.5.4.2) y por zona afectada por el calor (véase el literal (d) de F.5.5.4.2) no se afectan por la presencia de rigidizadores longitudinales.

La revisión por pandeo se debe llevar a cabo, generalmente, de acuerdo con el literal (b) de F.5.5.4.2, pero v_1 y v_{tf} se determinan como se indica a continuación:

- El valor de v_1 se determina en la figura F.5.5.3-1 tomando d igual a la altura del mayor sub-panel (en lugar de la altura total del alma)
- El valor de v_{tf} se calcula usando la ecuación apropiada F.5.5.4-5 o F.5.5.4-6 en el literal (c) de F.5.5.4.2, con los factores v_2, v_3 y m obtenidos así:

El valor de m se toma como el menor de m_1 y m_2

Los valores v_2, v_3 y m_1 se calculan usando las fórmulas del apéndice F.5-I que se relacionan con las figuras F.5.5.4-1 a F.5.5.4-3, respectivamente, tomando d como la altura total tal como se define en el literal (b) de F.5.5.4.2 y v_1 como el valor encontrado de acuerdo con lo anterior. Las figuras F.5.5.4-1 a F.5.5.4-3 no deben usarse para paneles de alma con rigidizadores longitudinales.

El valor de m_2 se calcula como en el literal (c) de F.5.5.4.2 tomando un d tal como se define en el literal (b) del mismo numeral.

F.5.5.4.4 — *Rigidizadores de alma y platinas de enchape* — Se consideran los siguientes tipos de rigidizador de alma (véase la figura F.5.5.1-3). Pueden estar colocados a uno a ambos lados.

- ***Tipo A, rigidizador intermedio* —** rigidizador transversal diferente de los cubiertos por el tipo B
- ***Tipo B, rigidizador de apoyo* —** rigidizador transversal localizado en el punto de aplicación una carga concentrada o reacción
- ***Tipo C, rigidizador longitudinal* —** rigidizador atravesado longitudinalmente entre rigidizadores transversales

Para que las resistencias proyectadas se logren, es generalmente necesario que los rigidizadores de alma cumplan con lo siguiente:

- Tipos A, B, C — compacidad (véase el literal (a) de F.5.5.4.4)
- Tipos A, B, C — rigidez (véase el literal (c) de F.5.5.4.4)
- Tipos A, B únicamente — estabilidad (véase el literal (d) de F.5.5.4.4)

Un rigidizador transversal debe extenderse sin interrupciones de aleta a aleta aún cuando se coloquen platinas de enchape. Cuando se coloca un rigidizador de apoyo se debe cuidar que la aleta transfiera la fuerza aplicada al rigidizador. No es esencial que el rigidizador esté conectado a las aletas.

Mientras sea posible, los rigidizadores longitudinales deben ser continuos desde un vano de la viga hasta el siguiente. Cuando ésto no sea posible, las longitudes separadas deben colindar con el rigidizador transversal que las divide.

(a) *Compacidad* — Todos los rigidizadores deben ser de sección compacta en términos de resistencia a compresión axial (véase el literal (c) de F.5.4.3.3).

(b) *Sección efectiva de rigidizador* — La sección efectiva de rigidizador se usa en la revisión de los requisitos de rigidez y estabilidad. Consiste del rigidizador, o par de rigidizadores si están a ambos lados, real en conjunto con un ancho efectivo de lámina de alma, b_e (véase la figura F.5.5.4-4). Este ancho efectivo se extiende una distancia b_1 a cada lado del punto o puntos de fijación del rigidizador como se muestra, y está dado generalmente por:

(1) *Para un rigidizador transversal*
b_1 = el menor de $0.13a$ y $15\varepsilon t$
Para un rigidizador transversal localizado en el extremo de una viga, el valor de b_1 en el lado exterior (únicamente) debe tomarse como se indica a continuación en lugar del valor anterior:
b_1 = el menor de a_o y $7\varepsilon t$
donde a_o es la distancia desde el rigidizador hasta el borde libre de la lámina del alma.

(2) *Para un rigidizador longitudinal*
b_1 = el menor de $0.13d_{av}$ y $15\varepsilon t$
Donde:

$$\varepsilon = (15/p_v)^{1/2} \qquad \text{(F.5.5.4-8)}$$

p_v = esfuerzo límite del material del alma (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
d_{av} = altura promedio de los dos sub-paneles situados a cada lado del rigidizador longitudinal

(c) *Rigidez* — Para las proporciones de panel dadas, el segundo momento del área I_s de la sección completa de rigidizador efectivo (véase el literal (b) de F.5.5.4.4) respecto al eje centroidal paralelo al alma, debe satisfacer lo siguiente:

(1) Para un rigidizador transversal

$$\frac{a}{d} \le 2.5 \qquad I_s \ge dt^3\left(2d/a - 0.7\right) \qquad \text{(F.5.5.4-9)}$$

(2) Para un rigidizador longitudinal

$$\frac{d_{av}}{a} \le 2.5 \qquad I_s \ge at^3\left(2a/d_{av} - 0.7\right) \qquad \text{(F.5.5.4-10)}$$

La condición de rigidez puede obviarse cuando las proporciones del panel están por fuera del rango indicado.

(d) *Estabilidad (Rigidizadores transversales únicamente)* — La sección efectiva de rigidizador (véase el literal (b) de F.5.5.4.4) se considera como un miembro a compresión que soporta una carga P, bajo carga mayorada, dada por:

(1) Para un rigidizador intermedio

$$P = \frac{V}{3} \qquad \text{(F.5.5.4-11)}$$

(2) Para un rigidizador de apoyo

$$P = p_1 + \frac{V}{3} \qquad \text{(F.5.5.4-12)}$$

Donde:

V = valor promedio de la fuerza cortante generada en los paneles del alma a cada lado del rigidizador considerado
P_1 = carga concentrada o reacción que actúa en el rigidizador

El valor de P no debe exceder la resistencia axial de diseño del miembro a compresión, determinada de acuerdo con F.5.4.7 tomando en cuenta el pandeo como columna (fuera del plano del alma) y el aplastamiento local pero ignorando el pandeo torsional. Para considerar el pandeo como columna, se debe tomar una longitud efectiva de miembro a compresión l de acuerdo con:

para $\frac{a}{d} \ge 1.5$ $\qquad l = d$ $\qquad$ **(F.5.5.4-13)**

para $\frac{a}{d} < 1.5$ $\qquad l = \frac{d}{\left[1.6 - (0.4a/d)\right]^{1/2}}$ $\qquad$ **(F.5.5.4-14)**

Cuando la dimensión a del panel es diferente en los lados opuestos de un rigidizador, se debe tomar un valor promedio para ella en las expresiones F.5.5.4-13 y F.5.5.4-14. Para cualquier rigidizador extremo, $l = d$.

Es importante tener en cuenta los efectos de flexión que se introducen si hay excentricidad entre la línea de acción de P y el eje centroidal de la sección efectiva. Esto puede ser hecho usando las fórmulas de interacción dadas en F.5.4.8.3 y F.5.4.8.4 (c), donde M_y es el momento debido a la acción y $M_x = 0$. Tal excentricidad ocurre especialmente cuando se usan rigidizadores a un solo lado.

(e) *Postes extremos requeridos para resistir el campo tensionado* — Cuando se determina la resistencia a fuerza cortante de un tramo extremo de una viga ensamblada, sólo se permite tomar ventaja de la acción de campo tensionado si se suministra un poste adecuado en el extremo exterior del panel del alma. Este debe diseñarse para cumplir con las siguientes dos funciones, la interacción entre los dos efectos puede ignorarse.

- Actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción en el apoyo de la viga
- Actuar como una viga corta uniendo las aletas de la viga y resistiendo el campo tensionado en el plano del alma

  Un poste de extremo puede tener cualquiera de las siguientes formas y, en cada caso, debe estar seguramente conectado a ambas aletas de la viga.
- Puede contar de dos rigidizadores transversales de doble lado que forman las aletas de una viga corta, conjuntamente con una tira de lámina del alma entre ellos. Uno de los rigidizadores transversales debe estar localizado apropiadamente para que cumpla el papel de soporte.
- Puede ser en la forma de material insertado conectado al extremo de la lámina del alma

Para llevar a cabo la segunda función, el poste de extremo tiene que resistir una fuerza cortante V_{ep} conjuntamente con un momento M_{ep} actuando en el plano de la lámina del alma (bajo carga mayorada), dados por las siguientes expresiones:

$$V_{ep} = 0.6p_{yt}\left[1 - v_1\left(\frac{q/(P_r - v_1)}{v_2}\right)\right]^{1/2} \qquad \text{(F.5.5.4-15)}$$

$$M_{ep} = 0.1dV_{ep} \qquad \text{(F.5.5.4-16)}$$

Donde:
q = esfuerzo cortante promedio generado en el panel extremo del alma bajo carga mayorada, basado en el espesor reducido

p_y = esfuerzo límite del material del alma (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)
v_1 y v_2 = coeficientes relacionados con los paneles extremos, encontrados en las figuras F.5.5.3-1 y F.5.5.4-1 ó en F.5.5.4.3 (si es longitudinalmente rigidizada)

Para calcular q se permite suponer que parte de la fuerza cortante sobre la viga es soportada por las platinas de enchape, si las hay.

(f) *Postes extremos requeridos para resistir torsión* — Si un poste de extremo es el único medio de suministro de resistencia contra el retorcimiento en el extremo de una viga, se debe cumplir lo siguiente:

$$I_{ep} \ge \frac{d^2 t_f R}{250W} \qquad \text{(F.5.5.4-17)}$$

Donde:
I_{ep} = segundo momento del área de la sección del poste extremo respecto a la línea central del alma
d = altura del alma medida entre aletas o hasta los extremos de la platina de enchape
t_f = espesor de la aleta (tomado como el valor máximo cuando el espesor varía a lo largo de la viga
R = reacción en el extremo de la viga considerado, bajo carga mayorada
W = carga total mayorada sobre la luz adyacente

(g) *Platinas de enchape* — Una platina de enchape consiste de material que se extiende hacia adentro desde una aleta para formar una parte engrosada hacia el alma. Para ser efectiva, sus dimensiones deben ser tales que sea compacta cuando se considere como una saliente plana en compresión axial (véase F.5.4.3.3).

Cuando una platina de enchape está construida en dos o tres capas, consistiendo de la lámina del alma conectada a un elemento, o elementos, integral con la aleta, el espesor t requerido para revisar su compacidad puede tomarse como el espesor total. Sin embargo, si la construcción es remachada o pernada, es también necesario revisar que cualquier saliente más allá de la última línea de remaches o pernos sea, por sí sola, compacta.

F.5.5.4.5 — *Uso de almas corrugadas o frecuentemente rigidizadas* — Las vigas que tienen refuerzo transversal del alma en forma de corrugaciones o de rigidizadores poco espaciados, con una separación de menos de 0.3 veces la altura entre aletas, se describen en los literales (a) y (b) siguientes.

Este refuerzo transversal se trata como subcrítico de modo que puede deformarse con el alma en el modo de pandeo general y, por lo tanto, no necesariamente satisface los literales (c) y (d) de F.5.5.4.4.

(a) *Resistencia a momento* — Cuando el alma consiste de una lámina plana con rigidizadores fijados, la resistencia a momento debe encontrarse según F.5.5.4.1. Pero con un alma corrugada debe suponerse que la contribución del alma es cero y la resistencia a momento es suministrada únicamente por las aletas.

(a) *Resistencia a fuerza cortante* — La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} debe determinarse como se indica en F.5.5.3.4 para láminas multi-rigidizadas a cortante.

F.5.5.4.6 — *Vigas sujetas a momento y cortante combinados* — Las figuras F.5.5.4-5 (a) y (b) muestran esquemáticamente la forma del diagrama de interacción momento-cortante para vigas ensambladas cubriendo:

- Vanos incapaces de sostener un campo tensionado
- Vanos con acción de campo tensionado

Tales diagramas pueden construirse para cualquier vano dado entre rigidizadores transversales para determinar la resistencia de diseño al momento M_{RSO}, en presencia de una fuerza cortante coincidente V (generada bajo carga mayorada). La notación es la siguiente:

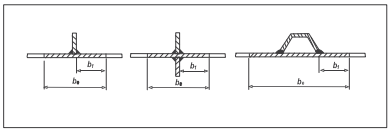


Figura F.5.5.4-4 — Sección efectiva de rigidizador

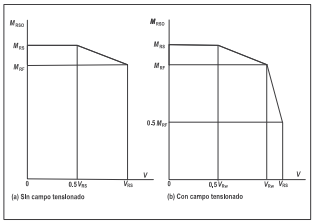


Figura F.5.5.4-5 — Diagramas de interacción esquemáticos para vigas ensambladas

$\mathbf{M_{RS}}$ = resistencia de diseño a momento en ausencia de cortante (véanse F.5.5.4.1 y el literal (b) de F.5.5.4.3)
$\mathbf{M_{RF}}$ = valor reducido de $\mathbf{M_{RS}}$ para las aletas por si solas, omitiendo el alma
$\mathbf{V_{RS}}$ = resistencia de diseño a fuerza cortante (véanse F.5.5.4.2 y F.5.5.4.3)
$\mathbf{V_{RW}}$ = valor reducido de $\mathbf{V_{RS}}$ obtenido haciendo $\mathbf{m = 0}$

F.5.6 — DISEÑO ESTATICO DE UNIONES

F.5.6.1 — GENERALIDADES — En esta sección se trata el diseño de uniones mediante sujetadores, adhesivos o soldadura. Se discuten los siguientes tipos de sujetador: remaches, pernos negros, pernos de precisión, pernos de alta resistencia para trabajo por fricción, conectores especiales y pasadores. Se define la resistencia de diseño de uniones soldadas con soldadura a tope o de filete. El diseño de uniones entre elementos colados o forjados se debe hacer conjuntamente con el fabricante.

Los siguientes tipos de conexión se denominan uniones:

(a) Conexiones entre miembros estructurales, por ejemplo, viga a columna
(b) Conexiones entre elementos de un miembro ensamblado, por ejemplo, almas a aletas, empalmes
(c) Conexiones entre detalles localizados y miembros estructurales, por ejemplo, ménsula a viga, anillos y abrazaderas de miembros a tensión

Todos los tipos de conexión deben diseñarse para cumplir con los estados límite de resistencia y fatiga. No se requiere revisión para estados límite de servicio, excepto para uniones con pasadores en estructuras que son frecuentemente armadas y desarmadas, para uniones en las que las deflexiones son críticas o en uniones con pernos a fricción en las que se debe evitar el deslizamiento. La carga mayorada sobre una unión debe calcularse usando los

coeficientes de carga dados en F.5.3. Los sujetadores sometidos a inversión de cargas deben ser pernos de precisión o pernos de barril giratorio, remaches sólidos, pernos de alta resistencia a fricción, o conectores especiales que impidan el movimiento.

Los remaches huecos y otros conectores especiales, pueden usarse siempre que su comportamiento haya sido satisfactoriamente demostrado mediante ensayos u otros medios. En su diseño y espaciamiento debe haber cooperación entre el diseñador y el fabricante. Se debe demostrar previamente, mediante ensayos u otros medios, el comportamiento del material insertado roscado para sujetadores de acero que deban ser usados en cualquier elemento roscado de aluminio en una unión desmontable.

F.5.6.2 — UNIONES REMACHADAS Y EMPERNADAS: CONSIDERACIONES DE DISEÑO — Las uniones usando remaches o pernos deben se diseñadas de modo que, bajo carga mayorada, la acción de carga en cualquier posición de sujetador no exceda la resistencia de diseño del sujetador allí localizado.

F.5.6.2.1 — *Grupos de sujetadores* — Los grupos de remaches, pernos o conectores especiales, conocidos colectivamente como "sujetadores", que forman una conexión, deben diseñarse sobre la base de una suposición realista de la distribución de las fuerzas internas, observando la rigidez relativa. Es esencial que se mantenga el equilibrio con las cargas externas mayoradas.

F.5.6.2.2 — *Efecto de las áreas de sección transversal en capas sucesivas* — El diseño de las capas sucesivas en secciones que contienen agujeros para sujetadores debe basarse en las áreas netas mínimas, excepto para remaches a compresión. En ciertas uniones empernadas a fricción, el estado límite es determinado por la capacidad a fricción de la unión y, en estas circunstancias, el diseño debe basarse en las áreas brutas mínimas.

F.5.6.2.3 — *Uniones largas* — Cuando la longitud de una unión, medida entre centros de sujetadores finales, es más de $\mathbf{15d_f}$ (donde $\mathbf{d_f}$ es el diámetro nominal del sujetador), o cuando el número de sujetadores en esta dirección es mayor de cinco, el diseñador debe tomar en cuenta la reducción en la resistencia promedio de los sujetadores individuales debida a una distribución irregular de la carga entre ellos.

F.5.6.3 — UNIONES REMACHADAS Y EMPERNADAS: CONSIDERACIONES GEOMETRICAS Y OTRAS CONSIDERACIONES GENERALES

F.5.6.3.1 — *Espaciamiento mínimo* — El espaciamiento entre centros de pernos y remaches en la dirección de la transmisión de la carga no debe ser menor que 2.5 veces el diámetro del perno o remache, en situaciones extremas no deberá ser menor de 2.2 veces el diámetro, siempre que la tensión de aplastamiento se reduzca adecuadamente. El espaciamiento entre centros de pernos y remaches medida perpendicularmente a la dirección de transmisión de la carga no debe ser menor que 3.0 veces el diámetro del perno o remache, en situaciones extremas no deberá ser menor de 2.4 veces el diámetro, siempre que la tensión de aplastamiento se reduzca Para los pernos de alta resistencia a fricción se permite un espaciamiento menor limitado por el tamaño de la arandela, la cabeza de los pernos y la llave de pernos, y la necesidad de cumplir con los estados límite.

F.5.6.3.2 — *Espaciamiento máximo* — El espaciamiento entre pernos o remaches adyacentes sobre una línea en la dirección del esfuerzo en miembros a tensión, no debe exceder $\mathbf{16t}$ o 200 mm, donde $\mathbf{t}$ es el espesor de la capa exterior más delgada. En miembros a compresión o cortante, no debe exceder $\mathbf{14t}$ o 200 mm. Adicionalmente, el espaciamiento entre pernos o remaches adyacentes sobre una línea adyacente y paralela a un borde de una capa exterior, no debe exceder $\mathbf{8t}$ o 100 mm. Si los remaches o pernos están escalonados sobre líneas adyacentes, y las líneas no están separadas más de 75 mm, los límites anteriores pueden incrementarse un 50%.

En cualquier caso, el espaciamiento entre remaches o pernos adyacentes, escalonados o no, no debe exceder $\mathbf{32t}$ o 300 mm en miembros a tensión y $\mathbf{20t}$ o 300 mm en miembros a compresión o cortante.

Estas recomendaciones se aplican únicamente a uniones, entre láminas planas, traslapadas y con cubreplaca. El espaciamiento de pernos y remaches en uniones de campana y espigo, uniones entre miembros tubulares y entre partes de espesor muy desigual, debe ser determinado considerando la geometría local y la carga sobre la unión.

F.5.6.3.3 — *Distancia al borde* — La distancia al borde, medida desde el centro del remache o perno, para bordes extruídos, laminados o acabados a máquina, no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro del perno o remache. Si, sobre el lado de apoyo, la distancia al borde es menor que dos veces el diámetro, la capacidad por aplastamiento debe reducirse (véase F.5.6.4.4). Si los bordes son cortados, los límites anteriores se pueden incrementar 3 mm.

La distancia al borde lateral no debe excederá la máxima necesaria para poder cumplir los requisitos de pandeo local de un elemento exterior. Este requisito no se aplica a elementos de fijación que unan los componentes traccionados. La distancia al extremo frontal no se vera afectada por este requisito.

F.5.6.3.4 — Pernos sometidos a carga fluctuante — Los pernos que transmitan cargas fluctuantes, diferentes de cargas de viento, deben ser de precisión o de alta resistencia a fricción.

F.5.6.3.5 — *Empaquetadura* — Cuando los sujetadores soportan cortante a través de un empaque, se debe tomar en cuenta una reducción de la resistencia de diseño si el espesor del empaque excede el 25% del diámetro del sujetador o el 50% del espesor de la capa.

F.5.6.3.6 — *Avellanado* — La mitad de la altura de cualquier avellanado de un remache o perno debe despreciarse cuando se calcula su longitud en aplastamiento. No es necesaria ninguna reducción para remaches y pernos a cortante. La resistencia de diseño a tensión axial de un perno o remache avellanado debe tomarse como dos tercios de la de un perno o remache plano del mismo diámetro. La profundidad de avellanado no debe exceder el espesor de la parte avellanada menos 4 mm, de otro modo, el comportamiento debe demostrarse mediante ensayos.

F.5.6.3.7 — *Remaches largos* — La longitud de agarre de los remaches no debe exceder el valor de cinco veces el diámetro del agujero.

F.5.6.3.8 — *Arandelas y dispositivos de aseguramiento* — Deben usarse dispositivos de aseguramiento siempre que existan tuercas susceptibles de aflojarse debido a vibración o fluctuación de esfuerzos.

F.5.6.3.9 — *Intersecciones* — Los miembros que convergen en una unión deben ser normalmente dispuestos de modo que sus ejes centroidales se encuentren en un punto. En el caso de estructuras empernadas compuestas de ángulos y secciones en T, las líneas de colocación de los pernos pueden ser usadas en lugar del eje centroidal.

Cuando exista excentricidad en una unión, deberá tenerse en cuenta, excepto en el caso particular de estructuras en las que se haya demostrado que no es necesaria dicha consideración.

F.5.6.4 — RESISTENCIA DE DISEÑO DE REMACHES Y PERNOS INDIVIDUALES DIFERENTES DE LOS PERNOS DE ALTA RESISTENCIA A FRICCION.

F.5.6.4.1 — *Esfuerzos límite* — El esfuerzo límite $\mathbf{p_f}$ para remaches sólidos y pernos se define como sigue:

(a) ***Sujetadores de acero* —** $\mathbf{p_f}$ es el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado para el lote de pernos o remaches
(b) ***Pernos y remaches de acero inoxidable* —** $\mathbf{p_f}$ es el menor de $\mathbf{0.5(f_{u,2} + f_u)}$ y $\mathbf{1.2f_{0.2}}$
(c) ***Pernos y remaches de aluminio* —** los valores de $\mathbf{p_f}$ para las aleaciones de aluminio de la tabla F.5.2.2-3, se dan en la tabla F.5.6.4-1. Puede usarse, cuando esté disponible, el valor de la resistencia a cortante obtenido mediante ensayos sobre el perno o remache en la condición de como colocado. En este caso, el valor de $\mathbf{\alpha_s}$ en la expresión de $\mathbf{V_{RS}}$ en F.5.6.4.2 debe reducirse de 0.6 a 0.33.

Tabla F.5.6.4-1
Esfuerzo límite para sujetadores de aluminio $\mathbf{p_f}$

Tipo de sujetador	Aleación	Condición	Método de colocación	Diámetro	$\mathbf{p_f}$
				mm	kgf/mm²
Pernos	6082	T6	-	menor o igual a 6	16.5
			-	6 a 12	17.5
	6061	T8	-	menor o igual a 12	17.5
	5056A	H24	-	menor o igual a 12	17.5
Remaches	5154A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	12.0
	5154A	H22	Frío	menor o igual a 25	14.0
	6082	T4	Frío	menor o igual a 25	11.0
	6082	T6	Frío	menor o igual a 25	16.5
	5056A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	14.5
	5056A	H22	Frío	menor o igual a 25	15.5

F.5.6.4.2 — *Cortante* — La resistencia de diseño $\mathbf{(V_{RS})}$ de un solo remache o perno sometido a cortante simple se toma como:

$$\mathbf{V_{RS} = \phi \alpha_s p_f A_{es} K_1} \qquad \textbf{(F.5.6.4-1)}$$

Donde:
$\mathbf{p_f}$ = definido en F.5.6.4.1
$\mathbf{\alpha_s}$ = **0.6** para pernos y remaches de aluminio
$\mathbf{\alpha_s}$ = **0.7** para pernos y remaches de acero
$\mathbf{\phi}$ = coeficiente de reducción de capacidad, igual a 0.8 para todos los pernos y remaches, esto es, aluminio, acero y acero inoxidable (véase la tabla F.5.3.3-1)

Para pernos:

$\mathbf{A_{es} = A_{tb}}$ (área de esfuerzo de la parte roscada del perno), cuando el plano de corte pasa por esa área, o
$\mathbf{A_{es} = A_{SH}}$ (área del vástago), cuando el plano de corte pasa por el vástago

Para remaches:

$\mathbf{A_{es} = A_h}$ (área del agujero)
$\mathbf{K_1 = 1.0}$ para remaches
$\mathbf{K_1 = 0.95}$ para pernos de precisión
$\mathbf{K_1 = 0.85}$ para pernos de holgura normal

F.5.6.4.3 — *Tensión axial* — La resistencia de diseño, $\mathbf{P_{RT}}$, de un solo sujetador sometido a tensión axial se toma como

$$\mathbf{P_{RT} = \phi \alpha p_f A_{tb}} \qquad \textbf{(F.5.6.4-2)}$$

Donde:
$\mathbf{p_f}$, $\mathbf{A_{tb}}$, $\mathbf{\phi}$ tal como se definen en F.5.6.4.1 y F.5.6.4.2
$\mathbf{a = 1.0}$ para pernos y remaches de acero y acero inoxidable
$\mathbf{a = 0.6}$ para pernos de aluminio

No se recomienda el uso de remaches de aluminio a tensión.

F.5.6.4.4 — *Aplastamiento* — La resistencia efectiva de diseño al aplastamiento para un único remache o perno es igual al menor valor entre la resistencia de diseño al aplastamiento de un solo sujetador B_{RF} y la capacidad por aplastamiento de la capa conectada B_{RP}.

La resistencia de diseño al aplastamiento, B_{RF}, para un sujetador único se toma como

$$B_{RF} = \phi d_f t 2p_f \qquad \text{(F.5.6.4-3)}$$

Donde:
d_f = diámetro nominal del sujetador
t = espesor de la capa conectada
p_f = se define en F.5.6.4.1 para sujetadores de acero y aluminio
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

La capacidad por aplastamiento de la capa conectada está dada por el menor valor de los siguientes:

$$B_{RP} = \phi c d_f t p_a \qquad \text{(F.5.6.4-4)}$$
$$B_{RP} = \phi c t p_a \qquad \text{(F.5.6.4-5)}$$

Donde:
e = distancia desde el centro de un agujero hasta el borde adyacente en la dirección del aplastamiento del sujetador
c = 2 cuando $d_f/t < 10$
= $20t/d_f$ cuando $10 < d_f/t < 13$
= 1.5 cuando $d_f/t > 13$
p_a = el menor valor entre $0.5\left(f_{0.2} + f_u\right)$ y $1.2f_{0.2}$ para el material de la capa conectada (véanse las tablas F.5.4.2-1 y F.5.4.2-2)

F.5.6.4.5 — *Cortante y tensión combinados* — Cuando los pernos o remaches (excepto remaches de aluminio, véase F.5.6.4.3) están sujetos a cortante y tensión, se debe satisfacer la siguiente condición (adicionalmente a F.5.6.4.2 y F.5.6.4.3):

$$\left(\frac{P}{P_{RT}}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_{RS}}\right)^2 \leq 1 \qquad \text{(F.5.6.4-6)}$$

Donde:
P = carga axial de tensión generada bajo carga mayorada
V = carga cortante generada bajo carga mayorada
P_{RT} = resistencia de diseño a tensión axial
V_{RS} = resistencia de diseño a cortante

F.5.6.5 — PERNOS DE ALTA RESISTENCIA QUE TRABAJAN POR FRICCION — En estructuras de aluminio, sólo deben usarse pernos de alta resistencia a fricción de grado general precargados. El diseño puede hacerse con base en cálculos para uniones cuando la resistencia de prueba del material de las partes conectadas exceda 23 kgf/mm^2. Si la resistencia de prueba de las partes conectadas es menor de 23 kgf/mm^2, la resistencia de las uniones usando pernos de alta resistencia a fricción de grado general debe ser determinada mediante ensayos. En estructuras de aluminio, el relajamiento de la precarga del perno debido a la tensión en el material unido no puede ignorarse.

La expansión térmica del aluminio excede la del acero y, por lo tanto, la variación en la tensión del perno debida al cambio de temperatura no puede ignorarse. Una temperatura reducida, reduce la capacidad por fricción y una temperatura incrementada, incrementa el esfuerzo a tensión en el perno y el esfuerzo de aplastamiento debajo de las arandelas. Estos efectos son significativos únicamente para cambios extremos de temperatura y longitudes grandes de agarre.

F.5.6.5.1 — *Estado límite último (resistencia estática)* — Para pernos de alta resistencia a fricción en agujeros de holgura normal, la capacidad última es la menor entre la capacidad por cortante como se determina en F.5.6.4.2 y la capacidad por aplastamiento como se determina en F.5.6.4.4.

F.5.6.5.2 — *Estado límite de servicio (deformación)* — El estado límite de servicio para una conexión hecha con pernos de alta resistencia a fricción se alcanza cuando la carga cortante aplicada a cualquier perno iguala su capacidad por fricción determinada en F.5.6.5.3. Para la revisión del estado límite de servicio, $\gamma_s = 1.2$.

F.5.6.5.3 — *Capacidad por fricción* — La resistencia de diseño al cortante depende de la capacidad por fricción del perno de alta resistencia, dicha capacidad por fricción $\left(F_c\right)$ está dada por lo siguiente:

$$F_c = \frac{P_p \mu_s N_F}{\gamma_s} \qquad \text{(F.5.6.5-1)}$$

Donde:
P_p = carga de preesfuerzo (véase F.5.6.5.4)
μ_s = coeficiente de deslizamiento (véase F.5.6.5.5)
γ_s = 1.33 si el valor de μ_s se toma como 0.33
γ_s = 1.1 si el valor de μ_s se encuentra en ensayos
N_F = número de interfaces de fricción

F.5.6.5.4 — *Preesfuerzo* — La carga de preesfuerzo para un perno de alta resistencia a fricción se debe tomar como se indica enseguida:

$$P_p = P_o - 0.9S_{tb} \qquad \text{(F.5.6.5-2)}$$

Donde:
P_o = carga de prueba del perno
S_{tb} = carga de tensión externa aplicada en la dirección axial del perno (si la hay)

F.5.6.5.5 — *Coeficiente de deslizamiento* — Cuando todas las partes conectadas son de aleación de aluminio y las interfaces de fricción han sido tratadas para asegurar propiedades de fricción consistentes por medio de chorro de arena de óxido de aluminio G38, se puede suponer un valor $\mu_s = 0.33$ siempre y cuando el espesor total de las partes conectadas exceda el diámetro del perno y el esfuerzo en el área bruta de las partes no exceda $0.6f_{0.2}$ (donde $f_{0.2}$ es la resistencia de prueba a tensión del 2% para el material de la lámina)

Si una o más de las condiciones anteriores no se obedece, μ_s debe determinarse a partir de ensayos.

El número de pernos necesario para obtener la capacidad por fricción que satisfaga F.5.6.5.2, cuando se toma $\mu_s = 0.33$, puede ser mayor que el número requerido para satisfacer el estado límite último (véase F.5.6.5.1). En tales casos, puede ser ventajoso desarrollar un tratamiento de superficie para las interfaces que incremente el factor de deslizamiento.

F.5.6.6 — UNIONES CON PASADORES — En una unión con pasador, las partes están conectadas por un solo pasador que permite la rotación. No hay carga axial en el pasador y, por lo tanto, no hay acción de mordaza sobre las partes conectadas. Los pasadores pueden no estar sometidos a cortante simple, así uno de los miembros a ser unidos debe tener un extremo en horquilla o abrazadera. El sistema de sujeción del pasador, por ejemplo una presilla de resorte, debe diseñarse para soportar una carga lateral igual al 10% de la fuerza cortante total en el pasador.

F.5.6.6.1 — *Pasadores sólidos* — Se deben considerar los esfuerzos de flexión en los pasadores y para ésto se toma una luz efectiva igual a la distancia entre centros de apoyos. Sin embargo, si las platinas de apoyo tienen un espesor mayor que la mitad del diámetro del pasador, se puede considerar la variación de la presión de aplastamiento a través del espesor de la platina al determinar la luz efectiva.

Si el pasador debe ser removido para desmantelar la estructura y reinsertado para reensamblarla, la sección transversal del pasador debe revisarse para un límite de servicio asociado con el límite de comportamiento elástico. Los siguientes esfuerzos no deben ser excedidos bajo carga mayorada:

(a) Esfuerzo cortante promedio en el pasador $\phi 0.6 p_a$ **(F.5.6.6-1)**
(b) Esfuerzo de flexión en el pasador $\phi 1.2 p_a$ **(F.5.6.6-2)**

Donde:
p_a = definido para pasadores de acero y de aluminio en F.5.6.4.1
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

Si el pasador estará instalado permanentemente, se puede suponer una distribución plástica completa del esfuerzo de flexión bajo la carga mayorada de diseño.

F.5.6.6.2 — *Miembros conectados por pasadores* — Las siguientes reglas no deben ser usadas cuando la línea de acción de la carga está en otra dirección diferente a la del flujo del grano en las partes conectadas.

El área neta a través del agujero del pasador, normal al eje de un miembro a tensión conectado por un pasador, debe ser al menos $1.33P\phi/p_a$ y el espesor del miembro conectado debe ser por lo menos $P\phi/1.6p_a d_f$ para instalaciones permanentes o, $P\phi/1.4p_a d_f$ para instalaciones desmontables,

Donde:
P = carga axial mayorada
p_a = definido en F.5.4.2 para el material del miembro conectado
d_f = diámetro del pasador
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.3-1)

El área neta de cualquier sección a cada lado del eje del miembro, medida a un ángulo de 45º o menos con el eje del miembro, debe ser por lo menos $0.9P\gamma_m/p_a$.

El ancho neto de la platina de apoyo en el agujero del pasador, medido normal al eje del miembro, no debe exceder ocho veces el espesor de la platina de apoyo.

El diámetro del agujero del pasador no debe exceder el diámetro del pasador en más del 5%.

Las platinas de los pasadores, y cualquier conexión entre ellas y el miembro, deben diseñarse para soportar una parte de la carga axial total proporcional a la parte correspondiente a la platina del área total de apoyo del pasador.

F.5.6.7 — UNIONES SOLDADAS — La guía de diseño dada aquí se aplica únicamente a soldaduras hechas usando las combinaciones recomendadas de material base y de aporte dadas en la tabla F.5.2.8.

Las guías de diseño dadas aquí se aplicaran a procesos de soldadura MIG para todos los espesores y el TIG solo para espesores de material hasta $t = 6.0$ mm y para reparación.

La versatilidad de la soldadura permite que las uniones entre miembros se hagan en formas diferentes. Para seleccionar el tipo de unión a usar, el diseñador debe considerar lo siguiente:

(a) El efecto de la unión sobre la resistencia estática del miembro (véase F.5.4.4)
(b) El efecto de la unión sobre la resistencia a la fatiga del miembro (véase F.5.7)
(c) La reducción de la concentración de esfuerzos mediante una apropiada selección de detalles
(d) La selección del detalle que permita que se hagan buenas soldaduras que se puedan inspeccionar adecuadamente
(e) La selección del detalle que evite la corrosión general y la local debida a hendiduras
(f) Los efectos de distorsión causada por la soldadura

F.5.6.7.1 — *Efecto de la soldadura en la resistencia estática* — La soldadura puede afectar la resistencia del material base en la vecindad de la soldadura, como se describe en detalle en F.5.4. En aleaciones no tratadas en caliente en la condición O ó F, el efecto de ablandamiento es insignificante y los efectos de la zona afectada por el calor pueden ignorarse. La unión es por lo tanto tan fuerte como el material base no soldado. La soldadura reduce la resistencia en las aleaciones tratadas en caliente, en la mayoría de las condiciones de tratamiento en caliente (series 6*** y 7***), y en las aleaciones no tratadas en caliente en cualquier condición de endurecimiento por trabajo (series 3*** y 5***). Para excepciones a esta regla general véase la tabla F.5.4.4-1, $k_z = 1$.

En miembros fabricados con un material que sufre reducción de resistencia, la soldadura debe ser preferiblemente paralela a la dirección de la carga aplicada. En lo posible se deben evitar las soldaduras transversales a la carga aplicada o colocarlas en regiones de bajo esfuerzo. Esta recomendación incluye los accesorios soldados estén o no requeridos para transmitir carga del miembro.

F.5.6.7.2 — *Efecto de la soldadura en la resistencia a la fatiga* — La resistencia a la fatiga de una unión depende de la severidad de la concentración de esfuerzos que puede generarse por la geometría general de la unión o por la geometría local de la soldadura. Las clasificaciones por fatiga de detalles de unión comúnmente usados se encuentran en F.5.7.3. La clasificación por fatiga puede usarse para seleccionar el detalle apropiado para la aplicación que brinde la mejor resistencia a la fatiga.

F.5.6.7.3 — *Corrosión* — Las uniones deben detallarse de modo que se eviten cavidades o hendiduras inaccesibles que puedan retener humedad o suciedad. Cuando dichas cavidades sean inevitables, deben sellarse con soldadura o compuestos protectores, o hacerlas accesibles para su inspección y mantenimiento.

F.5.6.7.4 — *Preparaciones de los bordes* — Las preparaciones de los bordes para uniones soldadas a tope o de filete, incluyendo el uso de platinas de respaldo permanentes o temporales deberán cumplir con las normas pertinentes (por ejemplo las normas inglesas BS 3019 parte 1 y BS 3571 parte 1). La preparación real debe ser aprobada como parte del procedimiento de soldadura.

F.5.6.7.5 — *Distorsión* — Cada soldadura causa encogimiento y distorsión, y sus efectos son más marcados en la construcción con aluminio que en las estructuras de acero. El encogimiento y la distorsión deben ser compensados o balanceados para mantener la forma y dimensión deseadas en la estructura terminada. El diseñador debe consultar al fabricante, en una fase temprana del diseño, sobre el método de soldadura, la distorsión y aspectos relacionados tales como secuencias de soldadura y uso de prensas.

F.5.6.7.6 — *Información dada al fabricante* — Se deben suministrar planos y especificaciones dando la siguiente información acerca de cada soldadura:

(a) Material base y de aportación
(b) Dimensiones de la soldadura
(c) Preparación de borde y posición de soldadura
(d) Proceso de soldadura
(e) Requisitos especiales tales como uniformidad del perfil de soldadura, precalentamiento y temperatura entre pasadas.
(f) Requisitos de control de calidad para:
(1) Aprobación del procedimiento de soldadura
(2) Aprobación del soldador
(3) Clase de calidad de soldadura (véanse las notas 1 a 3)
(4) Niveles de inspección de uniones soldadas
(5) Niveles de aceptación para calidad de soldadura
(6) Procedimiento de reparación de soldadura

NOTA 1 — Cuando no se especifica la clase de calidad de soldadura en los planos, se supone calidad "normal".

NOTA 2 — Cuando las acciones bajo carga mayorada no superan un tercio de la resistencia de diseño del miembro o de la unión, por ejemplo puede gobernar la rigidez, se acepta una calidad y un grado de inspección inferiores. Esto se aplica tanto a la resistencia estática como a la resistencia a la fatiga. En este caso se puede especificar un nivel "mínimo" de calidad.

NOTA 3 — Cuando las uniones se diseñan sobre los requisitos de resistencia a la fatiga, consulte F.5.7.8.5.

F.5.6.7.7 — *Soldaduras a tope* — Soldaduras de penetración parcial en un solo lado y soldaduras a tope intermitentes no se deben usar para transmitir fuerzas de tensión, ni para transmitir un momento flector respecto al eje longitudinal de la soldadura.

El espesor de garganta efectivo de una soldadura a tope de penetración parcial (véanse las figuras F.5.6.7-1 (b) y (c) debe tomarse como:

(a) La profundidad de la preparación de la soldadura cuando ésta es del tipo J o U
(b) La profundidad de la preparación de la soldadura menos 3 mm o el 25%, lo que sea menor, cuando es del tipo V o biselada

También es posible determinar el espesor de garganta por tanteos. Si se hace ésto, el espesor de la garganta no debe tomarse mayor que la penetración consistentemente lograda, ignorando el refuerzo de la soldadura. Se puede suponer penetración total en una soldadura a tope por un solo lado si se usa una platina de respaldo. Se puede tener en cuenta una soldadura de filete superpuesta en una unión en T.

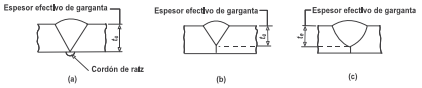
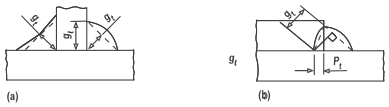


Figura F.5.6.7-1 — Garganta efectiva de soldaduras a tope



g_r : longitud de la garganta de la soldadura
g_l : longitud del lado de la soldadura
p_t : penetración

Figura F.5.6.7-2 — Garganta efectiva de soldaduras de filete

F.5.6.7.8 — *Soldaduras de filete* — Soldaduras de filete en un solo lado no deben usarse para transmitir momentos respecto de sus propios ejes. Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes sólo si la distancia entre los extremos de soldaduras adyacentes, en línea o escalonadas sobre lados alternos de la pieza, no excede lo menor de lo siguiente:

(a) 10 veces el espesor del material base más delgado o 300 mm, si está a compresión o cortante
(b) 24 veces ese espesor o 300 mm, si está a tensión

En una línea de soldaduras intermitentes debe haber una soldadura en cada extremo de la pieza conectada. La resistencia de diseño de una unión con soldadura de filete se da en F.5.6.9.2.

Una soldadura de filete debe ser continua alrededor de la esquina en el extremo o lado de una pieza, con una longitud más allá de la esquina de no menos dos veces la longitud del lado de la soldadura. Véase el literal (f) de F.5.4.4.3 para el efecto de traslapar zonas afectadas por el calor.

Si se usan dos soldaduras de filete longitudinales solas en una conexión de extremo traslapada, la longitud de cada una no debe ser menor que la distancia entre ellas.

La garganta de una soldadura de filete (g_t), véase la figura F.5.6.7-2 (a), es la altura de un triángulo que puede ser inscrito dentro de la soldadura y medida perpendicular a su lado exterior. Excepcionalmente, la garganta de una soldadura de filete puede ser tomada incluyendo cualquier penetración especificada, p_t, siempre que los tanteos demuestren satisfactoriamente al diseñador que dicha penetración puede ser lograda consistentemente. Se puede suponer una garganta grande si los tanteos durante el procedimiento muestran que la penetración necesaria más allá de la raíz nominal puede ser consistentemente obtenida, por ejemplo, mediante soldadura automática (véase la figura F.5.6.7-2 (b)).

El área efectiva de una soldadura de filete es su dimensión de garganta (g_t) multiplicada por su longitud efectiva, excepto que, para soldaduras de filete en agujeros o ranuras, el área efectiva no debe ser mayor que el área del agujero o ranura. La longitud efectiva se define en F.5.6.9.2.

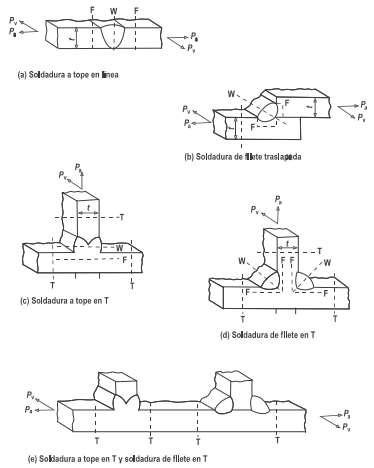
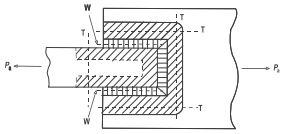


Figura F.5.6.7-3 — Planos de falla para revisión estática de uniones soldadas

continua ...



(f) Líneas de falla potencial mostradas en una vista en planta de un extremo de la unión

Convenciones: (véanse las figuras F.5.6.7-1 y F.5.6.7-2)
W : metal de aporte
F : zona afectada por el calor (frontera de fusión)
T : zona afectada por el calor (borde)
el ancho de la zona es **t** para filetes
_____ es el plano de la falla
soldadura a tope : el plano es igual al espesor de la lámina
soldadura de filete: el ancho del plano es el ancho de la longitud del lado de la soldadura
El área sombreada es la zona afectada por el calor

Figura F.5.6.7-3 (cntinuación) — Planos de falla para revisión estática de uniones soldadas

F.5.6.8 — RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS — En el diseño de uniones soldadas se deben considerar la resistencia del metal de aporte y la resistencia del material en la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de la soldadura (véase F.5.4.4 y la figura F.5.6.7-3). Los esfuerzos límites para el material de la zona afectada por el calor se tratan en F.5.6.9. La capacidad de deformación de la unión se mejora cuando la resistencia de diseño de la soldadura es mayor que la del material adyacente en la zona afectada por el calor.

F.5.6.8.1 — *Grupos de soldaduras* — Una unión soldada consistente de un grupo de soldaduras debe diseñarse sobre la base de una distribución realista de esfuerzos entre las soldaduras relacionada con su rigidez relativa. es esencial mantener el equilibrio con las cargas externas mayoradas.

F.5.6.8.2 — *Esfuerzo límite del metal de aporte* — El alambre de metal de aportación para uso en construcción soldada debe ser escogido de acuerdo con la tabla F.5.2.7-1.

Los valores del esfuerzo límite del metal de aporte p_w (en kgf/mm²) para las combinaciones permitidas de material base y de aportación mostradas en la tabla F.5.2.7-1, se dan en la tabla F.5.6.8-1.

Tabla F.5.6.8-1
Esfuerzos límite del metal de aporte p_w

Material base								
Aleaciones no tratadas en caliente						Aleaciones tratadas en caliente		
1200	3103 3105	5251	5454	5154A	5083	6063	6061 6082	7020
kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²
5.5	8.0	20.0	19.0	21.0	24.5	15.0	19.0	25.5

NOTA. Cuando se usan materiales base disímiles, se debe tomar el menor de los esfuerzos límite para el material de aporte. Si la soldadura se hace con materiales base no incluidos en la tabla F.5.6.8-1 o en el apéndice F.5.C, el valor del esfuerzo límite del material de aporte se debe obtener experimentalmente.

F.5.6.8.3 — *Esfuerzo límite en la zona afectada por el calor* — Los esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} para el material en la zona afectada por el calor se dan en la tabla F.5.6.8-2, donde p_{az} y p_{vz} son, respectivamente, el esfuerzo límite directo y de cortante.

Pueden necesitarse valores más altos de esfuerzo límite para materiales de aporte particulares (véase apéndice F.5.C).

Tabla F.5.6.8-2
Esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} en la zona afectada por el calor

Aleaciones no tratadas en caliente (nota 1)			Aleaciones tratadas en caliente			
Aleación base	p_{az} kgf/mm²	p_{vz} kgf/mm²	Aleación base	Condición	p_{az} kgf/mm²	p_{vz} kgf/mm²
1200	2.5	1.5	6061	T6	14.5	8.5
3103	3.5	2.0	6063	T4	8.5	5.0
3015	4.0	2.5		T5	9.5	5.5
5083	15.0	9.0		T6	9.5	5.5
5154A	10.0	6.0	6082	T4	14.0	8.5
5251	7.0	4.0		T6	15.0	9.0
5454	9.5	5.5	7020	T4	17,0(A)	10.0
				T4	21,0(B)	12.5
				T6	18,0(A)	11.0
				T6	24,0(B)	14.5
					(nota 2)	

NOTA 1. Se suministran todas las condiciones (véase la tabla F.5.4.4-1).
NOTA 2. Refiérase al literal (b) de F.5.4.4.2 para ver la aplicabilidad de los valores A y B para el material 7020.

F.5.6.9 — RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS

F.5.6.9.1 — *Metal de soldadura a tope* — Una soldadura a tope de penetración parcial o completa solo se usaran para piezas resistentes cuando se verifique mediante ensayos que no se manifiestan defectos de soldadura. Para una soldadura a tope sometida a cortante y carga axial debe proporcionarse de modo que:

$$\left(\sigma_1^2 + 3\tau_2^2\right)^{1/2} \le \phi p_w \qquad \textbf{(F.5.6.9-1)}$$

Donde:
σ_1 = esfuerzo normal perpendicular a la sección de la garganta bajo carga mayorada
τ_2 = esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de la garganta paralela al eje de la soldadura bajo carga mayorada
p_w = esfuerzo límite del metal de aporte (véase F.5.6.8.2)
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad para el metal de aporte (véase la tabla F.5.3.3-1)

Para una soldadura a tope con una carga de tensión oblicua (véase la figura F.5.6.9-1), la resistencia de diseño P_{RB} está dada por:

$$P_{RB} = \phi p_w l_e t_e \left(1 + 2\cos^2\theta\right)^{-1/2} \qquad \textbf{(F.5.6.9-2)}$$

Donde:
l_e = longitud efectiva de la soldadura

La longitud efectiva de la soldadura es la longitud total de la soldadura cuando se evitan las imperfecciones en los extremos mediante el uso de platinas de arranque y terminación. De otro modo, es la longitud total menos dos veces el ancho de soldadura (véase la figura F.5.6.9-1).

t_e = espesor de garganta efectivo de la soldadura (véase F.5.6.7.7)
θ = ángulo entre la línea de la soldadura a tope y la línea de acción de la carga externa (véase la figura F.5.6.9-1)

El esfuerzo de diseño del metal de aporte a compresión puede ser tomado igual al de tensión, excepto cuando pueda ocurrir pandeo.

Cuando el material base es de diferente espesor en cada lado de la soldadura, se debe investigar la posibilidad de un efecto de concentración de esfuerzos.

Cuando la soldadura está sometida a flexión en su plano, la resistencia de diseño por unidad de longitud puede encontrarse omitiendo l_e en la expresión para P_{RB}.

Para una unión sin fuerzas de cortante externas y con la línea de la soldadura a tope perpendicular a la línea de acción de la carga externa, $\theta = 90°$, $\tau_2 = 0$ y la resistencia de diseño será:

$$P_{RB} = \phi p_w l_e t_e \qquad \text{(F.5.6.9-3)}$$

Para una fuerza cortante externa paralela a la línea de la soldadura a tope, la resistencia de diseño será:

$$P_{RB} = \phi \frac{p_w l_e t_e}{\sqrt{3}} \qquad \text{(F.5.6.9-4)}$$

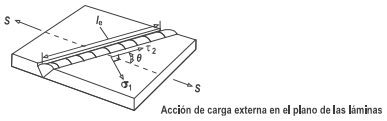


Figura F.5.6.9-1 — Diseño de soldadura a tope

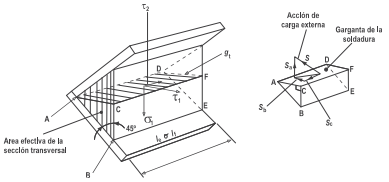
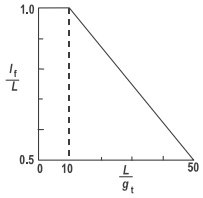


Figura F.5.6.9-2 — Diseño de soldadura de filete



NOTA: Esta figura sólo se aplica si $L/g_t < 50$

Figura F.5.6.6.9-3 — Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales

F.5.6.9.2 — *Metal de soldadura de filete* — Para el cálculo de una soldadura de filete, la sección de la garganta deberá ser tomado en base al espesor dominante de las partes a unir, dado que la resistencia real de una soldadura de filete queda definida por la garganta y las fuerzas actuantes en dicha sección. Una soldadura de filete debe proporcionarse de modo que se satisfaga la siguiente expresión:

$$\left[\sigma_1^2 + 3\left(\tau_1^2 + \tau_2^2\right)\right]^{1/2} \le \phi 0.85 p_w \qquad \text{(F.5.6.9-5)}$$

Donde:

p_w, σ_1, γ_2, ϕ definidos en F.5.6.9.1

τ_1 = esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de garganta perpendicular al eje de la soldadura

La relación entre σ_1, τ_1 y τ_2 está gobernada por la dirección de la acción de carga externa, S, en el sitio de la soldadura (véase la figura F.5.6.9-2).

Para una soldadura de filete transversal simple (carga aplicada perpendicularmente a la longitud de la soldadura), $\sigma_1 = \tau_1$, $\tau_2 = 0$ y la resistencia de diseño se obtiene como sigue:

$$P_{RF} = \phi \frac{0.85 p_w l_e g_t}{\sqrt{2}} \qquad \text{(F.5.6.9-6)}$$

Donde: l_e es la longitud efectiva de la soldadura (igual que en soldaduras a tope).

Para una soldadura de filete longitudinal simple (carga aplicada paralelamente a la longitud de la soldadura), $\sigma_1 = \tau_1 = 0$ y la resistencia de diseño depende sólo de γ_2:

$$P_{RF} = \phi \frac{0.85 p_w l_f g_t}{\sqrt{3}} \qquad \text{(F.5.6.9-7)}$$

Donde: l_f es la longitud efectiva de la soldadura de filete.

El valor de l_f está influenciado por la longitud total de la soldadura, como se indica en la figura F.5.6.9-3, la que da una guía sobre la variación de l_f con L, donde L es la longitud total de soldadura. La figura F.5.6.9-3 se basa en resultados experimentales.

Cuando la distribución de esfuerzos a lo largo de la soldadura corresponde a la del material base adyacente como, por ejemplo, en el caso de una soldadura que conecta la aleta y el alma de una viga ensamblada, la longitud efectiva se toma como si fuera una soldadura a tope. Si la soldadura está sometida a flexión en su plano, la resistencia de diseño por unidad de longitud puede ser encontrada omitiendo l_e o l_f en la expresión de P_{RF}.

F.5.6.9.3 — *Zonas afectadas por el calor* — La resistencia de diseño de una zona afectada por el calor adyacente a una soldadura (véanse las figuras F.5.6.7-1, F.5.6.7-2 y F.5.6.7-3) está dada por:

(a) ***Fuerza de tensión directa normal al plano de falla*** (véase la figura F.5.6.7-3):

(1) Soldadura a tope:

$P_{RFB} = \phi p_{az} L t_e$ (en la frontera de fusión) **(F.5.6.9-8)**

$P_{RTB} = \phi p_{az} L t$ (en el borde de la soldadura, véase la figura F.5.6.7-3) **(F.5.6.9-9)**

Donde:

P_{RFB} y P_{RTB} = resistencias directas de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura a tope

p_{az} = esfuerzo directo límite en la zona afectada por el calor

L = longitud total de la soldadura

(2) Soldadura de filete:

$P_{RFF} = \phi p_{az} L g_t$ (en la frontera de fusión) **(F.5.6.9-10)**

$P_{RTF} = \phi p_{az} L t$ (en el borde de la soldadura, véase la figura F.5.6.7-3 y F.5.6.9.3 (d)) **(F.5.6.9-11)**

Donde:

P_{RFF}, P_{RTF} = resistencias directas de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura de filete

(b) ***Fuerza cortante en el plano de falla*:**

(1) ***Soldadura a tope:***

$V_{RFB} = \phi p_{vz} L t$ (en la frontera de fusión) **(F.5.6.9-12)**

$V_{RTB} = \phi p_{vz} L t$ (en el borde de la soldadura, véase la figura F.5.6.7-3) **(F.5.6.9-13)**

Donde:

V_{RFB}, V_{RTB} = resistencias de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura a tope

(2) Soldadura de filete:

$V_{RFF} = \phi p_{vz} L g_t$ (en la frontera de fusión) **(F.5.6.9-14)**

$V_{RTF} = \phi p_{vz} L t$ (en el borde de la soldadura, véase la figura F.5.6.7-3 y F.5.6.9.3 (d)) **(F.5.6.9-15)**

Donde:

V_{RFF}, V_{RTF} = resistencias de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura de filete

(c) Cuando hay una combinación de cortante y fuerza directa sobre la zona afectada por el calor, estas fuerzas deben limitarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{S_a}{P_{RZ}}\right)^2 + \left(\frac{S_b}{V_{RZ}}\right)^2 \le 1 \qquad \text{(F.5.6.9-16)}$$

Donde:

S_a, S_b = acciones de carga externas de cargas mayoradas directa y cortante, sobre la zona afectada por el calor

P_{RZ}, V_{RZ} = resistencias de diseño de carga directa y cortante de la zona afectada por el calor

(d) Cuando se revisa la resistencia de diseño de una soldadura de filete en el borde de la soldadura, se debe tener en cuenta que, para secciones más gruesas, la zona afectada por el calor no se extiende en todo el espesor y debe tomarse un valor de t más pequeño (véase la figura F.5.4.4-1 (i) y el literal (a) de F.5.4.4.3).

(e) Cuando el plano de falla está sometido a flexión en su plano, la resistencia de diseño puede expresarse en términos de resistencia por unidad de longitud, omitiendo L en las anteriores ecuaciones.

(f) Cuando el plano de falla está sometido a flexión en su plano y cortante, la resistencia de diseño por unidad de longitud debe reducirse para tener en cuenta los efectos combinados de cortante y esfuerzo directo (véase F.5.6.9.3 (c)).

F.5.6.10 — UNIONES PEGADAS

F.5.6.10.1 — *Generalidades* — Se pueden lograr uniones estructurales en aluminio utilizando adhesivos. El procedimiento requiere una técnica experta y debe ser usado con gran cuidado. Siempre se requerirá contar con el aval del Comité Permanente del Reglamento.

Las uniones pegadas son apropiadas para soportar cargas de cortante pero no deben ser usadas a tensión o cuando la carga pueda causar descascaramiento u otras fuerzas que traten de abrir la unión.

Las cargas deben estar soportadas por un área tan grande como sea posible. Incrementando el ancho de las uniones usualmente se incrementa la tasa pro-resistencia. Incrementar la longitud sólo es benéfico para traslapos muy cortos.

El comportamiento de uniones pegadas grandes puede mejorarse reduciendo los esfuerzos por descascaramiento y separación en capas y reduciendo las concentraciones de esfuerzo en el extremo de los traslapos. Es útil redondear los extremos de los traslapos e introducir piezas de compensación.

Las uniones pegadas deben tener soporte adicional después de ensambladas durante un período necesario para permitir el desarrollo de la resistencia óptima del adhesivo. Se deben evitar las bolsas de aire atrapado.

Hay muchos adhesivos disponibles siendo, generalmente, cada uno apropiado para un solo rango específico de aplicaciones y condiciones de servicio. Las cualidades del adhesivo en todo lo que respecta a su uso en una estructura particular durante su vida, deben ser demostradas a satisfacción por el diseñador, quien debe asesorarse de especialistas durante todas las fases del diseño y la construcción.

La especificación de un sistema de unión debe comprender la preparación de las superficies a adherir, el adhesivo, los procesos de aplicación y curado y debe ser seguida estrictamente ya que cualquier variación en cualquier paso puede afectar severamente el comportamiento de la unión.

F.5.6.10.2 — *Resistencia de diseño* — La resistencia de diseño de una unión pegada está influenciada por los siguientes factores:

(a) Los procedimientos de preparación de la superficie antes de pegar
(b) La dirección de los esfuerzos en la unión
(c) El tamaño y la forma de los componentes a unir
(d) El espesor de la línea de pegante
(e) Los procedimientos de ensamblaje y curado
(f) La temperatura y el ambiente de servicio
(g) La vida de diseño

A menos que se disponga de datos de ensayos válidos, la resistencia de la unión debe establecerse experimentalmente. Generalmente, se deben hacer uniones de muestra a escala natural usando los mismos

procedimientos de fabricación empleados en las uniones reales. La prueba debe realizarse con una construcción similar de la unión y con una carga como la que soporta la estructura real. Se deben hacer, como mínimo, cinco ensayos para establecer la media y la desviación estándar de las cargas de falla. La resistencia de diseño de una unión pegada, P_{RG}, está entonces dada por:

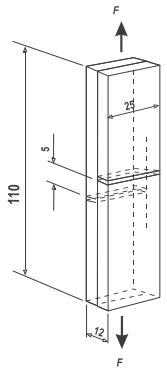
$$P_{RG} = \phi\left(R_m - 2S_d\right) \qquad \text{(F.5.6.10-1)}$$

Donde:

R_m = media de las cargas de falla
S_d = desviación estándar de las cargas de falla
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad para uniones pegadas (véase la tabla F.5.3.3-1), es igual a 0.3

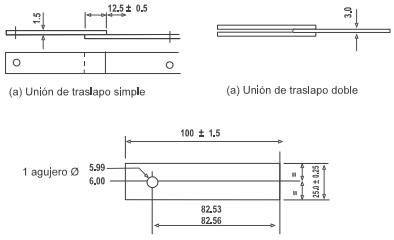
El factor ϕ debe incrementarse con relación a la pérdida de calidad de desempeño del adhesivo en condiciones extremas de temperatura y ambiente de operación.

F.5.6.10.3 — *Ensayos* — Los datos de ensayos del fabricante pueden ser usados como los valores más optimistas para el diseño inicial. Generalmente, estos datos son dados para probetas de ensayo al corte unidas con una capa gruesa de adhesivo tal como se muestra en la figura F.5.6.10-1. Cuando sólo están citadas las resistencias medias, S_d debe tomarse como $0.1R_m$.



Todas las dimensiones están en milímetros

Figura F.5.6.10-1 — Ensayo de corte con capa gruesa de adhesivo



(c) Posición del agujero del pasador en los especímenes de unión

Todas las dimensiones están en milímetros.

Figura F.5.6.10-2 — Especímenes de ensayo de lámina delgada

Los ensayos con láminas delgadas traslapadas (como los descritos en la norma inglesa BS 5350: Parte C5) pueden usarse con el propósito de hacer comparaciones, estudios de durabilidad, determinar el tratamiento de la superficie, condiciones de curado, etc. Los valores de la resistencia serán bajos debido a la tendencia de esta unión a descascararse y serán conservadores si se usan para cálculos de diseño estructural (véase la figura F.5.6.10-2).

F.5.7 — FATIGA

F.5.7.1 — GENERALIDADES — Esta sección contiene condiciones específicas para la valoración de la fatiga. Los datos se aplican a elementos formados con extrusiones, planchas, láminas delgadas y tiras, no deben usarse para piezas coladas o forjadas en caliente. Los diseñadores que deseen emplear piezas coladas o forjadas en caliente bajo condiciones de fatiga, deberán consultar con los fabricantes y seguir un procedimiento apropiado expedido por entidades de reconocida autoridad.

Esta sección da recomendaciones para la evaluación analítica. Como los datos suministrados pueden no ser adecuados para todas las aplicaciones, en este caso, se pueden obtener datos adicionales mediante ensayos (Véase F.5.8). Los datos obtenidos de acuerdo con F.5.8 pueden usarse sustituyendo los datos de diseño dados en F.5.7.

F.5.7.1.1 — *Influencia de la fatiga en el diseño* — Las estructuras sujetas a cargas de servicio fluctuantes pueden resultar propensas a fallar por fatiga. El grado de cumplimiento con los criterios de estado límite estático dados en F.5.3 y F.5.4 puede no ser suficiente para controlar el riesgo de falla por fatiga.

Es necesario establecer, tan pronto como sea posible, el límite para el cual la fatiga controla el diseño. Para hacer ésto, los siguientes factores son importantes.

(a) Debe existir una predicción exacta de la secuencia de carga de servicio completa a lo largo de la vida de diseño.
(b) Debe estimarse con exactitud la respuesta elástica de la estructura bajo esas cargas.
(c) El diseño de detalles, los métodos de fabricación y el grado de control de calidad pueden tener una gran influencia en la resistencia a la fatiga y se deben definir con mayor precisión que como se requiere para miembros estáticamente controlados. Esto puede tener una influencia significativa sobre los costos de diseño y construcción.

F.5.7.1.2 — *Mecanismo de falla* — La falla por fatiga usualmente se inicia en un punto de alta concentración de esfuerzo, particularmente donde existen discontinuidades repentinas. Las grietas de fatiga se extienden incrementalmente bajo la acción del cambio cíclico de esfuerzos. Normalmente, permanecen estables bajo carga constante. La falla última ocurre cuando la sección transversal restante es insuficiente para soportar la carga pico de tensión aplicada en todas partes.

Las grietas de fatiga se propagan, aproximadamente en ángulos rectos, en la dirección del rango máximo de esfuerzo principal. La tasa de propagación es proporcional a, por lo menos, la tercera potencia del producto del rango de esfuerzo y la raíz cuadrada de la longitud total de la grieta. Por esta razón, el crecimiento de las grietas es lento en las fases tempranas y las grietas por fatiga tienden a ser poco llamativas durante la mayor parte de su vida. Esto puede generar problemas para su detección durante el servicio.

F.5.7.1.3 — *Sitios potenciales para grietas de fatiga* — Los sitios de inicio más comunes para grietas de fatiga son los siguientes:

(a) Bordes y raíces de soldaduras de fusión
(b) Esquinas acabadas a máquina y agujeros taladrados
(c) Superficies bajo alta presión de contacto (desgaste)
(d) Raíces de roscas de conectores

F.5.7.1.4 — *Condiciones de susceptibilidad a la fatiga* — Las principales condiciones que afectan el comportamiento ante fatiga son las siguientes:

(a) ***Relación alta entre carga dinámica y carga estática* —** Las estructuras móviles o de levante, tales como vehículos de transporte terrestre o marino, grúas, etc., son más propensas a problemas de fatiga que las estructuras fijas, a menos que estas últimas soporten predominantemente cargas móviles, como en el caso de puentes.

(b) ***Frecuentes aplicaciones de carga* —** Esto tiene como resultado un alto número de ciclos durante la vida de diseño. Las estructuras esbeltas y los miembros con bajas frecuencias naturales están particularmente predispuestos a resonancia y, por consiguiente, la magnificación del esfuerzo dinámico, aunque los esfuerzos estáticos de diseño son bajos. Las estructuras sometidas predominantemente a cargas de fluidos tales como el viento y las estructuras que soportan maquinaria, deben ser revisadas cuidadosamente para efectos de resonancia.

(c) ***Uso de soldadura* —** Algunos detalles soldados comúnmente usados tienen baja resistencia a la fatiga. Esto es aplicable no sólo a uniones entre miembros sino también a cualquier accesorio de un miembro cargado, sea o no considerada la conexión resultante como estructural.

(d) ***Complejidad del detalle de la unión* —** Las uniones complejas frecuentemente conllevan altas concentraciones de esfuerzos debidas a variaciones locales de rigidez en el camino de la carga. Mientras que ésto puede tener poco efecto en la capacidad estática última de la unión, puede tener un efecto severo en la resistencia a la fatiga. Si la fatiga es dominante, la forma de la sección transversal del miembro debe ser seleccionada para asegurar la uniformidad y simplicidad del diseño de la unión de modo que los esfuerzos puedan ser calculados y se puedan asegurar las normas adecuadas de fabricación e inspección.

(e) ***Ambiente* —** En ciertos ambientes térmicos y químicos, puede haber reducción de la resistencia a la fatiga.

F.5.7.2 — CRITERIOS DE DISEÑO POR FATIGA — Se recomienda que, en lo posible, las estructuras de aluminio sean diseñadas sobre la base de brindar una vida segura. El método de evaluación dado en este numeral está diseñado para asegurar que la probabilidad de falla por fatiga durante la vida de la estructura sea comparable con la de otros modos de falla para estado límite último.

Puede haber circunstancias en las que la severidad de la carga, el grado de redundancia y la facilidad de inspección y reparación sean tales que un acercamiento de seguridad en la falla o tolerancia de daño pueda justificarse en términos económicos. En este caso, los márgenes de seguridad pueden reducirse respecto a los requeridos para un diseño de vida segura. En F.5.3 se da una guía sobre esto.

F.5.7.2.1 — *Criterio de falla por fatiga* — La base del diseño por fatiga usada aquí es que la vida requerida será alcanzada siempre que

$$f_r^m N \le K_2 \qquad \text{(F.5.7.2-1)}$$

Donde:

N = número de ciclos de un rango de esfuerzo f_r necesarios para la falla
K_2 = constante que depende de la clase de detalle y busca asegurar una alta probabilidad de supervivencia (véase F.5.7.8.1)
f_r = rango de esfuerzo principal del detalle, es constante para todos los ciclos
m = pendiente inversa de las curvas f_r-N, es constante para la mayoría de las clases de detalle

Tabla F.5.7.2-1
Clasificación tipo 1: detalles no soldados

Forma del producto	Secciones laminadas o extruidas						
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	Saliendo de cualquier soldadura						
	Saliendo de cualquier conexión o parte estructural			En una conexión traslapada o empalmada sujetada con:			
	Sobre un miembro de sección transversal constante o ligeramente variable	En cualquier borde interno o externo		En un agujero pequeño (puede contener un perno para un accesorio menor)	Pernos que trabajan por fricción	Remaches	Pernos que trabajan por aplastamiento
Requisitos dimensionales	Sin agujeros ni esquinas entrantes	Radio de cualquier apertura o esquina entrante mayor o igual a t		Diámetro del agujero menor o igual a $3t$			
Requisitos de fabricación	Todas las superficies deben ser laminadas, extruidas o maquinadas con un acabado suave en la dirección de f_r		Superficies maquinadas o pulidas con esmeril en la con esmeril en la dirección de f_r	Agujeros taladrados o sacados			
					Apretados hasta la carga de prueba del tornillo	Colocados en frío	Tuercas aseguradas mecánicamente o por medio de un sellante
Requisitos especiales de inspección	Probar que la superficie esté libre de defectos usando un ensayo de colorante penetrante						
Área de esfuerzos de diseño		Área neta de la sección transversal					
Parámetro especial de esfuerzos de diseño		Use el coeficiente de concentración de esfuerzos en aperturas o esquinas entrantes					
Tipo número	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Clase máxima permitida	60	60	50	35	29	29	17

En la mayoría de los propósitos estructurales prácticos, los detalles no experimentan historias de esfuerzo de amplitud constante. El tratamiento para carga general se da en F.5.7.3.

El método para derivar el rango, o rangos, de esfuerzo apropiado f_r se da en F.5.7.4 y F.5.7.6. En F.5.7.7 se dan las clasificaciones para los tipos de detalle más comúnmente usados. Los valores de K_2 y m están dados en F.5.7.8.

Si los datos de resistencia a la fatiga usados son los dados en F.5.7.8 y la carga cumple con F.5.7.4, entonces el valor del coeficiente general de carga γ_f debe ser tomado como uno.

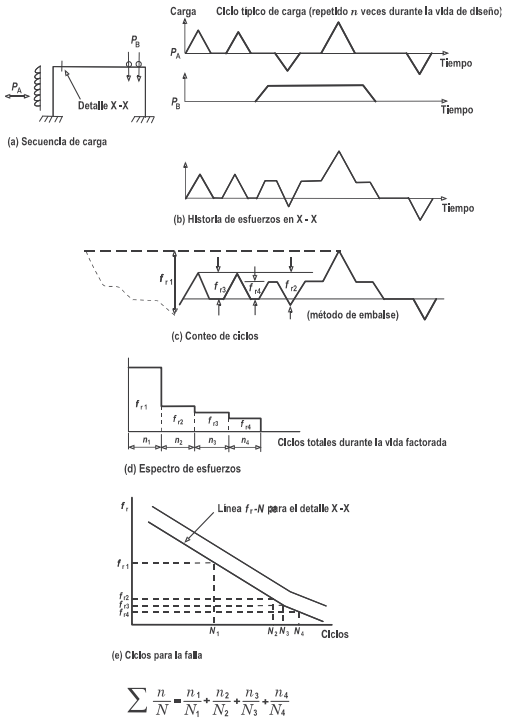


Figura F.5.7.2-1a — Procedimiento de evaluación de la fatiga

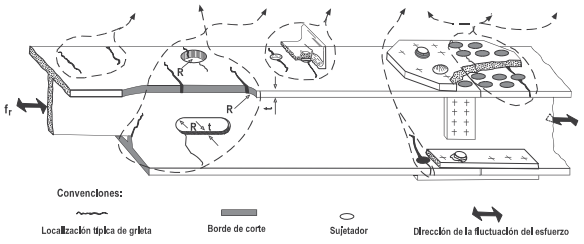


Figura F.5.7.2-1b — Clasificación tipo 1: detalles no soldados

F.5.7.3 — PROCEDIMIENTO DE ESTIMACION DE LA FATIGA — Un miembro estructural puede contener varios sitios potenciales de iniciación de grietas por fatiga. Las regiones de la estructura que tienen las más altas fluctuaciones de esfuerzos y/o las más severas concentraciones de esfuerzos deben ser normalmente revisadas primero. El procedimiento básico es el siguiente (véase la figura F.5.7.2-1a):

- **(a)** Se obtiene un estimativo del límite superior de la secuencia de carga de servicio para la vida de diseño de la estructura (véase F.5.7.4 y apéndice F.5.B)
- **(b)** Se estima la historia de esfuerzo resultante para el detalle (véase F.5.7.5)
- **(c)** Se reduce la historia de esfuerzo a un número equivalente de ciclos (n) de diferentes rangos de esfuerzo f_r usando una técnica de conteo de ciclos (véase F.5.7.6.1)
- **(d)** Se ordenan los ciclos en orden descendente de amplitud, f_{r1}, f_{r2}, para formar un espectro de esfuerzo (véase F.5.7.6.2)
- **(e)** Se clasifica el detalle de acuerdo con las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2 y, F.5.7.7. Para la clasificación apropiada y el rango de esfuerzo de diseño (f_{r1}, etc.), encontrar la resistencia a la fatiga permisible (N_1, etc.) usando F.5.7.8.1.Cuando se haya decidido usar un valor de γ_{mf} diferente de la unidad, ésto debe ser tomado en cuenta para fijar los valores de los rangos de esfuerzo de diseño (véase F.5.3.6.2).
- **(f)** Sumar el daño total para todos los ciclos usando el gran total de Miner:

$$\text{vida estimada} = \frac{\text{vida de diseño mayorada}}{\sum n/N} \qquad \text{(F.5.7.3-1)}$$

Si la $\sum n/N$ excede la unidad entonces se deben reducir los rangos de esfuerzo en ese punto o se debe cambiar el detalle por uno de clase más alta (véase F.5.7.7).

Tabla F.5.7.3-1
Clasificación tipo 2: detalles soldados sobre la superficie del miembro

Forma del producto	Secciones laminadas o extruidas y miembros ensamblados										
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	En un accesorio largo soldado (en dirección de *l*)								En un accesorio corto		En cualquier accesorio
	Saliendo del extremo de la soldadura			En un bache intermedio en una soldadura longitudinal	En el agujero de una copa	En el extremo de la soldadura					
					Accesorio angosto	Accesorio ancho					
						Sobre un lado únicamente	Sobre ambos lados simétricamente				En el borde de un miembro
Requisitos dimensionales	Soldadura a tope de penetración total			Soldadura de filete		Soldadura no sobre el borde de un miembro					Soldadura sobre el borde de un miembro
				Intermitente: *m/h* menor o igual a 2.5		Longitud de soldadura *l* (paralela a f_r) mayor de 50 mm			*l* mayor de 25 mm y menor o igual a 50 mm	*l* menor o igual a 25 mm	
					Ancho de accesorio *w* menor o igual a 50 mm	*w* mayor de 50 mm					
Requisitos de fabricación	Pulir para suavizar cualquier socavadura en los bordes del miembro										Pulir cualquier socavadura
	Cepillar a ras cualquier sobrellenado	No parar-arrancar automático	Parar-arrancar libre de pérdida de fusión								Evitar traslapos con retorno redondo de la soldadura (ver *z*)
Requisitos especiales de inspección	Probar que las superficies soldadas estén libres de grietas y pérdida de fusión mediante ensayo con colorante penetrante										
	Radiografía										
Área de esfuerzos de diseño	Sección transversal mínima del miembro en el punto de localización de la iniciación potencial del agrietamiento										
Parámetro especial de esfuerzos de diseño							Angulo de dispersión de esfuerzos 1 en 2 en ambos lados				
Tipo número	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	2,1	2,11
Clase máxima permitida	50	42	35	29	24	20	17	20	24	29	17

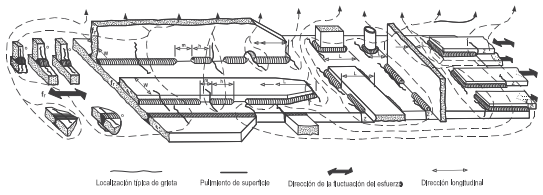


Figura F.5.7.3-1 — Clasificación tipo 2: detalles soldados sobre la superficie del miembro

Tabla F.5.7.3-2
Clasificación tipo 3: detalles soldados en las conexiones extremas de un miembro

Forma del producto	Planchas y extrusiones planas			Formas laminadas, formadas o extruidas (incluyendo secciones planas)							
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	En una unión soldada transversal										En la garganta de la soldadura
	Dos láminas simples unidas extremo a extremo			Dos miembros unidos extremo a extremo			Con un tercer miembro en la unión		Extremo de un miembro unido al lado de otro		En cualquier unión parcialmente fundida
Requisitos dimensionales	Áreas longitudinales en línea										
	Soldadura a tope de penetración total										
	Igual ancho	Cualquier cambio de ancho menor o igual a una pendiente 1 en 4					Soldadura a tope de penetración parcial o soldadura de filete		Soldadura a tope de penetración total	Soldadura a tope de penetración parcial o soldadura de filete	
	Igual espesor	Cualquier cambio de espesor menor o igual a una pendiente 1 en 4		Perfil similar			(también se aplica si el tercer miembro es angosto y pasa a través del primero)				
Requisitos de fabricación	Soldado en ambos lados			Soldado en un solo lado únicamente		Desalineamiento con pendiente menor o igual a 1 en 4	Soldado continuamente alrededor de la unión si el ancho lo permite, si no pulir a ras los extremos de la soldadura (ver X)				
	Desalineamiento con pendiente menor o igual a 1 en 4	Con el incremento de la clase, se incrementan las restricciones sobre el perfil y otras discontinuidades de la soldadura		No se permite punteo permanente en los 10 mm a partir del borde			Desalineamiento máximo de miembros principales: menor o igual a $0.5t_2$				
	Cepillar a ras el sobrellenado			Sobre platina de respaldo permanente	Sin respaldo	Cepillar a ras el refuerzo					
	Usar platinas de continuidad y escurrimiento, pulir los extremos de la soldadura para suavizarlos										
	Limar o pulir cualquier socavadura, particularmente en las esquinas externas										
Requisitos especiales de inspección	Incrementar, con la clase, el uso de colorantes permanentes, radiografías y métodos de ultrasonido para verificar la ausencia de discontinuidades detrimentales						Todas las regiones esforzadas a través de la dirección del espesor deben estar libres de rolado laminar o discontinuidades de extrusión				
Área de esfuerzos de diseño	Sección transversal mínima del miembro en el punto de localización potencial del agrietamiento										Área de garganta efectiva
Parámetro especial de esfuerzos de diseño							Use el coeficiente de concentración de esfuerzos a menos que el tercer miembro sea una platina o tenga platinas de continuidad		Se debe usar el coeficiente de concentración de esfuerzos		
Tipo número	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	3,1	3,11
Clase máxima permitida	42	35	29	24	17	24	24	20	24	20	14

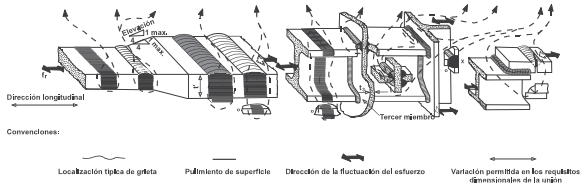


Figura F.5.7.3-2 — Clasificación Tipo 3: detalles soldados en las conexiones extremas de un miembro

F.5.7.4 — CARGA DE FATIGA — Todas las fuentes de esfuerzo fluctuante en la estructura deben ser identificadas:

- **(a)** Cargas móviles superpuestas, incluyendo vibraciones de maquinaria en estructuras estacionarias
- **(b)** Cargas ambientales tales como viento, olas, etc.
- **(c)** Fuerzas de aceleración en estructuras móviles
- **(d)** Cambios de temperatura

La carga para fatiga normalmente se describe en términos de un espectro de carga de diseño que define un rango de intensidades de un evento de carga viva específico y el número de veces que cada nivel de intensidad es aplicado durante la vida de diseño de la estructura. Si dos o más eventos de carga viva independientes son de probable ocurrencia entonces será necesario especificar el desfase entre ellos.

Una guía sobre la carga específica para el estimativo de la fatiga se puede obtener en normas expedidas por entidades de reconocida autoridad.

Un estimativo realista de la carga de fatiga es crucial para el cálculo de la vida de la estructura. Cuando no hayan datos publicados sobre la carga viva, hay que recurrir a obtener datos de estructuras existentes sujetas a efectos similares. Registrando la deformación continua o midiendo la deflexión durante un período apropiado de tiempo, se pueden inferir los datos de carga mediante el análisis subsecuente de la respuesta. Se debe dar especial atención a determinar los efectos de magnificación dinámica cuando las frecuencias de carga son cercanas a una de las frecuencias naturales de la estructura (véase F.5.8.4.2).

El espectro de carga de diseño debe seleccionarse teniendo en cuenta que es un estimativo del límite superior de las condiciones de servicio acumuladas sobre la vida de diseño completa de la estructura, Se deben considerar todos los efectos ambientales y operacionales generados por el uso previsto de la estructura durante ese período. El límite de confianza del espectro de carga de diseño debe basarse en la media menos 2 límites de desviación estándar tanto para amplitud como para frecuencia.

F.5.7.5 — ESFUERZOS

F.5.7.5.1 — *Derivación de esfuerzos* — Se debe usar la teoría elástica para modelar la estructura cuando se desea calcular la respuesta de esfuerzo a partir de eventos de carga específicos. Las propiedades de la sección no se deben reducir por efectos de la zona afectada por el calor o de pandeo local (pero véase F.5.7.5.2 (a) (4)). La modelación de la rigidez elástica de miembros y uniones debe ser exacta e incluir los efectos de cualquier material no estructural permanente que pueda modificarla. No se debe permitir la redistribución plástica de esfuerzos.

Cuando los datos de respuesta de esfuerzo van a ser obtenidos por medidas de deformación de una estructura similar, se debe poner cuidado especial para situar los transductores de deformación para asegurar que el parámetro de esfuerzo correcto está siendo medido (véase F.5.7.5.2). En F.5.8.4 se amplía la información sobre medida de datos de deformación.

F.5.7.5.2 — *Parámetros de esfuerzo* — El esfuerzo a usar en los procedimientos de estimar la fatiga en F.5.7.3 depende del sitio de iniciación de la grieta y del camino de propagación, así:

- **(a)** ***Material base y soldaduras a tope de penetración total* —** Las grietas se inician en la intersección de la soldadura con el metal de base, en los agujeros para los sujetadores, en las superficies de empalme o traslapo, etc. y se propagan a través del material base o del metal completamente penetrado de la soldadura y deben ser evaluadas usando el rango nominal de esfuerzo principal en el miembro en ese punto.

  Los efectos de concentración local de esfuerzos del perfil de soldadura, de los agujeros de remaches y tornillos, etc. deben ignorarse ya que ellos son tomados en cuenta en los datos de resistencia $f_r - N$ para la clase de detalle apropiada y por lo tanto no necesitan ser calculados (véanse las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.2-3). Si se utilizan modelos detallados con elementos finitos de las uniones, la malla no debe ser más fina que los esfuerzos locales usados (véase también el literal (a) de F.5.8.4.4).

  Se deben tomar en cuenta otros efectos geométricos mayores que pueden generar distribuciones no lineales de esfuerzos en ciertas circunstancias (véase la figura F.5.7.2). Esta situación se presenta en:

  - **(1)** Cambios bruscos en la forma de la sección transversal, por ejemplo en destijeres
  - **(2)** Cambios bruscos en la rigidez de la sección transversal, por ejemplo en uniones en ángulo entre miembros de pared delgada
  - **(3)** Cambios en dirección o alineamiento más allá de lo permitido en las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2
  - **(4)** Esfuerzos de flexión secundarios generados por la rigidez de uniones en estructuras en celosía
  - **(5)** Ineficiencia de transmisión de esfuerzos por cortante, distorsión y alabeo en miembros Anchos formados con láminas y miembros huecos
  - **(6)** Efectos de flexión no lineal fuera del plano en componentes esbeltos tales como láminas planas donde el esfuerzo estático es cercano al esfuerzo crítico elástico, por ejemplo el campo tensionado en almas

  La presencia de esfuerzos residuales en uniones soldadas puede ignorarse ya que éstos están ya incluidos en los datos $f_r - N$. En uniones mecánicas, siempre que cualquier esfuerzo residual de tensión sea tenido en cuenta, esa parte del rango de esfuerzos que está en compresión general puede reducirse un 40%.

- **(b)** ***Soldaduras de filete y a tope de penetración parcial* —** Las grietas se inician en la raíz de la soldadura y se propagan a través de la garganta. Deben ser estimadas usando la suma vectorial de los esfuerzos de corte en el metal de aporte de la soldadura basándose en las dimensión de garganta efectiva (véase la figura F.5.7.6-2).

  En uniones traslapadas en un plano, el esfuerzo por unidad de longitud de soldadura puede calcularse con base en el área promedio para fuerzas axiales y un módulo elástico polar del grupo de soldaduras para momentos en el plano (véase la figura F.5.7.6-3).

  En uniones en T, cualquier efecto de rigidez axial diferente a lo largo de la unión debe ser considerado.

  Cuando filetes simples o soldaduras a tope de penetración incompleta están sujetos a momentos de flexión fuera de su plano, los esfuerzos en la raíz deben calcularse usando una distribución lineal de esfuerzos a través de la garganta (véase la figura F.5.7.6-4).

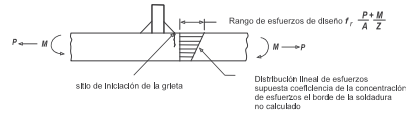
  No se puede permitir el contacto de apoyo sobre la cara de la raíz en uniones soldadas con penetración parcial.

- **(c)** ***Sujetadores roscados bajo carga axial* —** Las grietas se inician en las raíces de las roscas y deben ser evaluadas usando el esfuerzo medio axial en el área del núcleo de la rosca. Cuando hay también presencia de flexión, se debe usar el esfuerzo pico calculado sobre el módulo elástico del núcleo.

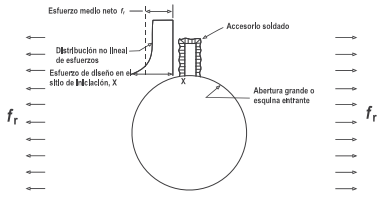
F.5.7.6 — DERIVACION DE LOS ESPECTROS DE ESFUERZOS

F.5.7.6.1 — *Conteo de ciclos* — El conteo de ciclos es un procedimiento para convertir una historia de esfuerzo compleja en un espectro de ciclos conveniente en términos de amplitud f_r y frecuencia n (véase la figura F.5.7.2-1). Hay varios métodos en uso, para historias de esfuerzo cortas en las que eventos simples de carga se repiten varias veces se recomienda el método del embalse que es simple de visualizar y simple de usar (véase la figura F.5.7.7-1). Cuando se tienen que usar historias de esfuerzo largas, tales como las obtenidas con las deformaciones medidas en estructuras reales (véase F.5.8.4), se recomienda el método de la escorrentía. Ambos métodos son apropiados para el análisis con computador.

F.5.7.6.2 — *Derivación del espectro de esfuerzos* — El listado de los ciclos en orden descendente de amplitud f_r da como resultado el espectro de esfuerzos. Por facilidad de cálculo puede ser necesario simplificar el espectro con una menor cantidad de bandas; un método conservador consiste en agrupar las bandas en grupos mayores que contienen el mismo número total de ciclos pero cuya amplitud es igual a la de la mayor banda en el grupo. Con mayor exactitud, puede calcularse el promedio ponderado de todas las bandas en un grupo usando la potencia m, donde m es la pendiente inversa de la curva $f_r - N$ más apropiada (véase la figura F.5.7.7-2). El uso del valor de la media aritmética siempre da resultados no conservadores.



(a) concentrador de esfuerzo local



(b) concentrador de gran esfuerzo (abertura grande)

Figura F.5.7.6-1 — Parámetro de esfuerzos para el material parenteral

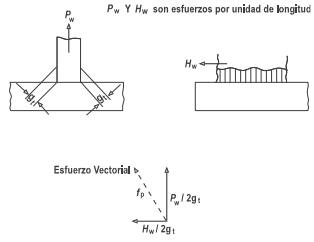


Figura F.5.7.6-2 — Esfuerzos en gargantas de soldadura

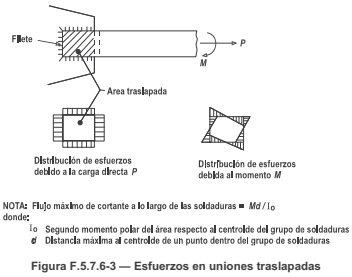


Figura F.5.7.6-3 — Esfuerzos en uniones traslapadas

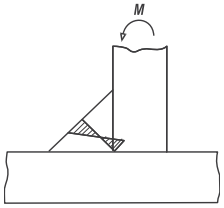


Figura F.5.7.6-4 — Esfuerzos en la raíz de un filete

F.5.7.7 — CLASIFICACION DE DETALLES — La resistencia a la fatiga de un detalle siempre depende de los siguientes factores:

(a) La dirección del esfuerzo fluctuante con relación al detalle
(b) La localización del agrietamiento inicial en el detalle
(c) La distribución geométrica y la proporción relativa del detalle

Puede depender también de:

(a) La forma del producto
(b) El material (a menos que sea soldado)
(c) El método de fabricación
(d) El grado de inspección después de la fabricación

Las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2 muestran la clasificación de los detalles más frecuentemente usados. Por conveniencia han sido divididos en tres grupos básicos, a saber:

i. Tipo 1, detalles no soldados, véase la tabla F.5.7.2-1
ii. Tipo 2, detalles soldados sobre la superficie de un miembro cargado, véase la tabla F.5.7.3-1
iii. Tipo 3, detalles soldados en conexiones de extremo, véase la tabla F.5.7.3-2

Las tablas se usan para identificar el detalle en la figura más cercano al de la estructura que se está evaluando. Luego, las clases de sitios particulares de iniciación de agrietamiento asociadas con ellos, se revisan en la tabla apropiada. En algunos casos, se pueden necesitar operaciones particulares de inspección y fabricación.

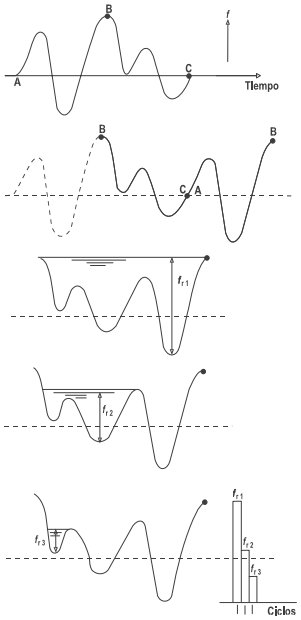
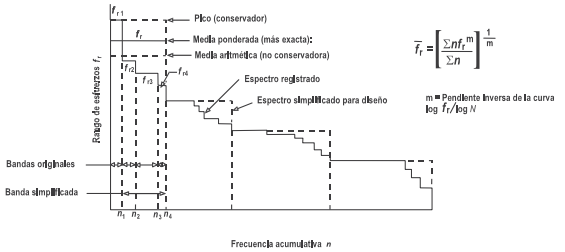


Figura F.5.7.7-1 — Método del embalse para el conteo de ciclos



NOTA: véase F.5.4.3-2 y la figura F.5.7.7-3 ó F.5.7.7-4

Figura F.5.7.7-2 — Espectro de esfuerzos simplificado

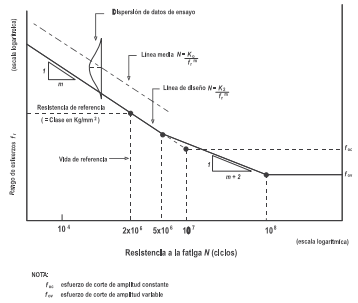
F.5.7.8 — DATOS DE RESISTENCIA A LA FATIGA

F.5.7.8.1 — ***Detalles clasificados*** **—** La forma generalizada de la relación $f_r - N$ se muestra en la figura F.5.7.7-3, graficada en escala logarítmica. La curva de diseño representa la media menos 2 desviaciones estándar, ubicada por debajo de la línea media obtenida con datos experimentales.

El esfuerzo límite de amplitud constante f_{sc} ocurre a 10^7 ciclos, por debajo de este valor, los ciclos de esfuerzo de amplitud constante se supone que no son dañinos. Sin embargo, aunque los ciclos por encima de este nivel sean ocasionales, causarán propagación y, al extenderse la grieta, ciclos de menor amplitud se vuelven nocivos. Por esta razón, la pendiente de las curvas $f_r - N$ (véase la figura F.5.7.7-3) se cambia por $1/(m+2)$ entre $5x10^6$ y $5x10^8$ ciclos para condiciones de carga de espectro general. Cualquier ciclo de esfuerzo por debajo del esfuerzo límite de amplitud variable f_{sv}, que ocurre a 10^8 ciclos, se supone que no es dañino. Debe notarse que el uso de la pendiente $1/(m+2)$ puede ser conservador para algunos espectros. Cuando un diseño es críticamente dependiente de esta región y se busca la máxima economía puede ser apropiado considerar el uso de ensayos de los componentes (véase el literal (a) de F.5.8.4.4) o aplicar análisis de mecánica de fracturas. Los valores de K_2 y m están dados en la tabla F.5.7.8-1 para cada clase de detalle. Las curvas de diseño $f_r - N$ se dan en la figura F.5.7.7-4.

Tabla F.5.7.8-1
Valores de K_2 y m en la figura F.5.7.7-4

Clase de detalle	m	K_2	f_{sc} kgf/mm²	f_{sv} kgf/mm²
60	4.5	$2.01x10^{14}$	4.20	3.09
50	4	$1.25x10^{13}$	3.34	2.41
42	3.5	$9.60x10^{11}$	2.65	1.87
35	3.25	$2.09x10^{11}$	2.13	1.49
29	3	$4.88x10^{10}$	1.70	1.17
24	3	$2.76x10^{10}$	1.40	0.97
20	3	$1.60x10^{10}$	1.17	0.81
17	3	$9.83x10^{9}$	0.99	0.69
14	3	$5.49x10^{9}$	0.82	0.57



NOTA:
f_{sc} esfuerzo de corte de amplitud constante
f_{sv} esfuerzo de corte de amplitud variable

Figura F.5.7.7-3 — Relación $f_r - N$ típica

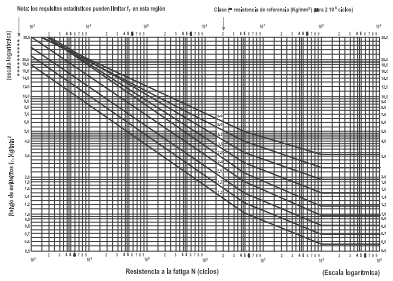


Figura F.5.7.7-4 — Curvas $f_r - N$ de diseño (para historias de esfuerzos de amplitud variable)

F.5.7.8.2 — ***Detalles no clasificados*** **—** Los detalles no totalmente cubiertos por las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2, deben evaluarse consultando los datos publicados por entidades de reconocida trayectoria. Como alternativa, se pueden hacer ensayos de aceptación por fatiga de acuerdo con el literal (a) de F.5.8.4.4.

En el apéndice F.5.J se da una guía para la derivación de los datos $f_r - N$ y sobre las condiciones en las que se pueden esperar resistencias mayores.

F.5.7.8.3 — ***Rango de baja resistencia a la fatiga*** **—** En el rango de resistencia a la fatiga entre 10^3 y 10^5, debe hacerse una revisión para ver que el rango de esfuerzos de diseño de la figura F.5.7.7-4 no conlleve un esfuerzo a tensión máximo que exceda el esfuerzo estático de diseño del detalle. Esta posibilidad está indicada por una nota en la figura F.5.7.7-4.

F.5.7.8.4 — *Técnicas de mejoramiento* — La resistencia a la fatiga de ciertos tipos de detalle mostrados en las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2, puede ser mejorada mediante la aplicación de técnicas especiales de fabricación que son generalmente costosas y presentan dificultades para el control de calidad. No deben ser utilizadas para propósitos generales de diseño a menos que la fatiga sea particularmente crítica para la economía global de la estructura en cuyo caso debe buscarse ayuda especializada. Estas técnicas son más comúnmente usadas para superar deficiencias existentes en el diseño.

Las siguientes técnicas han sido usadas con aleaciones de aluminio y son más efectivas para aplicaciones con alto número de ciclos.

(a) ***Introducción de esfuerzos compresivos residuales en el punto de iniciación del agrietamiento* —** Esto puede hacerse en el borde de las soldaduras transversales mediante repujado o martillado. En los agujeros de los tornillos se puede utilizar el método de expansión en frío.
(b) ***Reducción del efecto de concentración de esfuerzos en el punto de iniciación de la grieta* —** Se puede lograr puliendo el borde de las soldaduras transversales hasta lograr un perfil uniforme.

F.5.7.8.5 — *Mano de obra* — La clase máxima permitida para los detalles clasificados en las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2 representa la resistencia máxima a la fatiga permitida por estas normas para el detalle en cuestión, sin sustentación adicional mediante ensayos (véase F.5.8). Cuando el esfuerzo por fatiga en un detalle clasificado es significativamente menor al permitido, la clase requerida será menor que la clase máxima permitida. Esto siempre ocurre cuando detalles de alta clase están localizados cerca de detalles de baja clase y ambos experimentan fluctuaciones similares de esfuerzo.

Los detalles de más alta clase a menudo requieren inspección adicional y demandan estándares de mano de obra más altos. Es importante para la economía de la fabricación que los estándares de inspección y mano de obra no estén gobernados por la clase máxima permitida de cada detalle sino por la clase requerida. La clase requerida en un detalle se obtiene determinando las curvas $f_r - N$ más bajas en la figura F.5.7.7-4 en las que el gran total de Miner es menor que la unidad (véase F.5.7.3 (f)).Cuando las fluctuaciones de esfuerzos en un detalle ocurren en más de una dirección, se pueden tener diferentes clases de requisitos para cada dirección.

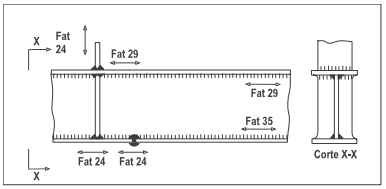


Figura F.5.7.7-5 — Método de identificación en los planos de la clase requerida por fatiga

Para que la inspección pueda concentrarse en aquellas partes de la estructura que son críticas por fatiga, se deben tomar las siguientes acciones.

(a) Determinar analíticamente aquellas regiones de la estructura donde la clase de requisitos excede la clase 20.
(b) Indicar sobre los planos detallados, en todos los detalles en estas regiones, la clase requerida y la dirección de la fluctuación de esfuerzo como se muestra en la figura F.5.7.7-5.
(c) Cualquier plano que contenga un detalle con una clase de fatiga requerida mayor de 20 debe contener la siguiente nota general:

Los detalles que requieren calidad por encima de la normal se indican con un número "Fat" y una flecha.

F.5.8 — ENSAYOS

F.5.8.1 — GENERALIDADES — Una estructura o componente estructural diseñado de acuerdo con F.5.2 a F.5.7 de estas normas no necesita ser verificado mediante ensayo pero puede ser verificado a discreción del fabricante, calculista o interventor. Tales pruebas pueden hacerse bajo carga estática (véase F.5.8.3), carga de fatiga (véase F.5.8.4) o ambas.

La verificación mediante ensayo es apropiada cuando ocurre lo siguiente:

(a) La estructura o componente no es susceptible de verificación mediante análisis o tal procedimiento es juzgado impracticable
(b) Los materiales o los procedimientos de diseño usados fueron distintos a los presentados en F.5.2 a F.5.7
(c) Hay duda o desacuerdo sobre la validez del método de diseño, la calidad del material o la calidad de la mano de obra.

El método y el alcance de los ensayos deben ser acordados por el calculista, el fabricante y el interventor responsable de la aceptación. El método de ensayo debe ser consistente con las condiciones de servicio de la estructura o componente y puede comprender una prueba de resistencia con carga estática o dinámica y/o una prueba de resistencia a la fatiga. Los ensayos deben hacerse en instalaciones competentes aceptables para todas las partes interesadas.

El número de muestras a ensayar debe ser acordado entre las partes teniendo en cuenta el número de componentes a fabricar. Cuando el número de muestras es grande, debe ensayarse un número suficiente de muestras para permitir el análisis estadístico de la resistencia media y la desviación estándar para cada condición de carga.

Cuando la aceptación del diseño depende de la verificación mediante ensayos, el comprador o su agente debe tener la posibilidad de presenciar cada ensayo.

Cuando la verificación del diseño depende de ensayos, se debe realizar un informe describiendo en detalle (haciendo referencia a la norma utilizada) el método de prueba y dando todas las resistencias medidas, en la forma de un certificado de ensayo típico que contenga al menos la información enumerada en F.5.8.5.

F.5.8.2 — PREPARACION PARA ENSAYO — La muestra a ensayar, si no es la estructura o el componente real que se destinará al servicio, debe representar tan precisamente como sea posible el diseño en términos de propiedades del material, dimensiones, métodos de unión y acabados (cuando sean susceptibles a los efectos de la deformación).

La muestra de prueba debe colocarse en su posición normal de modo que las cargas muertas debidas al peso propio actúen normalmente. Cuando ésto no sea posible, los efectos de la carga muerta pueden representarse mediante cargas impuestas equivalentes.

Cuando los ensayos se realicen sobre una simulación de la estructura o sobre un componente, la muestra se debe montar en forma tal que experimente las restricciones normales ante los efectos de la combinación de cargas aplicadas.

Se debe especificar las condiciones de carga y las condiciones ambientales del ensayo (por ejemplo puntos de aplicación de la carga, métodos de carga, proceso de carga en el tiempo y espacio, temperaturas)

Determinación de los puntos de observación y de los métodos de observación y de registro (por ejemplo registro de deformaciones unitarias en el tiempo, de fuerzas y deflexiones)

En circunstancias en las que la combinación de cargas aplicadas, sus direcciones y la orientación de la muestra puedan producir cambios en la resistencia de la muestra, se debe usar la combinación que se espera que dé la menor resistencia.

F.5.8.3 — ENSAYOS ESTATICOS — Los ensayos estáticos estarán dirigidos a demostrar si una estructura o componente puede soportar las cargas no mayoradas (conocidas como cargas nominales) sin exceder el estado

límite de servicio y, también, si puede soportar las cargas mayoradas sin exceder el estado límite último. A veces es apropiado realizar una prueba de resistencia última (véase F.5.8.3.4).

F.5.8.3.1 — *Aplicación de cargas* — La aplicación de carga debe hacerse por medio de pesos muertos, dispositivos generadores de fuerza o dispositivos generadores de desplazamiento. El método debe incluir dispositivos de medida de fuerza de precisión conocida.

Antes de aplicar cada combinación de cargas nominales, la muestra puede ser cargada y descargada una vez. La carga a aplicar para este ciclo de ajuste opcional, no debe exceder las cargas nominales ni cualquier otro nivel inferior de carga relacionado con un criterio de deformación límite por aceptar. La carga debe ser mantenida por lo menos durante 15 min. Se recomienda medir los desplazamientos durante el ciclo de ajuste. No se debe hacer una recarga antes de 15 min después de suspender la carga de ajuste. Debe revisarse la fijación de los anclajes antes de adelantar la prueba principal.

El procedimiento de aplicación de carga debe constar de cinco incrementos aproximadamente iguales hasta alcanzar las cargas nominales. Cada incremento debe ser mantenido mientras que se obtienen las lecturas de deflexión y/o deformación y se examina la muestra para observar signos de alteración. En el quinto incremento (límite de servicio), las deflexiones y/o deformaciones deben ser registradas inmediatamente después de la aplicación de la carga o cargas y otra vez cuando este nivel de carga se haya mantenido por 15 min.

Las cargas nominales deben retirarse y debe inspeccionarse la estructura antes de aplicar las cargas mayoradas. El proceso de carga debe ser, nuevamente, incremental hasta llegar a la carga mayorada (algunas veces llamada carga de "prueba"), registrando las deflexiones y el comportamiento como se hizo antes. El incremento desde carga nominal hasta carga mayorada debe hacerse, al menos, en cinco etapas. La carga mayorada debe ser mantenida durante 15 min, tiempo durante el cual la deflexión o deflexiones deben ser monitoreadas y la muestra debe ser examinada buscando signos de alteración.

En esta condición, las consecuencias para el personal de una falla súbita deben considerarse y se deben tomar las precauciones adecuadas.

La carga mayorada debe removerse después de 15 min y la deflexión residual debe ser registrada después de otros 15 min.

La deflexión puede ser medida con instrumentos o registrada automáticamente mediante sistemas de conocida precisión. Se deben graficar las curvas de deflexión por carga.

F.5.8.3.2 — *Criterios de aceptación* — Puede considerarse que la estructura cumple con las recomendaciones de estado límite de servicio y último, si todas las siguientes condiciones se cumplen:

(a) Las deflexiones registradas bajo la influencia de las cargas nominales no deben exceder aquellas permitidas para el límite de servicio
(b) No debe haber evidencia visible de deformación no elástica, inestabilidad u otra alteración bajo la influencia de cargas nominales
(c) La muestra no debe mostrar excesiva deformación, inestabilidad o signos de colapso inminente bajo las cargas mayoradas
(d) La deflexión, o deflexiones, residual medida 15 min después de quitar todas las cargas no debe exceder el 5% de la deflexión, o deflexiones, bajo carga

F.5.8.3.3 — *Reensayo* — Cuando la muestra ensayada no cumple el criterio (d) de F.5.8.3.2, la prueba puede ser repetida. Si, después de un máximo de 10 aplicaciones de la carga mayorada, el criterio no se ha cumplido, la muestra debe ser rechazada y el rechazo debe ser registrado en el informe con cualquier observación adicional sobre la causa del rechazo.

F.5.8.3.4 — *Medida de la resistencia última* — El ensayo de resistencia última es apropiado cuando se construye un gran número de estructuras similares. No forma parte de un procedimiento de ensayos de aceptación.

Cuando la muestra de prueba es sacrificable, se puede obtener la resistencia última reaplicando las cargas mayoradas en un único incremento de carga y luego incrementando gradualmente todas las cargas impuestas proporcionalmente hasta que la muestra sea incapaz de soportar carga adicional.

Se debe registrar la carga, o cargas, última y el modo de falla.

El valor de la resistencia última medido en el ensayo debe ajustarse para tener en cuenta la diferencia entre las propiedades mecánicas y la geometría del espécimen de prueba y las propiedades mínimas especificadas y la geometría nominal. Los resultados deben ajustarse usando la fórmula de estado límite apropiada en F.5.4, F.5.5 y F.5.6 para el modo de falla particular en cuestión.

La resistencia última no debe ser menor que $1/\phi$ veces la carga mayorada. El valor de ϕ debe ser el valor relacionado con el elemento de la estructura donde ocurre primero la falla.

F.5.8.4 — ENSAYOS DE ACEPTACION PARA FATIGA

F.5.8.4.1 — *Objetivos del ensayo* — Cuando hay datos insuficientes para verificar un diseño mediante cálculo únicamente de acuerdo con F.5.7, se puede conseguir evidencia suplementaria mediante un programa de ensayo específico. Los datos de ensayos pueden necesitarse por una o más de las siguientes razones adicionales.

(a) La historia de carga aplicada o el espectro, para carga única o cargas múltiples, no está disponible y los cálculos teóricos están más allá de los métodos prácticos (véase F.5.7.4). Esto puede aplicarse particularmente a estructuras móviles o cargadas con fluidos donde los efectos dinámicos o de resonancia pueden tener lugar. En F.5.8.4.2 se da información sobre los métodos de prueba.
(b) La geometría de la estructura es suficientemente compleja para que los estimativos de las fuerzas en los miembros o los campos de esfuerzo locales estén más allá de los métodos prácticos de cálculo (véase F.5.7.5). En F.5.8.4.3 se da información sobre los métodos de ensayo.
(c) Los materiales, detalles dimensionales o métodos de fabricación de miembros o uniones son diferentes de aquellos dados en las tablas F.5.7.2-1 a F.5.7.3-2. En F.5.8.4.4 se da información sobre los métodos de ensayo.

Los ensayos pueden ser llevados a cabo sobre un prototipo completo o estructuras reales o sobre partes componentes de estas estructuras. El grado en el que la estructura de prueba debe reproducir los materiales, detalles dimensionales y métodos de fabricación de la estructura final dependerá de la información a ser derivada del ensayo (véanse F.5.8.4.2 a F.5.8.4.4).

F.5.8.4.2 — *Derivación de datos de carga* — El método para obtener los datos de carga dependerá del tipo de estructura. Se consideran los siguientes tres tipos básicos:

(a) ***Estructuras fijas sometidas a carga mecánica* —** por ejemplo puentes, puente grúas y soportes de maquinaria. Se pueden usar estructuras similares existentes sujetas a las mismas fuentes de carga para obtener la amplitud, desfase y frecuencia de las cargas aplicadas. Mediante transductores de deformación, deflexión o aceleración fijados a componentes seleccionados, calibrados bajo cargas aplicadas conocidas, se puede registrar el patrón de fuerza en un período típico de trabajo de la estructura usando equipo de adquisición de datos análogo o digital. Los componentes deben ser seleccionados de modo que los componentes más cargados pueden ser deducidos independientemente usando los coeficientes de influencia obtenidos con las cargas de calibración.

Alternativamente, se pueden montar celdas de carga en las interfaces entre la carga aplicada y la estructura y se puede obtener un registro continuo usando el mismo equipo.

La masa, rigidez y decremento logarítmico de la estructura de prueba debe estar dentro del 30% del que tiene el diseño final y la frecuencia natural de los modos que generan las más grandes fluctuaciones de deformación deben estar dentro del 10%. Si esto no ocurre, la respuesta de carga debe ser verificada subsecuentemente sobre una estructura hecha de acuerdo con el diseño final.

La componente de frecuencia del espectro de carga obtenido con el período de trabajo debe multiplicarse por la relación de la vida de diseño y el período de trabajo para obtener el espectro final de diseño. Se debe tener en cuenta el crecimiento en amplitud o frecuencia durante la vida de diseño cuando se requiera.

(b) ***Estructuras fijas sometidas a carga ambiental*** **—** por ejemplo mástiles, chimeneas y estructuras mar adentro sobre cubierta.

Los métodos de derivación del espectro de carga son básicamente los mismos descritos en F.5.8.4.2 (a) excepto que el período de trabajo generalmente necesitará ser más largo debido a la necesidad de obtener un espectro representativo de las cargas ambientales tales como viento y olas. El daño por fatiga tiende a estar confinado a una banda específica en el espectro global de carga debido a efectos de resonancia inducidos por el flujo del fluido. Todo esto tiende a ser muy específico en dirección, frecuencia y amortiguamiento y por esta razón se necesita mayor precisión para simular las propiedades estructurales (masa, rigidez y amortiguamiento) y las propiedades aerodinámicas (geometría de la sección transversal).

Se recomienda que la carga sea verificada subsecuentemente sobre una estructura con el diseño final si los datos de carga originales son obtenidos de estructuras con una frecuencia natural o un amortiguamiento que difieran en más del 10%, o si la forma de la sección transversal no es idéntica.

Se puede obtener un espectro de diseño final en términos de dirección, amplitud y frecuencia de carga, apropiadamente modificado comparando los datos de carga obtenidos durante el período de recolección de datos con los registros meteorológicos obtenidos para un período igual a la vida de diseño típica de la estructura.

(c) ***Estructuras móviles*** **—** por ejemplo vehículos de carretera y sobre rieles y botes.

En estos tipos de estructura, la geometría de la superficie sobre la que se mueve la estructura debe definirse adecuadamente en términos de forma y amplitud de ondulaciones y frecuencia porque ésto tendrá un efecto significativo en la carga dinámica sobre la estructura. Otros efectos de carga tales como cargas de cargue y descargue pueden medirse usando los principios presentados en F.5.8.4.2 (a).

Las superficies sobre las que se mueve la estructura tales como pistas construidas con el propósito de ensayo, pueden usarse para obtener historias de carga para diseños prototipo. Se deben usar con precaución los datos de carga de estructuras previas ya que pequeñas diferencias pueden alterar substancialmente la respuesta dinámica. Se recomienda que esa carga se verifique en el diseño final si no se adopta un ensayo de fatiga a escala natural (véase F.5.8.4.4).

F.5.8.4.3 — ***Derivación de los datos de esfuerzo***

(a) ***Datos de ensayo de componentes*** **—** Cuando hay miembros simples tales que las principales componentes de fuerza en el miembro pueden ser calculadas o medidas fácilmente, es apropiado probar componentes que contengan la unión o detalle que debe ser analizado.

Un espécimen apropiado de idénticas dimensiones al usado en el diseño final debe ser calibrado usando un método conveniente tal como deformímetros eléctricos, patrones con borde de moiré o técnicas elásticas térmicas. Los extremos del componente deben estar suficientemente alejados del área local de interés para que los efectos locales en el punto de aplicación de las cargas no afecten la distribución de esfuerzos en ese punto. Las componentes de fuerza y los gradientes de esfuerzos en la región de interés deben ser idénticos a los que tendría en la estructura completa.

Se pueden obtener coeficientes de influencia a partir de cargas estáticamente aplicadas que permitirán determinar el patrón de esfuerzos para cualquier combinación deseada de componentes de carga. Los coeficientes pueden ser obtenidos, si se requiere, a partir de especímenes a escala siempre que el componente total se escale igualmente.

(b) ***Datos de ensayo de estructuras*** **—** En ciertos tipos de estructura tales como estructuras de cascarones, la continuidad del material estructural puede hacer impracticable el aislar componentes con fuerzas simples aplicadas. En este caso los datos de esfuerzo deben obtenerse a partir de prototipos o estructuras de producción.

Para la medición, se pueden usar métodos similares a los de ensayos de componentes. Para el uso más general, se recomienda que las cargas estáticas se apliquen como componentes individuales de modo que los esfuerzos puedan combinarse usando los coeficientes de influencia individuales para el punto de interés. La carga debe pasar por un ciclo de prueba antes de obtener los datos de coeficientes de influencia.

(c) ***Verificación de la historia de esfuerzos*** **—** El mismo método descrito en F.5.8.4.3(b) puede ser usado para verificar la historia de esfuerzos en un punto durante la prueba del prototipo bajo una carga específica. En este caso, el equipo para la adquisición de datos usado en F.5.8.4.2 (a) debe ser usado para registrar la historia de esfuerzo total o para realizar una operación de conteo de ciclos. El conteo de ciclos puede ser usado para predecir la vida una vez que la curva $f_r - N$ apropiada haya sido escogida.

Otra opción, que puede ser usada en el caso de historias de carga sobre las que se tenga incertidumbre, es mantener el dispositivo de conteo de ciclos permanentemente fijado a la estructura en servicio.

F.5.8.4.4 — Derivación de los datos de resistencia a la fatiga

(a) ***Ensayo de componentes*** **—** Siempre que los espectros de fuerza o los datos de historia de esfuerzo sean conocidos, se puede hacer el ensayo de componentes para verificar el diseño de partes críticas de la estructura. El componente a ensayar debe ser fabricado con exactamente las mismas dimensiones y procedimientos que se intenta usar en el diseño final. Todos estos aspectos deben estar completamente documentados antes de fabricar el componente de prueba. Adicionalmente, cualquier método de ensayo no destructivo y los criterios de aceptación deben estar documentados en el informe conjuntamente con el informe del inspector sobre la calidad de las uniones a ensayar.

Los especímenes de prueba deben ser cargados de manera similar a la descrita en F.5.8.4.2 (a). Se deben usar medidores de deformación para verificar que las fluctuaciones de esfuerzo son las requeridas. La localización de estos medidores debe ser tal que ellos estén registrando el parámetro de esfuerzo correcto (véase F.5.7.5). Si se está registrando el esfuerzo nominal, el medidor debe estar por lo menos a 10 mm de cualquier borde de la soldadura. Cuando el gradiente de esfuerzos es alto se deben usar tres medidores para permitir la interpolación.

Para obtener una curva $f_r - N$ que sirva para diseño, se debe ensayar un número mínimo de ocho especímenes idénticos que den resistencias a la fatiga en el rango de 10^3 a 10^8 ciclos. Se debe calcular una curva media y una curva de diseño que es paralela a la media pero separada no menos de 2 desviaciones estándar y no mayor que el 80% del valor de la resistencia, lo que sea menor. Esto tiene en cuenta las amplias variaciones en la producción que normalmente se esperan en un único juego de especímenes para ensayo de fatiga.

Para diseños con tolerancia de daño se debe obtener un registro del crecimiento de la grieta de fatiga con el número de ciclos.

Alternativamente, si se conoce la historia de esfuerzos de diseño y está disponible un equipo de amplitud variable, el espécimen puede ser ensayado bajo la historia de esfuerzos no mayorada.

(b) ***Ensayos a escala natura*** **—** Se pueden hacer ensayos a escala natural bajo las condiciones de operación reales o en un equipo de ensayo con las componentes de carga de prueba aplicadas hidráulicamente o con otros métodos de control.

Las condiciones para la fabricación de la estructura deben ser las mismas que para en ensayo de componentes descritas en el literal (a) de este numeral.

Las cargas aplicadas no deben exceder las cargas nominales.

Cuando las cargas de servicio varían de una manera aleatoria entre límites, deben representarse mediante una serie equivalente de cargas acordada por las partes interesadas.

Alternativamente, la carga, o cargas, de prueba debe ser igual a la carga, o cargas, sin mayorar.

La aplicación de cargas a la muestra debe reproducir exactamente las condiciones de aplicación esperadas para la estructura o el componente en servicio.

El ensayo debe continuar hasta que ocurra la fractura o hasta que la muestra sea incapaz de responder a la carga total de prueba a causa del daño sufrido.

El número de aplicaciones de carga, o cargas, de prueba para la falla debe ser exactamente contado y registrado con observaciones sobre el desarrollo progresivo de defectos.

F.5.8.4.5 — ***Aceptación*** **—** El criterio de aceptación depende de si la estructura es requerida para un comportamiento de vida segura o para un comportamiento de daño tolerable.

(a) ***En un diseño de vida segura*** **—** el estado límite determinante es aquel definido en F.5.3.6.2. Para aceptación, la vida hasta la falla determinada mediante ensayo y ajustada para tener en cuenta el número de resultados de ensayos disponible, no debe ser menor que la vida de diseño mayorada como se define en F.5.3.6.2.

$$\frac{N_a}{F} \geq \text{vida de diseño mayorada} \qquad \text{(F.5.8.4-1)}$$

Donde:
N_a = media logarítmica de la vida hasta la falla
F = coeficiente dependiente del número efectivo de resultados de ensayos disponible, como se define en la tabla F.5.8.4-1

(b) ***En un diseño con tolerancia de daño*** **—** el estado límite determinante es aquel definido en F.5.3.6.3. La aceptación depende de la vida de una grieta que alcanza un tamaño que podría ser detectado por un método de inspección que puede ser aplicado en servicio. También depende de la tasa de crecimiento de la grieta, consideraciones de longitud crítica de grieta y las implicaciones para la seguridad residual de la estructura y el costo de reparación.

Los criterios para factorar la vida medida y para aceptación variarán de una aplicación a otra y deben ser acordados con el ingeniero responsable de la aceptación.

Tabla F.5.8.4-1
Coeficiente de prueba de fatiga F

Resultados de ensayo	Número de muestras ensayadas							
	1	2	4	6	8	9	10	100
Muestras idénticas ensayadas, todas, a la falla. Todas las muestras fallaron, coeficientes basados en la media logarítmica suponiendo que la desviación estándar de la población es (log 0.176)	3.80	3.12	2.73	2.55	2.48	2.44	2.40	2.09
Muestras idénticas ensayadas simultáneamente. Primera muestra en fallar con una desviación estándar de la población supuesta como (log 0.176)	3.80	2.67	2.01	1.75	1.60	1.54	1.54	0.91

F.5.8.5 — INFORME — Al concluir cualquier ensayo realizado de acuerdo con esta sección se debe redactar un certificado de prueba tipo que contenga la siguiente información:

(a) Nombre y dirección del laboratorio
(b) Referencia de acreditación del equipo de ensayo (cuando sea apropiado)
(c) Fecha del ensayo

(d) Nombre o nombres de los testigos
(e) Descripción de las muestras ensayadas mediante:
- Número de serie (cuando sea apropiado), o
- Número de plano o planos (cuando sea apropiado), o
- Descripción con esquemas o diagramas, o
- Fotografías

(f) Descripción de los sistemas de carga aplicados incluyendo referencias a las normas que sean necesarias
(g) Registro de las aplicaciones de carga y las reacciones a la carga medidas, esto es, deflexión, deformación, vida
(h) Resumen de cargas, deformaciones y esfuerzo en puntos de críticos de aceptación, correspondientes a los criterios de aceptación definidos en F.5.8.3.2
(i) Registro de la carga última y el modo de falla
(j) Registro de localización de observaciones mediante referencia a (e).
(k) Notas sobre cualquier comportamiento observado relevante para la seguridad o servicio del objeto ensayado, por ejemplo, naturaleza y localización del agrietamiento en un ensayo de fatiga
(l) Registro de las condiciones ambientales en el momento del ensayo cuando sea relevante
(m) Informe de validación por parte de la autoridad competente, de todo el equipo de medición usado
(n) Definición del propósito u objetivos del ensayo
(o) Informe de cumplimiento o no cumplimiento con los criterios de aceptación relevantes
(p) Registro de nombres y cargos de las personas responsables del ensayo y que elaboran el informe
(q) Número de serie del informe y fecha de expedición

APENDICE F.5-A
NOMENCLATURA DE PRODUCTOS DE ALUMINIO

F.5.A.1 — INTRODUCCION

La información completa sobre la nomenclatura de las aleaciones de aluminio forjado y de fundición se consigue en las normas internacionales.

F.5.A.2 — GRUPOS DE ALEACIONES

F.5.A.2.1 — GENERALIDADES — La primera parte de la designación de una aleación de aluminio indica el grupo de aleación y consiste de cuatro dígitos así:

(a)	Aluminio 99.00% (m/m) mínimo y más	1***
(b)	Grupos de aleaciones de aluminio según su mayor elemento aleado	
	Cobre	2***
	Manganeso	3***
	Silicio	4***
	Magnesio	5***
	Magnesio y silicio	6***
	Zinc	7***
	Otro elemento	8***
	Serie no usada	9***

F.5.A.2.2 — GRUPO 1* —** En el grupo 1***, para pureza mínima de aluminio del 99.00% (m/m) y mayor, los dos últimos de los cuatro dígitos en la designación indican el porcentaje mínimo de aluminio. Estos dígitos son los mismos dígitos que hay a la derecha del punto decimal en el porcentaje mínimo de aluminio cuando se expresa aproximado al 0.01% (m/m) más próximo.

El segundo dígito en la designación indica modificaciones en los límites de impurezas o elementos aleados. Si el segundo dígito es cero, indica un aluminio no aleado con límites de impureza naturales. Los números 1 a 9, que se asignan consecutivamente cuando se necesitan, indican control de una o más impurezas individuales o elementos aleados.

F.5.A.2.3 — GRUPOS 2* a 8*** —** En los grupos 2*** a 8***, los últimos dos de los cuatro dígitos de la designación no tienen significado especial sino que sirven únicamente para identificar las diferentes aleaciones de aluminio dentro del grupo. El segundo dígito indica modificaciones en la aleación. Si el segundo dígito es cero, indica la aleación original. Los números 1 a 9, que son asignados consecutivamente, indican modificaciones de la aleación.

F.5.A.2.4 — VARIACIONES NACIONALES — Las variaciones nacionales de aluminio forjado y aleaciones de aluminio forjado registradas por diferentes países se identifican por una letra serial después de la designación numérica. Las letras seriales son asignadas en secuencia alfabética empezando por la A para la primera variación nacional registrada pero omitiendo la I, O y Q.

F.5.A.3 — TEMPLE O CONDICION

F.5.A.3.1 — GENERALIDADES — La designación para el temple o condición del aluminio o de la aleación de aluminio se indica con una letra que puede ir seguida por un número o números. Esta parte de la designación sigue a la designación del grupo de aleación y está separada por un guión.

F.5.A.3.2 — ALEACIONES NO TRATADAS EN CALIENTE — Las aleaciones no tratadas en caliente (por ejemplo, 5083) son aquellas cuya resistencia sólo puede ser incrementada por endurecimiento por deformación. Este endurecimiento por deformación puede ser deliberado, como en el enderezamiento por estirado de una extrusión, o

debido a formado u otro trabajo en frío de un producto terminado. Los temples de los productos no tratados en caliente se identifican por sufijos con las siguientes letras y símbolos:

F **Como fue fabricado —** Esta designación de temple se aplica al material que adquiere algún temple con el proceso de formación en el que no hay control especial sobre el tratamiento térmico o el endurecimiento por deformación. Para productos forjados sin límites de propiedades mecánicas.

O **Recocido —** Esta designación de temple se aplica al material que es totalmente recocido para obtener la más baja condición de resistencia.

H **Endurecido por deformación —** Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío y recocido parcial (o formado en caliente), o a una combinación de trabajo en frío y recocido parcial o estabilización, para lograr las propiedades mecánicas especificadas. La H va siempre seguida por dos o más dígitos que indican el grado final de endurecimiento por deformación.

El primer dígito que sigue la H indica la combinación específica de operaciones básicas como sigue:

H1 **Endurecido por deformación únicamente —** Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío después del recocido o formado en caliente.

H2 **Endurecido por deformación y parcialmente recocido —** Esta designación de temple se aplica para conseguir las propiedades mecánicas especificadas.

H3 **Endurecido por deformación y estabilizado**.

El segundo dígito (2, 4, 6 u 8) que sigue la designación H1 o H2 indica el grado de endurecimiento por deformación en orden ascendente de temple.

El efecto de calentar estos materiales es reducir su resistencia. La resistencia sólo puede ser recuperada por más endurecimiento por deformación.

F.5.A.3.3 — ALEACIONES TRATADAS EN CALIENTE — Las aleaciones tratadas en caliente (por ejemplo, 6082) derivan su resistencia mejorada de una o dos fases de tratamiento en caliente. La primera fase, tratamiento en caliente de solución, consiste en calentar el material completamente hasta una alta temperatura prescrita y luego enfriarlo bruscamente sumergiéndolo en agua fría; el enfriamiento rápido incrementa considerablemente la resistencia por encima de la condición caliente, recocida. En la segunda fase, tratamiento en caliente de precipitación, o envejecimiento, se mantiene el material durante un tiempo prescrito a una temperatura moderada y esto produce un incremento adicional en la resistencia. Con algunas aleaciones, el envejecimiento ocurre naturalmente después de algunos días o semanas a temperatura ambiente y, por lo tanto, se puede descartar el segundo tratamiento formal en caliente. La condición de un producto tratable en caliente se identifica por los siguientes sufijos con letras y símbolos.

O Recocido
F Como fue fabricado, sin tratamiento formal en caliente
T4 Tratado en caliente en solución y envejecido naturalmente
T5 Enfriado después de un proceso de formación a temperatura elevada y luego envejecido artificialmente
T6 Tratado en caliente en solución y luego envejecido artificialmente
T8 Tratado en caliente en solución, trabajado en frío y luego envejecido artificialmente

F.5.A.4 — EJEMPLOS DE NOMENCLATURA DE ALEACION Y TEMPLE

Algunos ejemplos de nomenclatura de aleación y temple son los siguientes:

(a) 5154A-H24 Indica la aleación 5154 de magnesio, no tratada en caliente, con una variación nacional, que ha sido endurecida por deformación y parcialmente recocida para lograr las propiedades mecánicas especificadas para un temple entre el recocido y el completamente endurecido.
(b) 6082-T6 Indica la aleación de forjado 6082 de magnesio - silicio, tratable en caliente, en la forma de totalmente tratada en caliente.

F.5.A.5 — NOMENCLATURA DE TEMPLE PARA ALEACIONES EN NORMAS QUE NO HAN ADOPTADO EL SISTEMA DE DESIGNACION DE TEMPLE ALTERNO NTC 1937 (ISO 2107)

F.5.A.5.1 — GENERALIDADES — Aquellas aleaciones que no han adoptado el sistema de designación de temple alterno NTC 1937 (ISO 2107), usan el siguiente sistema de designación de temple.

F.5.A.5.2 — ALEACIONES NO TRATADAS EN CALIENTE — El temple de las aleaciones no tratadas en caliente se identifica por los siguientes sufijos con letras y símbolos:

O La más blanda, esto es, recocida
M Como fue fabricada, esto es, parcialmente endurecida en el curso ordinario de la fabricación
H2 a **H18** Grados progresivos de endurecimiento

F.5.A.5.3 — ALEACIONES TRATADAS EN CALIENTE — La condición de un producto tratado en caliente se identifica por un sufijo con una o dos letras:

O Recocida
M Como fue fabricada, sin tratamiento formal en caliente
TB Tratada en caliente en solución
(TB7 Tratada en caliente en solución y estabilizada, se aplica a fundiciones)
TF Totalmente tratada en caliente, esto es, con las dos fases de tratamiento
TE Envejecida artificialmente sin un tratamiento en caliente en solución previo
TH Tratada en caliente en solución, trabajada en frío y luego envejecida artificialmente

F.5.A.5.4 — EJEMPLOS DE NOMENCLATURA DE ALEACION Y TEMPLE — Algunos ejemplos de nomenclatura de aleación y temple se dan a continuación:

(a) LM25-TE Indica la aleación de fundición LM25 de magnesio - silicio, tratada en caliente, con tratamiento en caliente de precipitación únicamente.
(b) 7020-TF Indica la aleación de forjado 7020 de zinc, tratable en caliente, en la forma totalmente tratada en caliente.

F.5.A.6 — EQUIVALENTES DE ALEACIONES DE ALUMINIO

La tabla F.5.A.1 enumera los equivalentes extranjeros más cercanos de las aleaciones de forjado y fundición de las tablas F.5.2.1 y F.5.2.2. No son necesariamente equivalentes exactos y para información detallada sobre su composición y propiedades se deben consultar las normas internacionales pertinentes. Se dan también las anteriores designaciones de las aleaciones de las tablas F.5.2.1 y F.5.2.2.

Tabla F.5.A-1
Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición

British Standard	ISO	BS anterior	International Aluminium Association	Austria	Bélgica	Canadá	Francia	Alemania
1200	Al99,0	S1C	1200	Al99	1200	2S	1200	Al99
3103	Al Mn1	N3	3103	AlMn	-	-	-	AlMn1
3105	Al Mn0,5Mg0,5	N31	3105	-	-	-	3105	AlMn0,5Mg0,5
5083	Al Mg4,5Mn0,7	N8	5083	AlMg4,5Mn	5083	5083	5083	AlMg4,5Mn
5154A	Al Mg3,5(A)	N5	5154A	-	5154	-	5154	-
5251	Al Mg2	N4	5251	-	5251	-	5251	AlMg2Mn0,3
5454	Al Mg3Mn	N51	5454	-	5454	5454	5454	AlMg2,7Mn
6061	Al Mg1SiCu	H20	6061	-	6061	6061	6061	AlMg1SiCu
6063	Al Mg0,7Si	H9	6063	-	6063	-	-	-
6082	Al Si1MgMn	H30	6082	-	6082	-	6082	AlMgSi1
7020	Al Zn4,5Mg1	H17	7020	AlZn4,5Mg1	7020	-	7020	-
LM5	Al Mg5Si1	LM5	514,1	G-AlMg5	SG AlMg6	GS40	A-G6	G-AlMg5
LM6	Al Si12	LM6	A413,2	G-AlSi	SG AlSi12 DG AlSi12Fe	S12N	A-S13	G-AlSi12
LM25	Al Si7Mg	LM25	A356,2	-	SG AlSi7Mg	SG 70N	A-S7G	G-AlSi7Mg
			356,2			SG 70	A-S7G03	
			357,1				A-S7G06	
			A357,2					

Tabla F.5.A-1
Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición (continuación)

British Standard	Italia	Japón	Noruega	España	Suecia	Suiza	USA
1200	P-Al99,0	A1200	-	L-3001/Al99	Al99,0	Al99,0	1200
3103	P-Al Mn1,2	-	AlMn1	L-3811/Al-1Mn	Al-Mn1	AlMn	3103
3105	-	A3105	-	L-3831/Al-0,5MnMg	-	-	3105
5083	P-Al Mg4,5	A5083	AlMg4,5Mn	L-3321/Al-4,5Mg	Al-Mg4,5Mn	-	5083
5154A	-	A5154	-	L-3392/Al-3,5Mg	Al-Mg3,5	-	5154
5251	P-Al Mg2Mn	-	AlMg2	L-3361/Al-2Mg	-	-	-
5454	P- Al Mg2,7Mn	A5454	-	L-3391/Al-3MgMn	-	AlMg2,7Mn	5454
6061	P-Al Mg1SiCu	A6061	-	L-3420/Al-1MgSiCu	-	-	6061
6063	P-Al Si0,5Mg	A6063	AlMgSi	L-3441/Al-0,7MgSi	Al-Mg0,5Si	AlMgSi0,5	6063
6082	P-Al Si1MgMn	-	AlSi1Mg	L3453/Al-1SiMgMn	Al-SiMgMn	AlMgSi1Mn	-
7020	P-Al Zn4,5Mg	A7M01	-	L-3741/Al-4Zn1Mg	Al-Zn4,5Mg	AlZn4,5Mg	-
LM5	G-Al Mg5	ADC6 C7AV C7ASAC7A	AlMg5Si1	L-2331	4163	-	514,1
LM6	G-Al Si13	DIV DIS ADC1 C3AV C3AS AC3A	AlSi12(Fe)	L-2520	4261	G-AlSi13	A413,2
LM25	G-Al Si7MgMn	C4CV C4CS AC4C AC4CH C4CHS	AlSi7MgFe	L-2651 L-2652 L-2653	4244 4445	G-AlSi7Mg	A356,2 356,2 357,1 A357,2

APENDICE F.5-B
VALORES TIPICOS DE VIDA DE DISEÑO

El procedimiento de evaluación de la fatiga (véase F.5.7.3) requiere una vida de diseño para la estructura. Cuando esta vida no es especificada por el cliente, el diseñador puede usar los valores típicos dados en la tabla F.5-B.1.

Tabla F.5.B-1
Valores típicos de la vida de diseño

Estructura	Vida de diseño años
Puentes de autopistas	120
Obras de protección contra inundaciones	100
Edificios, estructura primaria	100
Rompeolas	60
Torres en celosía y mástiles	50
Torres altas	50
Vehículos sobre rieles	35
Edificios, revestimiento	30
Botes	30
Grúas	20
Contenedores	15
Carrocería de vehículos	10
Andamiaje	10

APENDICE F.5-C
DERIVACION DE LOS ESFUERZOS LIMITE DEL MATERIAL PARA USAR EN EL DISEÑO

F.5.C.1 — ESFUERZOS LIMITES PARA EL MATERIAL BASE

Los esfuerzos límite p_o, p_a y p_v usados en el diseño de miembros que figuran en las tablas F.5.4.1 y F.5.4.2 se basan en las siguientes expresiones. Estas expresiones pueden usarse para obtener p_o, p_a y p_v para materiales no cubiertos por las tablas F.5.4.1 y F.5.4.2.

(a) Materiales que tienen $f_u \le 1.4f_{0.2}$ $\quad p_o = f_{0.2}$
$p_a = 0.5(f_{0.2} + f_u)$
$p_v = 0.6p_o$

(b) Materiales que tienen $f_u > 1.4f_{0.2}$ $\quad p_o = 1.28f_{0.2} - 0.2f_u$
$p_a = 1.2f_{0.2}$
$p_v = 0.6p_o$

donde $f_{0.2}$ y f_u son normalmente tomados como el esfuerzo de prueba a tensión del 0.2% mínimo garantizado y la resistencia a tensión del material, respectivamente. Cuando no se cita un valor garantizado para uno o ambos, se pueden usar valores supuestos para $f_{0.2}$ y f_u como se indica a continuación:

(1) Valores iguales al 80% de los valores típicos dados por los fabricantes, o
(2) Los valores para el mismo material en la condición O

F.5.C.2 — ESFUERZO LÍMITE PARA EL MATERIAL DE APORTE

F.5.C.2.1 — VALORES MEJORADOS DE p_w — Los valores para el esfuerzo límite p_w del metal de aporte dados en la tabla F.5.6.2 se basan en resultados de ensayos para especímenes soldados a tope. Con ciertas aleaciones permitidas como metal de aporte, se encuentran resistencias de soldadura mayores que las dadas en la tabla F.5.6.2. Para sacar provecho de ésto en el diseño, se permite tomar p_w de la tabla F.5.C.1 en lugar de la tabla F.5.6.2.

Se enfatiza que estos valores más altos son únicamente válidos si se toman todas las precauciones para evitar el agrietamiento.

F.5.C.2.2 — DETERMINACION DE p_w PARA OTRO MATERIAL — Cuando las soldaduras sean hechas sobre aleaciones base no cubiertas por la tabla F.5.C.1, el esfuerzo límite p_w del metal de aporte debe obtenerse experimentalmente.

F.5.C.3 — ESFUERZO LIMITE PARA EL MATERIAL DE LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR

F.5.C.3.1 — EXPRESIONES BASICAS — Los esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} para el material de la zona afectada por el calor usados en el diseño de uniones soldadas, presentados en la tabla F.5.6.3, se basan en la expresión pertinente de las siguientes. Estas expresiones pueden usarse para materiales no cubiertos en esa tabla.

(a) Material tratable en caliente:
$p_{az} = k'_z p_a$
$p_{vz} = 0.6p_{az}$

Donde:
p_a = esfuerzo límite del material base, dado en la tabla F.5.4.1 o en F.5.C.1
k'_z = coeficiente de ablandamiento modificado, encontrado en F.5.E.2

(b) Material no tratable en caliente:
$p_{az} = 1.2f_{0.2}$
$p_{vz} = 0.6p_{az}$

Donde:
$f_{0.2}$ = esfuerzo de prueba del 0.2% mínimo garantizado para el material base considerado, si está en la condición recocida O. Cuando esté disponible solamente un valor típico de $f_{0.2}$, debe usarse una cifra igual al 80% de este valor en la expresión de p_{az}

F.5.C.3.2 — MATERIAL DE LA SERIE 7* —** Los valores alternos A y B para p_{az} y p_{vz} se obtienen usando el valor apropiado de k'_z en F.5.C.3.1 (a). El valor de k'_z es normalmente el dado en F.5.E.2. Cuando se está encontrando el valor A, sin embargo, es algunas veces posible tomar un valor más favorable de k'_z. Esto se puede aplicar cuando cualquiera de lo siguiente ocurre:

(a) Una soldadura de una pasada se coloca aislada, o
(b) Se ejerce un control térmico más estricto que el normalmente exigido.

Véase F.5.E.2.3, casos 1 y 2.

Tabla F.5.C-1
Esfuerzo límite p_w del metal de aporte

Metal de aporte		Metal base								
Tipo	Aleación	No tratable en caliente						Tratable en caliente		
		1200	3103 3105	5251	5454	5154A	5083	6063	6061 6082	7020
		kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²
1	1080A	5.5								
	1050A	5.5								
3	3103		8.0							
4	4043A	7.0	9.0					15.0	19.0	
	4047A	7.0						15.0	19.0	
5	5356			20.0	21.5	21.5	24.5	15.5	20.5	25.5
	5056A									
	5183			20.0	21.5	21.5	27.5	16.5	22.0	26.5
	5556A									
	5554 [1]				19.0					
	5154A [1]					21.0				

1) Se deben usar estas aleaciones cuando la corrosión sea un posible problema.
NOTA. Cuando se usan metales base diferentes, se debe dar el menor valor de los dos esfuerzos límite al metal de aporte.

APENDICE F.5-D
CALCULO DE MOMENTO ELASTO-PLASTICO

F.5.D.1 — GENERALIDADES

Este apéndice da un método alterno, que puede ser usado en lugar de los numerales F.5.4.5.2 o F.5.5.4.1, para obtener la resistencia de diseño a momento M_{RS} de secciones de vigas esbeltas y semi-compactas.

El método elasto-plástico presentado es ventajoso en secciones en las que un elemento crítico para pandeo local, que tiene un valor de β aproximadamente en la región de β_o (véase la tabla F.7.4.3), contiene material comprimido que se localiza más cerca del eje neutro que las fibras a tensión más extremas de la sección. Ejemplos típicos son secciones en las que:

(a) El material en extrema compresión, incluyendo un elemento de aleta crítico, se localiza más cerca del eje neutro que el material en extrema tensión (véase la figura F.5.D.1 (a)); o

(b) Un elemento crítico de alma termina a alguna distancia hacia adentro de la cara en extrema compresión, debido a la presencia de una platina de encaje (véase la figura F.5.D.1 (b))

El uso de este apéndice es desventajoso cuando se aplica a secciones en las que el elemento crítico es muy esbelto $(\beta >> \beta_o)$.

F.5.D.2 — PATRON DE ESFUERZO ELASTO-PLASTICO

F.5.D.2.1 — REGLAS PARA LA CONSTRUCCION DEL PATRON DE ESFUERZO — Un patrón de esfuerzo elasto-plástico idealizado se construye, basándose en un material supuesto con fluencia súbita en p_o (en lugar de la curva real esfuerzo-deformación). En la figura F.5.D.1 se dan ejemplos típicos. Las reglas para construir tal patrón son las siguientes:

(a) Los cálculos se hacen usando una sección neta efectiva en la que se toman espesores reducidos para tener en cuenta el ablandamiento de la zona afectada por el calor y también se hace reducción por agujeros pero no se hace reducción por pandeo local. La nota 5 del literal (c) del numeral F.5.4.5.2 debe ignorarse.

(b) Los elementos se clasifican de acuerdo con el literal (c) del numeral F.5.4.3.3.

(c) El esfuerzo límite de compresión p_m, en un elemento esbelto, se encuentra mediante:
$p_m = k_L p_o$

Donde:
p_o = esfuerzo límite para el material (véanse las tablas F.5.4.1 y F.5.4.2)
k_L = coeficiente de pandeo local, encontrado en F.5.4.3.4 (literal (a))

Para un alma longitudinalmente rigidizada, generalmente se obtienen diferentes valores de p_m para los diferentes sub-paneles, basándose en sus diferentes valores de k_L.

Para aplicar las reglas (b) y (c), el valor ε debe siempre ser determinado usando la expresión de la nota 1 de la tabla F.5.4.3. El valor modificado de ε dado en F.5.4.3.3 (d) o en la nota 3 de F.5.4.5.2 (c) no es válido para ser usado con este apéndice.

(d) El patrón de esfuerzo debe ser tal que la fuerza total de compresión balancee la de tensión.

(e) En el lado a tensión, el esfuerzo en la fibra extrema no debe exceder p_o. Se permite que la plasticidad se extienda hacia adentro desde esta cara.

(f) En el lado a compresión, el esfuerzo en cualquier elemento no debe exceder un valor límite p dado por:

1. **Elemento totalmente compacto o semi-compacto**
   $p = p_o$
2. **Elemento esbelto**
   $p = p_m$

(g) Se puede permitir que la plasticidad se extienda hacia adentro desde la cara a compresión de la sección únicamente si la aleta a compresión es totalmente compacta.

(h) Para una sección con una aleta a compresión totalmente compacta y con una platina de encaje adyacente al borde a compresión de un alma semi-compacta o esbelta (véase la figura F.5.D.1 (b)), la distancia que puede extenderse la plasticidad hacia adentro desde la cara de compresión está limitada como se indica a continuación:

(1) Alma semi-compacta: la plasticidad no debe extenderse más allá del extremo a compresión del alma.

(2) Alma esbelta: la regla (f) (2) debe ser satisfecha para el alma.

F.5.D.2.2 — SECCIONES HIBRIDAS — Para aplicar el numeral F.5.D.2.1 a una sección híbrida, fabricada con componentes de diferente resistencia, es útil recordar que la distribución de deformaciones será lineal en la dirección de la sección transversal. Esto tiene las siguientes implicaciones para el patrón de esfuerzos supuesto.

(a) En la zona elástica, el esfuerzo varía linealmente a cada lado del eje neutro, sin escalones.
(b) En cualquier zona plástica habrá cambios en escalón del esfuerzo entre materiales de diferente p_o.
(c) En la unión entre las zonas elástica y plástica, también habrá un escalón si esta unión coincide con un cambio de material.

F.5.D.3 — CALCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO

F.5.D.3.1 — GENERALIDADES — La resistencia a momento de diseño M_{RS} se encuentra usando la siguiente expresión:

$$M_{RS} = \phi M_u$$

Donde:
M_u = momento último encontrado según F.5.D.3.2 o F.5.D.3.3
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.5.3.1)

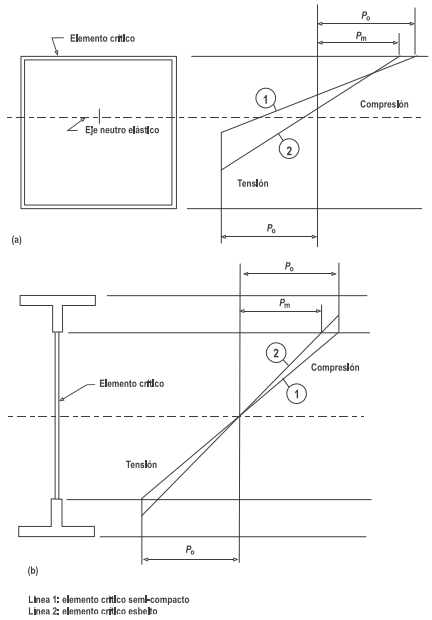
F.5.D.3.2 — SECCIONES ESBELTAS — M_u se toma como el momento correspondiente al patrón de esfuerzos adoptado (véase F.5.D.2).

F.5.D.3.3 — SECCIONES SEMI-COMPACTAS — M_u se encuentra por interpolación, como sigue:

$$M_u = M_{us} + \frac{\beta_o - \beta}{\beta - \beta_{1o}}\left(M_{uf} - M_{us}\right)$$

Donde:
M_{us} = momento correspondiente al patrón de esfuerzos adoptado (véase F.5.D.2.1)
M_{uf} = Sp_o
S = módulo plástico de la sección
β = valor de β para el elemento crítico
β_1, β_o = valores límite de β totalmente compacto y semi-compacto para ese elemento (véase la tabla F.5.4.3)

Las limitaciones en la expansión de la plasticidad desde la cara de compresión de la sección, contenidas en F.5.D.2.1 (reglas (g) y (h)), se relacionan con la determinación de M_{us}. Cuando el momento último M_u actúa, generalmente habrá una expansión incrementada de la plasticidad.



Línea 1: elemento crítico semi-compacto
Línea 2: elemento crítico esbelto

Figura F.5.D-1 — Patrones de esfuerzo elasto-plástico supuestos (no hibridas)

APENDICE F.5.E
REGIONES AFECTADAS POR EL CALOR ADYACENTES A SOLDADURAS

F.5.E.1 — INTRODUCCION

F.5.E.1.1 — GENERALIDADES — Los métodos dados en F.5.4.4 para estimar la severidad y extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a soldaduras tiende a ser algunas veces pesimista. Este apéndice da tratamientos alternos para tales casos, que producen valores más favorables de k_z (severidad, véase F.5.E.2) y z (extensión, véase F.5.E.3).

En F.5.E.4 se consideran los posibles beneficios del envejecimiento artificial posterior a la soldadura.

Como alternativa del cálculo se permite encontrar la extensión de la región afectada por el calor experimentalmente mediante mediciones de dureza. En F.5.E.5 se dan pautas para hacerlo.

F.5.E.1.2 — CONTROL TERMICO — La extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor, y algunas veces su severidad, depende de la temperatura entre pasadas T_o, esto es, la temperatura del material parenteral adyacente al comienzo de la colocación de una pasada de soldadura cualquiera. Los siguientes factores tienden a elevar T_o:

(a) Ccolocación de pasadas previas en una unión con pasadas múltiples
(b) Soldadura previa en una unión cercana
(c) Uso de precalentamiento

Un excesivo aumento de temperatura puede prevenirse haciendo control térmico durante la fabricación, esto quiere decir, dejando enfriar el metal adecuadamente entre pasadas. Los métodos dados en F.5.4.4.2 y F.5.4.4.3 para estimar los efectos en la zona afectada por el calor son válidos si el control térmico satisface:

(a) Aleaciones de la serie 7*** $T_o \le 80°C$
(b) Otras aleaciones $T_o \le 100°C$

A menudo es posible reducir la extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor, y algunas veces su severidad, ejerciendo un control térmico aún más estricto, es decir, especificando un valor menor de T_o. Para aprovechar esta mejoría, el diseñador debe especificar cuál será el control más estricto a usar y dar el valor reducido al que se limitará T_o. Cuando se adopte esta práctica, se pueden usar reglas más favorables para la región afectada por el calor dadas en F.5.E.2.3, F.5.E.3.3 y F.5.E.3.4.

F.5.E.2 — COEFICIENTE DE ABLANDAMIENTO k_z

F.5.E.2.1 — VALORES MODIFICADOS DE k_z — Cuando la resistencia está gobernada por p_a o p_y, en vez de p_o, se permite tomar un valor modificado de k'_z para el coeficiente de ablandamiento, como se da en la tabla F.5.E.1, en lugar del valor normal de k_z dado en la tabla F.5.4.5. Esto se aplica para lo siguiente:

(a) Cortante en vigas (véase F.5.4.5.3)
(b) Falla local en miembros a tensión (véase F.5.4.6.1 (b))
(c) Aplastamiento local en miembros a compresión (véase F.5.4.7.6)

El uso del valor modificado k'_z en estos casos, es favorable para la mayoría de los materiales (pero no todos).

F.5.E.2.2 — VALOR DE k_z PARA OTROS MATERIALES — El coeficiente de ablandamiento (k_z o k'_z) para materiales no cubiertos por las tablas F.5.4.5 y F.5.E.1, puede encontrarse usando la tabla F.5.E.2.

F.5.E.2.3 — MATERIAL DE LA SERIE 7* —** Para las soldaduras en tales aleaciones que están sometidas a esfuerzo de tensión actuando en forma transversal al eje de la soldadura, el coeficiente de ablandamiento $(k_z = k'_z)$ debe tomarse como el valor A. El valor de B puede usarse para otras condiciones de esfuerzo.

El valor A debe normalmente tomarse de la tabla apropiada (tabla F.5.4.5 o F.5.E.1). Sin embargo, se permite usar un valor más favorable en los siguientes casos:

(a) Caso 1. Soldadura aislada recta con una sola pasada sin precalentamiento: El valor A puede tomarse igual al valor B, es decir, 1.0 para la condición T4 y 0.8 para la condición T6.

(b) Caso 2. Otras soldaduras con control térmico más estricto: El valor A se puede tomar como sigue:

(1) Para $40°C < T_o \le 80°C$
para condición **T4** $1.2 - 0.005T_o$
para condición **T6** $1.0 - 0.05T_o$

(2) Para $T_o \le 40°C$
para condición **T4** 1.0
para condición **T6** 0.8

Donde:
T_o = temperatura entre pasadas, a ser especificada en el contrato

F.5.E.3 — EXTENSION DE LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR

F.5.E.3.1 — GENERALIDADES — Los métodos dados en F.5.4.4.3 para obtener la dimensión z pueden conducir a sobrestimar de extensión de la zona afectada por el calor. Los siguientes artículos dan tratamientos alternos que pueden usarse para obtener estimativos más favorables en ciertos casos.

F.5.E.3.2 — FORMULA MODIFICADA PARA z — Se permite usar la siguiente expresión para z, en lugar de la dada en el literal (b) de F.5.4.4.3.

$$z = \delta\,\alpha\,\eta\,z_o$$

Donde:
α y η = coeficientes modificadores (véanse los literales (d) y (e) de F.5.4.4.3)
z_o = valor básico de z

El factor extra δ se toma normalmente como 1.0, pero en los siguientes casos (a) y (b) se permite un valor menor:

(a) Para una unión para la que existen tres o más caminos de temperatura válidos:
$\delta = 0.75$
Un camino de temperatura válido es el definido en el literal (e) de F.5.4.4.3.

(b) Para una unión recta de longitud L menor que $5z_o$:

$$\delta = \frac{\left(1.5 + 1.3L/z_o\right)}{\left(3 + L/z_o\right)}$$

Cuando una unión cabe en ambas categorías, el valor de δ debe ser tomado como el menor de los valores dados en (a) y (b).

F.5.E.3.3 — DETERMINACION ALTERNATIVA DE α — Se permite tomar un valor menor de α en los casos Q y R de la tabla F.5.4.6 para una unión en la que se aplique (a) o (b):

(a) Control térmico normal: t_c no excede 25 mm y el área total A (en mm^2) de los depósitos de soldadura en la unión es conocida:

$A \leq 5$	$\alpha = 1.0$
$50 < A \leq 150$	$\alpha = 0.75 + 0.005A$
$A > 150$	$\alpha = 1.5$

(b) Control térmico más estricto:

	$t_c \leq 25$ mm	$t_c > 25$ mm
$0.5T_1 \leq T_o < T_1$	$\alpha = 0.5 + T_o/T_1$	$\alpha = 2T_o/T_1$
$T_o \leq 0.5T_1$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.0$

Donde:

T_o = temperatura entre pasadas reducida (a ser especificada)

T_1 = temperatura entre pasadas normal
= 80°C para aleaciones de la serie 7***
= 100°C para otras aleaciones

t_c = espesor de la parte más gruesa unida

F.5.E.3.4 — DETERMINACION ALTERNATIVA de η — Cuando se especifica un control térmico más estricto, se permite leer η en la figura F.5.E.1 en lugar de usar el literal (e) de F.5.4.4.3. Las cantidades necesarias para la figura se deben tomar como se indica enseguida:

(a) T_o, T_1 y t_c de acuerdo con F.5.E.3.3
(b) h y h_1 de acuerdo con el literal (e) de F.5.4.4.3
(c) $\sum$ indica la sumatoria de todos los caminos de temperatura de la unión

Cuando $t_c > 25$ mm y se usa precalentamiento, no se permite ninguna mejoría de η. En tales casos se debe usar el valor total de $\eta = 1.33$.

F.5.E.4 — ENVEJECIMIENTO ARTIFICIAL POSTERIOR A LA SOLDADURA

Con aleaciones tratadas en caliente de las series 6*** y 7*** es algunas veces benéfico aplicar un tratamiento térmico en la forma de envejecimiento artificial después de la soldadura. Esto implica calentar el componente soldado a una temperatura entre 100°C y 180°C durante un tiempo de hasta **24h**. El procedimiento exacto depende de la aleación. Los siguientes beneficios pueden lograrse con tal tratamiento.

(a) El tiempo para alcanzar propiedades mecánicas estables se reduce a un valor por debajo del indicado en el literal (c) de F.5.4.4.2.
(b) La resistencia de partes de la zona afectada por el calor (pero no necesariamente de toda) se eleva. En el diseño puede suponerse ésto para reducir efectivamente la extensión de la zona afectada por el calor.
(c) Hay alguna mejoría en la resistencia del metal de aporte.

Para cuantificar estos beneficios es necesario hacer ensayos usando especímenes representativos (véase F.5.E.5). Se debe simular la situación real en términos de: espesor de metal, geometría, metal de aporte y parámetros de soldadura, así como el tratamiento exacto post-soldadura empleado.

F.5.E.5 — MEDICIONES DE DUREZA

F.5.E.5.1 — GENERALIDADES — Se permite determinar la extensión de la zona afectada por el calor experimentalmente (véase el literal (g) de F.5.4.4.3). El método más usual es conducir una medición de dureza.

F.5.E.5.2 — METODO EXPERIMENTAL — El método preferido es el que emplea la técnica Vickers Diamond. Se puede aplicar a cualquier prototipo o fabricación de prueba representando parte de la estructura. El procedimiento consiste en tomar una serie de lecturas de dureza a varias distancias de la soldadura y luego determinar en qué punto las propiedades del material parenteral se han recuperado. Preferiblemente, el espécimen debe ser seccionado perpendicularmente a la soldadura y las lecturas deben tomarse a medio espesor sobre la cara cortada (después de la preparación adecuada de la superficie). Sin embargo, puede ser posible tomar las lecturas directamente sobre la superficie del componente.

F.5.E.5.3 — METODO DE INTERPRETACION 1 — Hay dos métodos permitidos para interpretar los resultados de los cuales el método 1 es preferible.

Un gráfico de dureza típico tiene la forma mostrada en la figura F.5.E.2. Sobre él se pueden distinguir dos puntos A y B tal como se muestra. La dimensión z, usada en el diseño para definir la distancia que se extiende la zona afectada por el calor desde la soldadura, debe tomarse como sigue:

$$z = 0.5(X_A + X_B)$$

Donde:

X_A y X_B = distancias de los puntos A y B a la línea central de una soldadura a tope o la raíz de una soldadura de filete

F.5.E.5.4 - METODO DE INTERPRETACION 2 - Puede ser usado si sólo se puede distinguir el punto B en el gráfico, es decir, el punto en el que la dureza del material parenteral se ha recuperado efectivamente. El punto A no se puede localizar con facilidad. En este caso, z debe tomarse como:

(a) Para aleaciones de la serie 5*** $z = 0.65X_B$
(b) Para aleaciones de la serie 6*** $z = 0.75X_B$
(c) Para aleaciones de la serie 7*** $z = 0.90X_B$

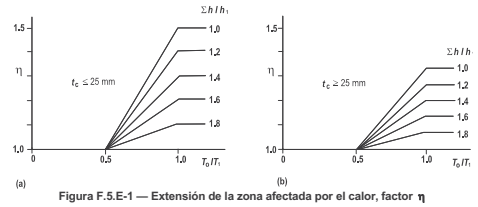


Figura F.5.E-1 — Extensión de la zona afectada por el calor, factor η

Tabla F.5.E-1
Coeficiente de ablandamiento modificado k'_z de la zona afectada por el calor

Aleación	Condición	Producto	k'_z
Tratadas en caliente			
6061	T6, TF	E, DT	0,55
6063	T4	E	1,00
	T4	DT	0,70
	T4	F	0,80
	T5	E	0,75
	T6	E, F	0,55
	T6	DT	0,50
6082	T4	E, S, P, DT, F	1,00
	T6	E, S, P, DT, F	0,55
7020	T4	E, S, P	0,80(A), 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A),0,80(B)
			(nota 2)
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0,25
3103	H14	S	0,30
	H18	S	0,24
3105	H14	S	0,28
	H16	S	0,24
	H18	S	0,21
5083	O, F	E, S, P, DT	1,00
	H22	S, P	0,55
5154A	O, F	E, S, P	1,00
	H22	S, P	0,50
	H24	S, P	0,40
5251	F	WT	0,30
	F	F	1,00
	H22	S, P	0,45
	H24	S, P	0,35
5454	O, F	E, S, P	1,00
	H22	S	0,45
	H24	S	0,40

NOTA 1. En la columna de producto E, S, P, DT, WT y F se refieren, respectivamente, a extrusión, lámina, plancha, tubería extruida, tubería soldada y forjados.
NOTA 2. Refiérase a F.7.4.4.2 (b) para ver la aplicabilidad de los valores A y B para el material 7020.

Tabla F.5.E-2
Determinación general de k_z y k'_z

Serie de la aleación	Condición	k_z (notas 1 y 2)	k'_z (notas 1 y 2)
Tratadas en caliente			
6***	O, F	1,00	1,00
	T4	1,00	1,00
	T5	0,75	0,75
	T6	0,50	0,55
	Otro (nota 3)	$0.50p_{a6}/p_o$	$0.55p_{a6}/p_a$
7***	O, F	1,00	1,00
	T4	0,80(A) 1,00(B)	0,80(A) 1,00(B)
	T6	0,60(A) 0,80(B)	0,60(A) 0,80(B)
	Otro (nota 3)	$0.6p_{a6}/p_o$ (A) $0.8p_{a6}/p_o$ (B)	$0.6p_{a6}/p_a$ (A) $0.8p_{a6}/p_a$ (B)
No tratadas en caliente			
1***, 3*** ó 5***	O, F	1,00	1,00
	Otro (nota 3)	p_{a0}/p_o	p_{a0}/p_a

NOTA 1 - es el valor normal. k'_z es un valor modificado para usar en ciertos casos (F.5.E.2.1).
NOTA 2. - Notación:
p_o y p_a esfuerzos límite del material parenteral en la condición usada (tablas F.5.4.1 y F.5.4.2)
p_{o6} y p_{a6} esfuerzos límite de los materiales parenterales en la condición T6
p_{a0} y p_{a0} esfuerzos límites de los materiales parenterales en la condición **O**
NOTA 3 - El valor tomado nunca debe exceder 1.0.

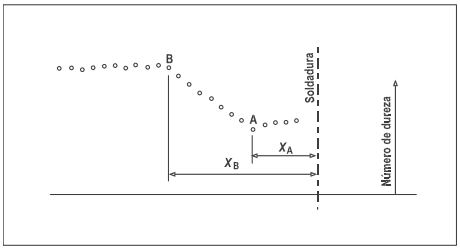


Figura F.5.E-2 — Gráfica de dureza típica a lo largo de un camino de calor a partir de una soldadura

APENDICE F.5.F
FORMULAS GENERALES PARA LAS PROPIEDADES TORSIONALES DE SECCIONES ABIERTAS DE PARED DELGADA

F.5.F.1 — GENERALIDADES

Este apéndice muestra cómo determinar las propiedades de ciertas secciones, necesarias para cálculos de pandeo que involucren torsión (véase los apéndices F.5.G y F.5.H). Las propiedades de la sección son las siguientes:

(a) Constante de torsión , J (véase F.5.F.2)
(b) Segundo momento polar del área respecto al centro de cortante, I_p (véase F.5.F.3)
(c) Coeficiente de alabeo, H (véase F.5.F.4)

F.5.F.2 — CONSTANTE DE TORSION

La rigidez torsional de un miembro que tiene una sección transversal de pared delgada, está dada por el producto **GJ** en el que **G** es el módulo de cortante del material y **J** es la constante de torsión de la sección transversal. Para secciones abiertas de pared delgada sin variaciones pronunciadas de espesor, tales como rebordes o bulbos, **J** está dado por:

$$J = \int_0^S \frac{t^3 ds}{3}$$

Donde:
t = espesor
s = se mide a lo largo de la línea media del perfil
S = longitud total de la línea media

Para una sección compuesta únicamente de elementos de lámina plana, cada uno de espesor uniforme, esta ecuación se reduce a la siguiente:

$$J = \frac{1}{3}\sum bt^3$$

Donde: **b** es el ancho de un elemento medido a medio espesor del perfil.

Cuando se tiene una sección reforzada con rebordes y/o bulbos, se puede usar la siguiente expresión:

$$J = \sum\left\{(p + qN)t\right\}^4 + \frac{1}{3}\sum bt^3$$

Donde:
t = espesor del material plano adyacente
N = dimensión del reborde o bulbo, como se define en la figura F.5.F.1
p y **q** = coeficientes leídos en la figura F.5.F.1

La primera sumatoria se extiende a cada región de reborde o bulbo dentro de la sección (véase la figura F.5.F.1).

Para hacer la segunda sumatoria para los elementos planos, el ancho de cualquier elemento que limita con un reborde o bulbo, debe ser ahora medido hasta el borde del área sombreada mostrada en la figura F.5.F.1.

F.5.F.3 — SEGUNDO MOMENTO POLAR DEL AREA RESPECTO AL CENTRO DE CORTANTE

El segundo momento polar del área respecto al centro de cortante I_p está dado por la siguiente expresión:

$$I_p = I_x + I_y = Ag^2$$

Donde:
I_x e I_y = segundo momento del área respecto a los ejes centroidales
A = área de la sección
g = distancia entre el centroide **G** y el centro de cortante **S**

La posición de **S** se puede encontrar de acuerdo con lo siguiente:

para secciones bisimétricas o con simetría oblicua, **S** coincide con **G**

(a) Para secciones compuestas enteramente de aletas salientes (tales como ángulos, secciones en **T** o cruciformes), **S** se ubica en el punto de intersección de los elementos componentes
(b) Para ciertos tipos específicos de sección, véase la figura F.5.F.2
(c) Para secciones monosimétricas compuestas de elementos planos, generalmente, véase F.5.F.5
(d) Para secciones asimétricas compuestas de elementos planos, generalmente, véase F.5.F.7

F.5.F.4 — COEFICIENTE DE ALABEO

El coeficiente de alabeo **H** puede encontrarse de acuerdo con lo siguiente:

(a) Para secciones compuestas enteramente de aletas salientes (tales como ángulos, secciones en **T** o cruciformes), conservadoramente se puede suponer **H** igual a cero
(b) Para ciertos tipos específicos de sección, véase la figura F.5.F.2
(c) Para secciones monosimétricas compuestas de elementos planos, véase F.5.F.5
(d) Para secciones con simetría oblicua compuestas de elementos planos, véase F.5.F.6
(e) Para secciones asimétricas compuestas de elementos planos, véase F.5.F.7

F.5.F.5 — SECCIONES MONOSIMETRICAS COMPUESTAS POR ELEMENTOS PLANOS

F.5.F.5.1 — NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS — La sección se descompone en **2V** elementos planos, numerados de **1** a **V** a cada lado del eje de simetría AA, contando hacia afuera del punto B donde la sección transversal intersecta AA (véase la figura F.5.F.3). La siguiente notación se relaciona con el R-ésimo elemento de la mitad superior de la sección:

b = ancho del elemento
t = espesor del elemento
a = distancia perpendicular desde el punto medio del elemento hasta AA
c = ancho proyectado del elemento sobre un eje perpendicular a AA
d = distancia perpendicular desde B hasta la línea central del elemento

$$P = \sum_2^R bd$$

La sumatoria para **P** abarca solamente la mitad de la sección por encima de AA. Empieza con el segundo elemento ya que no hay contribución del primer elemento (para el cual $d = 0$).

La convención de signos es la siguiente:

(a) **a** , **b** y **t** son siempre positivos
(b) **c** es positivo si el elemento considerado en el sentido hacia B es convergente con AA y es negativo si es divergente
(c) **d** se toma como positivo si el elemento producido en el sentido hacia B tiene a B a su izquierda, y negativo si B está a su derecha

F.5.F.5.2 - FORMULAS - La distancia e a la que se ubica el centro de corte a la izquierda de B está dada por:

$$e = \frac{1}{I_{AA}}\sum_2^V\left[bt\left\{2aP - bd\left(a - \frac{c}{6}\right)\right\}\right]$$

Donde:
I_{AA} = segundo momento del área de toda la sección respecto a AA

El coeficiente de alabeo, **H** , está dado por:

$$H = 2\sum_2^V\left[\left\{bt\left(P^2 - bdP + \frac{b^2d^2}{3}\right)\right\} - e^2 I_{AA}\right]$$

Este tratamiento sólo cubre las secciones que pueden ser desarrolladas a partir de una sola lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones que se bifurcan es necesario consultar la literatura pertinente.

F.5.F.5.3 — CALCULO DEL ESPECIMEN — La tabla F.5.F.1 presenta el cálculo del especimen para una sección monosimétrica. Los elementos tomados en consideración en este cálculo son los números dentro de triángulos en el diagrama de la tabla F.5.F.1.

F.5.F.6 — SECCION CON SIMETRIA OBLICUA COMPUESTA DE ELEMENTOS PLANOS

F.5.F.6.1 — NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS — La sección se descompone en **2V** elementos planos, numerados de **1** a **V** sobre cada lado del punto de simetría G, contando hacia G (véase la figura F.5.F.4). La siguiente notación se refiere al R-ésimo elemento en la mitad superior de la sección.

b = ancho del elemento
t = espesor del elemento
d = distancia perpendicular desde G a la línea central del elemento
A = área de la sección total

$$P = \sum_2^R bd$$

La sumatoria **P** abarca la mitad de la sección solamente. Empieza con el segundo elemento ya que no hay contribución del primero (para el cual $d = 0$). La convención de signos es la siguiente:

(a) **b** y **t** son siempre positivos
(b) **d** se toma como positivo si es elemento producido en el sentido hacia G tiene a G a su izquierda, y negativo si G está a su derecha.

F.5.F.6.2 — FORMULA — El coeficiente de alabeo, H, está dado por la siguiente expresión:

$$H = 2\sum_1^V\left[bt\left\{(P + K)(P + K - bd) + \frac{b^2d^2}{3}\right\}\right]$$

Donde:

$$K = -\frac{2}{A}\sum_2^V\left\{bt\left(P - \frac{bd}{2}\right)\right\}$$

Este tratamiento sólo cubre una sección que pueda ser desarrollada a partir de una sola lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones que se bifurcan, consulte la literatura pertinente.

F.5.F.6.3 — CALCULO DEL ESPECIMEN — La tabla F.5.F.2 da el cálculo del especimen de una sección con simetría oblicua. Los elementos tomados en cuenta en este cálculo son los números entre triángulos en el diagrama de la tabla F.5.F.2.

F.5.F.7 — SECCION ASIMETRICA COMPUESTA DE ELEMENTOS PLANOS

F.5.F.7.1 — NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS — La sección se descompone en **n** elementos planos, numerados de **1** a **n** empezando por el extremo E de la sección (véase la figura F.5.F.5).

La siguiente notación se relaciona con el r-ésimo elemento:

b = ancho del elemento
t = espesor del elemento
a_u y a_v = coordenadas del punto medio **R** del elemento con respecto a **u** , **v** (ejes principales de la sección)
c_u y c_v = anchos proyectados del elemento sobre **u** y **v** respectivamente
d = distancia perpendicular desde G (centroide de la sección)
d′ = distancia perpendicular desde S (centro de corte). **U** y **V** son las coordenadas de S

$$P = \sum_1^r bd$$

$$P' = \sum_1^r bd'$$

La convención de signos es la siguiente:

(a) **b** y **t** son siempre positivos
(b) a_u y a_v son las coordenadas reales de **R** , pueden ser positivas o negativas dependiendo del cuadrante en que se ubica **R**
(c) c_u y c_v son positivas si **U** (o **V**) se incrementa dentro del elemento en el sentido hacia afuera desde el anterior (r-1)-ésimo elemento, y negativo si **U** (o **V**) decrece
(d) **d** y **d′** son positivos si el elemento producido en el sentido hacia afuera desde el (r-1)-ésimo elemento tiene un momento antihorario respecto a G (o S), y negativo si es en sentido horario.

F.5.F.7.2 — FORMULAS — Las coordenadas del centro de corte, **S**, están dadas por:

$$U = \frac{1}{I_{uu}}\sum_1^n\left[bt\left\{a_v P - bd\left(\frac{a_v}{2} - \frac{c_v}{12}\right)\right\}\right]$$

$$V = \frac{1}{I_{vv}}\sum_1^n\left[bt\left\{a_u P - bd\left(\frac{a_u}{2} - \frac{c_u}{12}\right)\right\}\right]$$

Donde:
I_{uu} , I_{vv} = segundo momento del área de la sección respecto a G_u y G_v

El coeficiente de alabeo, **H** , está dado por:

$$H = \sum_{1}^{n}\left[bt\left\{(P'-K')(P'-bd')+\frac{b^2d'^2}{3}\right\}\right]$$

Donde:

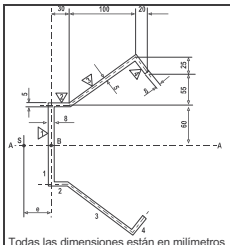
$$K' = \frac{1}{A}\sum_{1}^{n} bt\left(P'-\frac{bd'}{2}\right)$$

A es el área de la sección.

Este tratamiento solamente cubre secciones que puedan ser desarrolladas a partir de una sola pieza de lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones con bifurcaciones, hay que consultar la literatura apropiada.

F.5.F.7.3 — CALCULO DEL ESPECIMEN — La tabla F.5.F.3 muestra el cálculo del especimen de una sección asimétrica. Los elementos considerados en este cálculo son los números dentro de triángulos en el diagrama de la tabla F.5.F.3.

Tabla F.5.F-1
Cálculo del especimen: forma monosimétrica



Todas las dimensiones están en milímetros

R =	2	3	4
b	30	128	32
t	5	5	8
a	60	100	127
c	0	80	-25
d	60	28	189
bd	1.80×10^2	3.58×10^2	6.05×10^2
P	1.80×10^3	5.40×10^3	1.14×10^4
2aP	2.16×10^5	1.08×10^6	2.90×10^6
$bd(a-c/6)$	1.08×10^5	3.10×10^5	7.94×10^5
$2aP-bd(a-c/6)$	1.08×10^5	7.70×10^5	2.11×10^6
$bt\{2aP-bd(a-c/6)\}$	1.62×10^7	4.93×10^8	5.40×10^8

Sumatoria de la última línea = 1.05×10^9 mm^5

I_{AA} (obtenido mediante cálculo no mostrado) = 2.35×10^7 mm^4

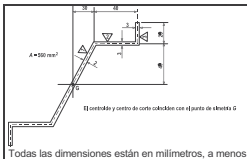
Posición del centro de corte $e = \frac{1.05 \times 10^9}{2.35 \times 10^7} = 45$ mm

P^2	3.24×10^6	2.92×10^7	1.30×10^8
bdP	3.24×10^6	1.93×10^7	6.90×10^7
$b^2d^2/3$	1.08×10^6	4.28×10^6	1.22×10^7
$P^2-bdP+b^2d^2/3$	1.08×10^6	1.42×10^7	7.32×10^7
$bt(P^2-bdP+b^2d^2/3)$	1.62×10^8	9.09×10^9	1.87×10^{10}

Sumatoria de la última línea = 2.80×10^{10} mm^6

Coeficiente de alabeo $H = (2 \times 2.80 \times 10^{10}) - (45 \times 1.05 \times 10^9) = 8.7 \times 10^9$ mm^6

Tabla F.5.F-2
Cálculo del especimen: forma de simetría oblicua



Todas las dimensiones están en milímetros, a menos que se indique otra cosa

R =	1	2	3
b	50	40	20
t	2	3	3
d	0	40	-70
bd	0	1600	-1400
P	0	1600	200
$bt(P-bd/2)$	0	96000	54000

Sumatoria de la última línea = 150000 mm^4

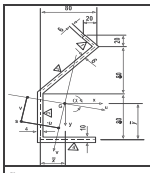
$K = \frac{-2 \times 150000}{560} = -535.7$ mm^2

$(P+K)(P+K-bd)$	287×10^3	-570×10^3	-357×10^3
$b^2d^2/3$	0	853×10^3	653×10^3
$bt[\{(P+K)(P+K-bd)\}+(b^2d^2/3)]$	28.7×10^6	34.0×10^6	17.8×10^6

Sumatoria de la última línea = 80.5×10^6 mm^6

Coeficiente de alabeo $H = (2 \times 80.5 \times 10^6) = 161 \times 10^6$ mm^6

Tabla F.5.F-3
Cálculo del especimen: forma asimétrica



$\bar{x} = 36.1$
$\bar{y} = 62.5$

$\alpha = 9.93°$

$I_{uu} = 8.24 \times 10^4$
$I_{vv} = 1.22 \times 10^4$

$A = 1\,969$ mm^2

r_m	1	2	3	4
b	28.3	113.1	80.0	80.0
t	6.0	6.0	4.0	10.0
d	-100.0	37.9	36.1	62.5
a_u	14.9	-6.0	-31.6	14.6
a_v	-111.6	-57.3	28.4	60.9
c_u	23.1	-65.0	13.8	78.8
c_v	16.2	92.6	78.8	-13.8
bd	-2828	4283	2886	5003
P	-2828	1455	4341	9344
a_uP	-42.1×10^3	-8.8×10^3	-137.4×10^3	137.8×10^3
a_vP	315.7×10^3	-83.3×10^3	123.4×10^3	569.3×10^3
$bd(a_u/2-c_u/12)$	-15.6×10^3	10.2×10^3	-49.0×10^3	3.8×10^3
$bd(a_v/2-c_v/12)$	161.7×10^3	-155.7×10^3	22.1×10^3	158.2×10^3
$bt\{a_uP)-(bd(a_u/2-a_u/12)\}$	-4.5×10^6	-12.9×10^6	-28.3×10^6	106.4×10^6
$bt\{a_vP)-(bd(a_v/2-a_v/12)\}$	26.1×10^6	-49.1×10^6	32.4×10^6	328.9×10^6

$U = \frac{\sum\left(bt\left[(a_vP)-\left[bd\left(a_v/2-c_v/12\right)\right]\right]\right)}{I_{uu}} = -\frac{338.3}{8.24} = -41.1$ mm

$V = \frac{\sum\left(bt\left[(a_uP)-\left[bd\left(a_u/2-c_u/12\right)\right]\right]\right)}{I_{vv}} = \frac{60.7}{1.22} = 49.8$ mm

$g = (U^2+V^2)^{1/2} = 64.5$ mm

$I_p = I_{uu}+I_{vv}+Ag^2 = 17.67 \times 10^6$ mm^4

d'	-164.3	32.8	-12.9	20.6
bd'	-4647	3717	-1036	1649
P'	-4647	-930	-1966	-317
$bt(P'-bd'/2)$	-0.394×10^6	-1.893×10^6	-0.463×10^6	-0.913×10^6

$K' = \frac{\sum\left[bt\left(P'-bd'/2\right)\right]}{A} = -\frac{3.663 \times 10^6}{1969} = -1861$ mm^2

$(P'-K')(P'-K'-bd')$	-5.185×10^9	-2.594×10^9	-0.098×10^9	-0.913×10^9
$b^2d'^2/3$	7.198×10^6	4.605×10^6	0.358×10^6	0.906×10^6
$bt[\{(P'-K')(P'-K'-bd')\}+(b^2d'^2/3)]$	342×10^6	1365×10^6	83×10^6	595×10^6

H = sumatoria de la última línea = 2.385×10^9 mm^6

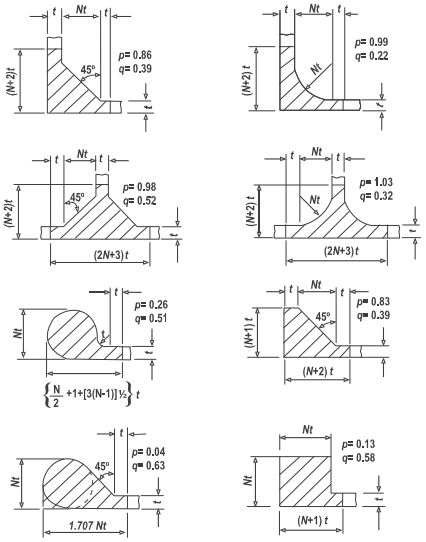


Figura F.5.F-1 — Coeficientes constantes de torsión para ciertos filetes y bulbos

F-584

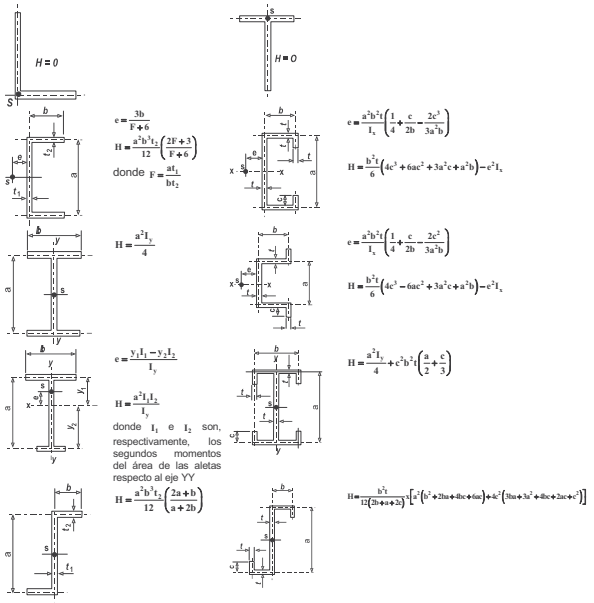


Figura F.5.F-2 — Posición del centro de corte (S) y coeficiente de alabeo (H) para algunas secciones de pared delgada

F-585

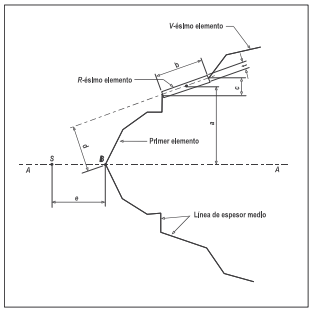


Figura F.5.F-3 — Notación de sección monosimétrica

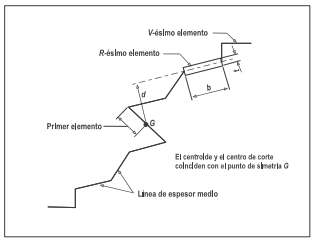


Figura F.5.F-4 — Notación de sección con simetría oblicua

F-586

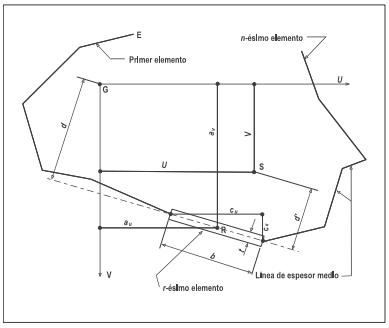


Figura F.5.F-5 — Notación de sección asimétrica

F-587

APENDICE F.5.G
PANDEO TORSIONAL LATERAL DE VIGAS

F.5.G.1 — LONGITUD EFECTIVA DE VIGAS

F.5.G.1.1 — VIGAS SOPORTADAS EN AMBOS EXTREMOS — La longitud efectiva **l** de una viga, para usar en F.5.4.5.6 (d), debe obtenerse de la tabla F.5.G.1 si la viga tiene restricción lateral efectiva sólo en sus extremos.

Para vigas con restricciones laterales efectivas en intervalos dentro de su longitud, el valor de l debe tomarse como la longitud entre restricciones.

F.5.G.1.2 — CARGAS DESESTABILIZADORAS — Existen condiciones desestabilizadoras de carga cuando una carga es aplicada a la aleta superior de una viga y tanto la carga como la viga tienen la libertad de deflectarse lateralmente con relación al centroide de la viga. En tales casos, se deben usar las longitudes efectivas incrementadas de la tabla F.5.G.1.

Para vigas que soportan cargas desestabilizadoras pero tienen restricción lateral efectiva a intervalos dentro de su longitud, el valor de l debe tomarse como 1.2 veces la longitud entre soportes laterales.

F.5.G.1.3 — VOLADIZOS — La longitud efectiva **l** para voladizos sin soporte lateral intermedio y sin momento aplicado en la punta, debe obtenerse de la tabla F.5.G.2.

Si se suministran apoyos laterales intermedios, los valores de l para las longitudes entre restricciones deben tomarse de F.5.G.1.1 o F.5.G.1.2.

Para voladizos sometidos a un momento en la punta, **l** se debe determinar de acuerdo con F.5.G.1.1 o F.5.G.1.2.

F.5.G.2 — DETERMINACION DE λ

El parámetro de esbeltez para pandeo torsional lateral λ se obtiene de la siguiente expresión (véase F.5.4.5.6 (d)):

$$\lambda = \pi\left(\frac{ES}{M_{cr}}\right)^{1/2}$$

Donde:
M_{cr} = momento uniforme elástico crítico
E y **S** = como se definen en F.5.4.5.6 (d)

Para una sección uniforme doble-simétrica, M_{cr} está dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l}\left(EI_y GJ\right)^{1/2}\left(1 + \pi^2 EH/L^2 GJ\right)^{1/2}$$

Donde:
I_y = segundo momento del área respecto al menor eje centroidal
G, **J** y **H** = como se definen en F.5.1.3

Para una sección uniforme simétrica respecto al eje menor solamente, M_{cr} está dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l}\left(EI_y GJ\right)^{1/2}\left\{\left(1 + \frac{\pi^2\beta_x^2}{4l^2}\frac{EI_y}{GJ}\right)^{1/2} + \frac{\pi\beta_x}{2l}\left(\frac{EI_y}{GJ}\right)^{1/2}\right\}$$

Donde:

$$\beta_x = \frac{1}{I_x}\left(\int_0^A x^2 y\,dA + \int_0^A y^3\,dA\right) - 2y_o$$

I_x = segundo momento del área respecto al mayor eje centroidal
y_o = distancia entre el centroide y el centro de corte
A = área de la sección transversal del voladizo

En ambos casos se puede consultar la literatura disponible para soluciones de M_{cr} relacionadas con arreglos de carga diferentes a momento uniforme. Cuando ésto se tenga en cuenta para determinar λ, el valor de $\bar{M}$ en F.5.4.5.6 (b) debe tomarse como el valor máximo en la viga.

F.5.G.3 — VIGAS QUE VARIAN DE SECCION A LO LARGO DE SU LONGITUD

Cuando la sección doble-simétrica de una viga o voladizo varía a lo largo de su longitud entre puntos de restricción, se debe determinar el esfuerzo de pandeo p_x usando las propiedades de la sección en el punto de momento máximo. Luego, este valor de p_x se aplica a toda la longitud entre puntos de restricción y no se deben hacer consideraciones adicionales para el patrón de momentos.

Siempre que R_f no sea menor que 0.2, el valor de λ, basado en la sección transversal en el punto de máximo momento, debe multiplicarse por

$$\left(1.5 - 0.5R_f\right) \qquad \text{(pero} \geq 1.0\text{)}$$

Donde: R_f es la relación del área de aleta en el punto de mínimo momento sobre el área de aleta en el punto de máximo momento entre puntos de restricción adyacentes. R_f se refiere o a la relación de área total de ambas aletas o al área de la aleta de compresión únicamente, la que de el menor valor de R_f. Valores de R_f menores de 0.2 representan un grado extremo de disminución en la sección de la aleta que no está cubierto por esta cláusula.

Tabla F.5.G-1
Longitud efectiva l para vigas de longitud L

Condiciones de restricción en los apoyos		Condiciones de carga	
		Normal	Desestabilizadora
Aleta a compresión restringida lateralmente	Ambas aletas totalmente restringidas contra rotación en el plano	0.7L	0.85L
Viga totalmente restringida contra torsión	Ambas aletas parcialmente restringidas contra rotación en el plano	0.85L	1.0L
	Ambas aletas libres de rotar en el plano	1.0L	1.2L
Aleta a compresión no restringida lateralmente	Restricción contra torsión suministrada únicamente por la conexión positiva de la aleta inferior a los apoyos	1.0L + 2D	1.2L + 2D
Ambas aletas libres de rotar en el plano	Restricción contra torsión suministrada únicamente por apoyo muerto de la aleta inferior sobre los apoyos	1.2L + 2D	1.4L + 2D

NOTA. **D** es la altura de la viga, **L** es la longitud de la viga.

Tabla F.5.G-2
Longitud efectiva l para vigas en voladizo de longitud L

Condiciones de restricción		Condiciones de carga	
En el apoyo	En la punta	Normal	Desestabilizadora
Contínuo con restricción lateral únicamente	Libre	3.0L	7.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	2.7L	7.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	2.4L	4.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	2.1L	3.6L
Contínuo con restricción lateral y torsional	Libre	1.0L	2.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.9L	2.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.8L	1.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.7L	1.2L
Empotrado lateral y torsionalmente	Libre	0.8L	1.4L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.7L	1.4L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.6L	0.6L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.5L	0.5L

APENDICE F.5.H
PANDEO TORSIONAL DE MIEMBROS A COMPRESION: DETERMINACION DEL PARAMETRO DE ESBELTEZ λ

F.5.H.1 — GENERALIDADES

En el diseño de miembros a compresión, la determinación rigurosa del parámetro de esbeltez λ para pandeo torsional tiende a ser laboriosa. En F.5.4.7.4(b) se da un procedimiento simplificado que usa fórmulas empíricas (véase la tabla F.5.4.9) pero éste cubre sólo un rango limitado de formas de sección. El propósito de este apéndice es presentar un procedimiento general que permita encontrar λ para cualquier sección. Este procedimiento más riguroso puede, por supuesto, ser aplicado a las secciones de la tabla F.5.4.9 si se desea y se obtendrá economía.

El tratamiento involucra el uso de las siguientes propiedades de la sección que pueden encontrarse siguiendo el apéndice F.5.F:

(a) **J** constante de torsión
(b) I_p segundo momento polar del área respecto al centro de corte
(c) **H** coeficiente de alabeo

F.5.H.2 — MODOS DE PANDEO

Hay tres modos fundamentales para el pandeo general de un miembro a compresión que se describen a continuación (Donde: **uu** y **vv** son los ejes principales de la sección):

(a) Pandeo como columna puro, es decir flexionante, respecto a **vv**
(b) Pandeo como columna puro respecto a **uu**
(c) Pandeo torsional puro

El pandeo torsional puro se define como una rotación general del cuerpo de la sección respecto a su centro de corte en la parte central de la longitud del miembro. En la práctica, este pandeo torsional puro sólo se observa en ciertas formas de sección. En la mayoría de las formas hay interacción entre torsión pura y flexión, y el centro de rotación cae por fuera del centro de cortante. La disminución de resistencia por pandeo torsional debe tenerse en cuenta en el diseño.

El valor requerido para el parámetro de esbeltez λ para tener en cuenta la interacción con la flexión, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = k\lambda_t$$

Donde:
k = coeficiente de interacción (véase F.5.H.4)
λ_t = parámetro de esbeltez correspondiente a pandeo torsional (véase F.5.H.3)

F.7.H.3 — DETERMINACION λ_t

La expresión general para la esbeltez λ_t correspondiente a pandeo torsional puro es la siguiente:

$$\lambda_t = \frac{\lambda_o}{\left(1 + 26H/Jl^2\right)^{1/2}}$$

Donde:

λ_{ss} = $5.14\left(I_p/J\right)^{1/2}$

l = longitud efectiva de pandeo

Debe notarse que las secciones compuestas de aletas salientes radiantes no se alabean cuando se retuercen $(H=0)$. Ejemplos de tales formas son ángulos, secciones en T y cruciformes.

F.5.H.4 — DETERMINACION DE k

F.5.H.4.1 — SECCION LIBRE DE INTERACCION CON FLEXION — Los tres tipos de modo de pandeo general (véase F.5.H.2), no interactúan entre sí cuando la sección es de uno de los siguientes tipos (véase la figura F.5.H.1):

(a) Bisimétrica
(b) Con simetría oblicua

Para tales secciones, $k=1$, o en otras palabras $\lambda=\lambda_t$.

Para calcular λ_t, se debe tomar una l igual a la usada para pandeo como columna respecto del mayor eje principal (véase F.5.4.7.3 (b)).

F.5.H.4.2 — SECCIONES MONOSIMETRICAS — Para secciones con un solo eje de simetría (véase la figura F.5.H.2), el modo torsional puro interactúa con el pandeo como columna respecto a ss, entonces:

$$\lambda=k\lambda_t$$

Donde:

k = se lee en la figura F.5.4.1 tomando s y X como sigue:

$s=\lambda_s/\lambda_t$

$X=I_g/I_p$

Donde:

λ_s = parámetro de esbeltez para pandeo como columna puro respecto a ss

λ_t = parámetro de esbeltez para pandeo torsional puro

I_g = segundo momento polar del área respecto al centroide G

I_p = segundo momento polar del área respecto al centro de corte S

La longitud efectiva l a usar para encontrar λ_s y λ_t debe encontrarse de acuerdo con F.5.4.7.3(b), con base en el pandeo como columna respecto a ss.

Para tales secciones, el pandeo como columna respecto al eje perpendicular a ss ocurre independientemente, sin interacción.

F.5.H.4.3 — SECCIONES ASIMETRICAS — Cuando la sección no tiene eje de simetría, como en la figura F.5.H.3, todos los tres modos fundamentales interactúan, conduciendo a una ecuación para λ dada por:

$$\lambda=\left(\frac{Q}{X^{1/2}}\right)\lambda_t$$

Donde:

Q = $s_v\left\{3X/\left(C+s_v^2\right)\right\}^{1/2}$

X = I_g/I_p

s_v = λ_v/λ_t

λ_v = parámetro de esbeltez para pandeo como columna puro respecto a vv

λ_t = parámetro de esbeltez para pandeo torsional puro

C = $\left(1-u^2/r_p^2\right)+\left(1-v^2/r_p^2\right)\gamma$

r_p = radio polar de giro de la sección respecto al centro de corte S

u y v = coordenadas del centro de corte (véase la figura F.5.H.3)

x = la menor raíz de la siguiente ecuación cúbica:

$$x^3-3x^2+Ax-B=0$$

Donde:

$$A=\frac{9X\left\{\gamma+s_v^2\left(1+\gamma\right)\right\}}{\left(C+s_v^2\right)^2}$$

$$B=\frac{27X^2\gamma s_v^2}{(C+s_v^2)^3}$$

Donde:

γ = I_u/I_v

I_u e I_v = segundo momento del área respecto de los ejes principales de la sección, uu y vv

La ecuación cúbica puede resolverse con ayuda del nomograma dado en la figura F.5.H.4.

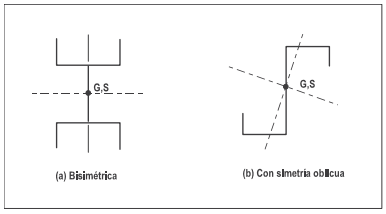


Figura F.5.H-1 — Secciones que no muestran interacción entre los modos de pandeo torsional puro y de flexión

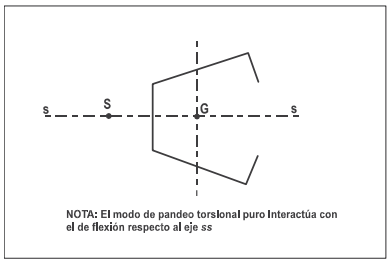


Figura F.5.H-2 — Sección monosimétrica

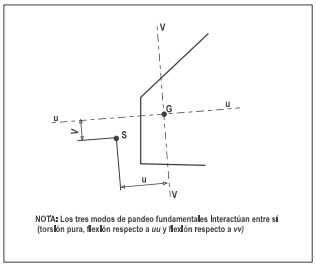
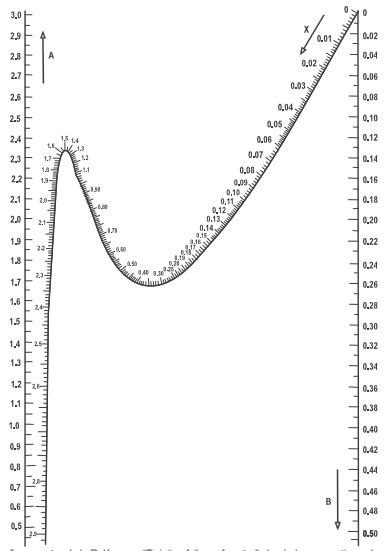


Figura F.5.H-3 — Sección asimétrica



NOTA: La figura se tomó de R. Kappus, "Twisting failure of centrally loaded open section columns in the elastic range", NACA Technical Memorandum No. 851, 1938.

Figura F.5.H-4 — Nomograma para resolver la ecuación cúbica $x^3-3x^2+Ax-B=0$

APENDICE F.5.I
ECUACIONES DE CURVAS DE DISEÑO

F.5.I.1 — USO DE FORMULAS

En F.5.4 y F.5.5, donde se hace referencia a curvas de diseño, se permite al diseñador usar en su lugar las fórmulas en las que se basan dichas curvas. Estas están dadas en la tabla F.5.I.1.

F.5.I.2 — PANDEO GENERAL PARA ELEVADA ESBELTEZ

Las curvas de diseño dadas en la sección F.5.4 para pandeo general de vigas y miembros a compresión (véanse las figuras F.5.4.9, F.5.4.10 y F.5.4.12) siempre terminan en una esbeltez dada por $\lambda = 130$. Para valores mayores de λ, el diseñador debe o usar la fórmula apropiada de la tabla F.5.I.1 o consultar la figura F.5.I.1.

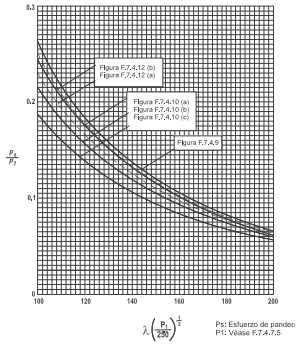
Tabla F.5.I-1
Ecuaciones de las curvas de diseño

Figura	Curva	Fórmula	Rango
F.5.4.2	B	$g = 1$	
	A	$g = 0.65 + 0.35\, y_m/y_c$	$1 \geq y_o/y_c \geq 0$
		$g = 0.65 + 0.30\, y_m/y_c$	$0 \geq y_o/y_c \geq -1$
		$g = 0.7 / (1 - y_o/y_c)$	$y_o/y_c \leq -1$
F.5.4.4 (a)		$h = \left\{1 + 0.1(c/t-1)^2\right\}^{-1/2}$	
(b)		$h = \left\{1 + 2.5(c/t-1)^2/(b/t)\right\}^{-1/2}$	$c/t \geq 1$
(c)		$h = \left\{1 + 4.5(c/t-1)^2/(b/t)\right\}^{-1/2}$	
F.5.4.5 (a)	A	$k_L = 11/x - 28/x^2$	$7 < x \leq 12.1$
		$k_L = 105/x^2$	$x \geq 12.1$
	B	$k_L = 10/x - 24/x^2$	$6 < x \leq 12.9$
		$k_L = 105/x^2$	$x \geq 12.9$
(b)	C	$k_L = 32/x - 220/x^2$	$x > 22$
	D	$k_L = 29/x - 198/x^2$	$x > 18$
	E	$k_L = 1\,034/x^2$	
		donde $x = \beta/\varepsilon$	
F.5.4.11		$k = \left[\frac{2Xs^2}{1+s^2-\left\{(1+s^2)-4Xs^2\right\}^{1/2}}\right]^{1/2}$	
		Curvas de pandeo $p_s = Np_1$ donde $N = \phi\left\{1-\left(1-\frac{1}{\bar{\lambda}^2\phi^2}\right)^{1/2}\right\}$ $\phi = \frac{1}{2}\left\{1+\frac{c}{\bar{\lambda}}+\frac{1-c\bar{\lambda}_o}{\bar{\lambda}_o^2}\right\}$ $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi}\left(\frac{p_1}{E}\right)^{1/2}$	$\lambda > \bar{\lambda}_i\left[\pi\left(\frac{E}{p_1}\right)^{1/2}\right]$

	$\bar{\lambda}_i$	c	
F.5.4.9	0.6	0.10	
F.5.4.10 (a)	0.2	0.20	
(b)	0.2	0.45	
(c)	0.2	0.80	
F.5.4.12 (a)	0.4	0.35	
(b)	0.6	0.20	
	$v_i = \left\{5.35\left(\frac{d}{a}\right)^2 + 4\right\}\frac{430}{(d/t\varepsilon)^2}$		$1.0 \geq \frac{a}{d} \geq 0.5$

Tabla F.5.I-1 (continuación)
Ecuaciones de las curvas de diseño

Figura	Curva	Fórmula	Rango
F.5.5.4		$v_i = \left\{5.35 + 4\left(\frac{d}{a}\right)^2\right\}\frac{430}{(d/t\varepsilon)^2}$	$2.5 \geq \frac{a}{d} > 1.0$
F.5.5.5		$v_2 = 3^{1/2} Q \operatorname{sen}^2\theta\left[\cot\theta - \frac{a}{d}\right]$	$2.5 \geq \frac{a}{d} > 1.0$
F.5.5.6		$v_3 = 2\left(3^{1/2}\right) Q^{1/2} \operatorname{sen}\theta$	$1.0 \geq \frac{a}{d} \geq 0.5$
F.5.5.7		$m_1 = Q^{1/2}\frac{a}{d}\operatorname{sen}\theta$	
		donde: $Q = \left\{1 - v_2^2\left[1 - \frac{3\operatorname{sen}^2 2\theta}{4}\right]\right\}^{1/2} - \frac{3^{1/2}}{2} v_3 \operatorname{sen} 2\theta$	
		$\theta = \frac{2}{3}\tan^{-1}(d/a)$	
		v_i como se encuentra en la figura F.5.5.4	
F.5.E.1		$t_c \leq 25$	$t_c > 25$	$\frac{T_0}{T_1} \leq 1/2$
		$\eta = 1.0$	$\eta = 1.0$	
		$\eta = 1 + \left(\frac{2T_0}{T_1} - 1\right)\left(1 - \frac{\sum h}{2h_1}\right)$	$\eta = 1 + \left(\frac{2T_0}{T_1} - 1\right)\left(\frac{2}{3} - \frac{\sum h}{3h_1}\right)$	$1/2 < \frac{T_0}{T_1} \leq 1$
		$\eta = 2 - \frac{\sum h}{2h_1}$	$\eta = \frac{5}{3} - \frac{\sum h}{3h_1}$	$\frac{T_0}{T_1} > 1$



p_s : esfuerzo de pandeo - p_1 : véase F.5.4.7.5

Figura F.5.I-1 — Resistencia al pandeo con alta esbeltez

APENDICE F.5-J
DATOS DE RESISTENCIA A LA FATIGA

F.5.J.1 — DERIVACION DE LOS DATOS $f_r - N$

Las curvas $f_r - N$ de diseño dadas en la figura F.5.7.9 se obtuvieron de datos de ensayos de amplitud constante con resistencias a la fatiga generalmente en la región de 10^5 a 2 10^6 ciclos. La mayoría de los datos fueron obtenidos para especímenes de lámina de 6 mm a 12 mm de espesor. Más recientemente, se ha incluido una base de datos de aproximadamente 120 curvas $f_r - N$ para vigas I extruídas y ensambladas con espesores entre 8 mm y 15 mm. Los materiales cubren las aleaciones de las series 5*** y 6*** más comúnmente usados y la aleación 7020.

Las curvas de diseño representan una probabilidad de supervivencia de por lo menos 97.5% para los detalles clasificados ensayados, cuando todos los datos de ensayo relevantes para cada tipo de detalle se analizan conjuntamente. Típicamente, la curva $f_r - N$ de resistencia media a la fatiga para los datos de cualquier tipo de detalle, es del 30% al 50% más elevada que la curva de diseño.

Las curvas se consideran seguras para cualquier condición de esfuerzo medio hasta el esfuerzo de prueba a tensión. No se recomienda usar relajación para esfuerzos medios inferiores aplicados ya que el esfuerzo local medio real en lugares de iniciación potencial de agrietamiento por fatiga puede ser aún alto aunque el esfuerzo nominal no lo sea. Esto se aplica particularmente a estructuras soldadas y estructuras complejas donde pueden ocurrir encogimiento de la soldadura y desajuste, respectivamente.

La curva nueva producida mediante el cambio de pendiente de la curva de diseño más allá de 5 10^6 ciclos, se ha escogido como el límite inferior para tener en cuenta los daños debidos al rango de esfuerzos altos del espectro. Un rango de alto esfuerzo puede hacer que rangos de esfuerzo por debajo del nivel de esfuerzo de no propagación inicial se sumen a los que causan crecimiento de grietas. En ausencia de datos de ensayos de amplitud variable, la menor pendiente de $m + 2$ ha sido encontrada, mediante procedimientos de mecánica de fracturas, segura para las formas de espectro más comúnmente usadas.

F.5.J.2 — CONDICIONES EN QUE PUEDEN DARSE RESISTENCIAS A LA FATIGA MÁS ALTAS

En algunos diseños en que la fatiga domina y en los que el logro de la masa mínima o el costo inicial mínimo es de particular importancia económica, puede haber necesidad de recurrir a la opción de obtener datos específicos para la fatiga (véase F.5.8.4.4). Para tomar la decisión de obtener o no datos adicionales mediante ensayos se deben considerar los siguientes factores.

(a) Pueden haber beneficios cuando los esfuerzos residuales se mantienen bajos o a compresión y en la dirección de la fluctuación de esfuerzos, ésto se logra con una secuencia de fabricación cuidadosamente controlada (particularmente la soldadura) o mediante una técnica mecánica de mejoramiento adecuada (por ejemplo, expansión de agujeros o martillado de la intersección de la soldadura con el metal de base). Los principales beneficios se obtienen cuando el daño se origina principalmente a partir de rangos de esfuerzos de resistencia a la fatiga altos en el espectro (véase la figura F.5.J.1).

(b) Se tienen resistencias a la fatiga más altas cuando la escala del componente es pequeña. Esto puede aplicarse cuando los espesores y tamaños de soldadura son menores de 6 mm.

(c) Si hay un gradiente de esfuerzos con una reducción rápida de esfuerzos al alejarse del sitio de iniciación, se pueden tener resistencias a la fatiga mayores, por ejemplo en un accesorio soldado transversalmente o en una lámina a flexión.

(d) Si la forma del espectro es bastante plana, con un gran número de ciclos en o por debajo del nivel de esfuerzo no propagante de amplitud constante, la pendiente efectiva más allá de 5 10^6 ciclos puede ser significativamente más plana (véase la figura F.5.J.1).

Si se recurre a los ensayos y se obtiene una resistencia más alta, es importante que las condiciones de fabricación no se varíen de ningún modo durante la producción. Esto se aplica a la geometría del detalle, secuencia (incluyendo prensado y soldadura), calidad de soldadura, preparación de la superficie (incluyendo maquinado, taladrado de agujeros y limpieza).

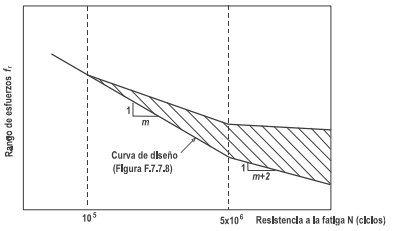


Figura F.5.J-1 — Zona de la mayor variación en las curvas efectivas $f_r - N$

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TÍTULO G — ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA

TÍTULO G
ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA

CAPÍTULO G.1
REQUISITOS GENERALES

G.1.1 — ALCANCE

G.1.1.1 — El Título G de este Reglamento establece los requisitos de diseño estructural para edificaciones de madera. Una edificación de madera diseñada y construida de acuerdo con los requisitos del Título G tendrá un nivel de seguridad comparable a los de edificaciones de otros materiales que cumplan los requerimientos del Reglamento.

G.1.1.2 — Cuando este Reglamento se refiera a elementos, miembros o edificaciones de madera, se entenderá refiriéndose a una edificación totalmente de madera o a miembros o a elementos que conforman una edificación mixta en la cual la madera se combina con otros materiales, cobijados o no dentro del alcance de este Reglamento.

G.1.1.3 — Esta norma se puede complementar con la Norma Técnica Colombiana NTC 2500 Uso de la Madera en la Construcción, publicada por el ICONTEC, Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, la cual se ocupa de la madera como material de construcción y de los procesos industriales y tratamientos, así como de los requisitos de fabricación, montaje, transporte y mantenimiento de elementos de madera. Se recomienda el uso simultáneo de ambas normas, pero para todos los aspectos priman las normas del presente Reglamento.

G.1.2 — DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

G.1.2.1 — **DEFINICIONES** — Los siguientes términos, usados a lo largo de este Título, tienen el significado que se indica a continuación.

Acabado — Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza u objeto de madera para un fin determinado. El acabado natural se obtiene mediante procesos tales como: cepillado, lijado, etc. y el acabado artificial con la aplicación de sustancias tales como: ceras, lacas, tintes, etc.

Acción conjunta o Acción de Grupo — Participación de tres o más elementos estructurales con una separación entre ellos no mayor de 600mm, para soportar una carga o un sistema de cargas, y que están unidas por pisos, techos u otros elementos que distribuyan adecuadamente las cargas.

Albura, madera de — La proveniente de la parte periférica del árbol constituida por capas de leño en estado de maduración. Por lo general la atacan fácilmente hongos e insectos; se recomienda su preservación cuando se use en la construcción.

Alfarda — Par o cuchillo de una armadura de cubierta que se coloca perpendicularmente a la fachada.

Amarre de continuidad — En diafragmas de madera es el elemento continuo que se extiende de borde a borde del diafragma, y es el encargado de la transmisión de las fuerzas que actúan perpendicularmente al muro.

Amarre secundario — Son los elementos continuos que se extienden de borde a borde del diafragma y que se localizan entre los amarres de continuidad; se encargan de la transmisión de cargas a los amarres de continuidad.

Anisotropía — Propiedad de ciertos materiales que, como la madera, presentan características diferentes según la dirección que se considere.

Arandela — Pieza metálica en forma de corona para repartir la fuerza en un área mayor.

Armadura — Conjunto de elementos de madera que ensamblados en configuraciones triangulares planas o espaciales y adecuadamente diseñadas y detalladas conforman un sistema o un sub-sistema estructural que resiste y

transfiere cargas horizontales, verticales o una combinación de las dos, hacia la cimentación o a los elementos de soporte. Cercha.

Aserrado — Proceso mediante el cual se corta longitudinalmente una troza, para obtener piezas de madera de sección transversal cuadrada o rectangular denominadas comúnmente bloque o tablones. El aserrado se realiza mediante sierras circulares, sierras de cinta u hojas de sierra.

Cajas — Corte de forma rectangular que se practica en el canto de un elemento de madera.

Cambium — Capa situada debajo de la corteza de los árboles y plantas en donde se producen las células de crecimiento.

Canteado — Proceso de labrar el canto de una tabla. Planeado.

Canto — Superficies perpendiculares a las caras de una tabla o borde.

Capacidad de un elemento o componente estructural — Es la máxima fuerza axial, fuerza cortante y momento flector que es capaz de resistir un elemento o componente estructural.

Capacidad modificada para diseño — Es la capacidad de un elemento o componente estructural afectada por los coeficientes de modificación.

Cara — Superficies mayores perpendiculares a los cantos de una tabla.

Carga de servicio — Carga estipulada en éste Reglamento en el Título B.

Cargar — Aplicar fuerzas a una estructura. Apilar madera en una cámara de secado.

Celosía — Viga de cordones paralelos con pendolones y diagonales que forman triángulos continuos. Enrejado de piezas de madera.

Cepillado — Proceso de alisar la superficie de la madera.

Cimbra — Sistema total de soporte para el concreto fresco.

Cepillo — Herramienta manual o equipo eléctrico-mecánico para efectuar el cepillado de la madera.

Cercha — Elemento estructural triangulado que recibe las cargas de un tejado.

Clavo — Elementos metálico largo y delgado con cabeza y punta que se introduce a golpes o a presión para unir maderas.

Clavo lancero — Clavo introducido en forma inclinada.

Coeficientes de modificación — Son los coeficientes por los cuales se debe afectar a los esfuerzos admisibles y a los módulos admisibles de elasticidad longitudinal para tener en cuenta las condiciones de uso particular de un elemento o componente estructural, y así obtener los valores modificados que pueden ser usados en el diseño estructural.

Colector — Los colectores de un diafragma de madera son elementos controlados por fuerza que transmiten las fuerzas inerciales al sistema estructural de resistencia sísmica. Estos elementos junto con el sistema estructural definen un plano de colección de fuerzas que se extiende de borde a borde del diafragma, a través del cual el diafragma transfiere las fuerzas inerciales al sistema estructural de resistencia sísmica.

Columna — Pieza cuyo trabajo principal es a compresión.

Columna armada — Columna formada por varios elementos o piezas individuales de madera, clavadas, atornilladas, empernadas o pegadas entre sí para funcionar como una unidad.

Columna espaciada — Columna formada a partir de dos o más elementos individuales de madera dispuestos paralelamente al eje de la columna, separados en los extremos y en puntos intermedios de su longitud por bloques o

tacos, unidos por adhesivos, tornillos , clavos, conectores, pernos capaces de desarrollar la resistencia a corte requerida.

Condición de uso — Se refiere a la condición de exposición al medio ambiente, a la forma de uso y al tipo de cargas que solicitarán al elemento o componente de madera durante su etapa de servicio.

Conector — Elementos metálicos que incluyen clavos, tornillos, pernos, multiclavos de dientes integrales, anillos partidos, platinas de corte y cartelas, los cuales se emplean como medio de unión de dos o más maderas o de maderos con otros materiales.

Contracción — Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad por debajo de la zona de saturación de las fibras, que se presenta en los sentidos radial, tangencial y longitudinal.

Contrachapado — Tablero formado con chapas pegadas, con las fibras normalmente a 90 grados.

Contraviento o Riostra — Elemento que colocado en forma transversal o diagonal a los elementos principales de un sistema estructural, garantiza la estabilidad geométrica y estructural del conjunto.

Cordones — Miembro superior o inferior de una armadura, responsable de resistir el momento debido a las cargas que actúan en el plano de la misma.

Creosota — Destilado, generalmente de alquitrán de hulla, constituido por una mezcla de hidrocarburos aromáticos, sólidos y líquidos. Se usa en la preservación de la madera y en la fabricación de pinturas.

Cuchillo — Alfarda o par de una armadura de cubierta o vertientes.

Cumbrera — Parte más alta de un tejado en donde se unen los faldones.

Chapa — Lámina de madera con un espesor no mayor de 6 mm, obtenida por corte plano o de bobinado de un bloque o rollizo respectivamente. Cualquier lámina de madera con las mismas características de espesor.

Descargar — Remover fuerzas de una estructura. Retirar la madera de una cámara de secado.

Descimbrar — Retirar la cimbra de su posición de soportes de cargas.

Diafragma — Subsistemas estructurales encargados de la transmisión y resistencia de las fuerzas laterales, principalmente por acción en su plano. Los diafragmas pueden ser tanto horizontales (entrepisos y cubiertas) como verticales (muros de corte).

Diafragma horizontal – Subsistema estructural horizontal o relativamente horizontal que transmitir fuerzas laterales a los elementos verticales encargados de la resistencia lateral de una edificación.

Diagonal — *Armadura* o viga de una armadura de cubierta instalada generalmente a 45° con respecto a la fachada. Cualquier elemento cuyo eje longitudinal forma un ángulo diferente de 0º o 90º con el eje longitudinal del elemento o componente estructural al cual se conecta.

Dimensiones nominales — Son las existentes en las piezas antes de las operaciones de maquinado.

Dimensiones reales — Son aquellas que presentan las piezas después de las operaciones de maquinado.

Distancia al extremo — Distancia del centro de un elemento de unión (conector) a la arista extrema de una pieza.

Distancia al borde — Distancia del centro de un elemento de unión (conector) a una arista lateral de la pieza.

Distancia centro a centro — Distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento adyacente.

Ductilidad por desplazamiento — Relación entre el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de rotura del material y el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de fluencia del material.

Duramen, madera de — La proveniente de la zona central del árbol constituida por células maduras. Es por lo general menos susceptible de ser atacada por hongos e insectos. En especies de baja densidad se recomienda usarla preservada.

Elemento dúctil — Es un elemento que tiene capacidad de deformación en el rango inelástico.

Elemento de poca o limitada ductilidad — Elemento con poca o limitada capacidad de deformación en el rango inelástico.

Elemento principal — En el diseño de conexiones sometidas a cortante simple, es el elemento de madera de mayor espesor. En el diseño de conexiones con clavos, tornillos o tirafondos sometidas a cortante doble, es el elemento de madera que recibe la punta del conector.

Elemento lateral o secundario — En el diseño de conexiones sometidas a cortante simple o múltiple, son los elementos de madera o platinas de acero no cubiertos por la definición anterior.

Enlucido — Pañete de mortero en muros, también llamado frisado

Entalisar — Colocar talisas o separadores entre las maderas para el secado.

Entramado — Conjunto de elementos estructurales como vigas y viguetas en entrepisos y techos, o como parales en muros, que se encargan de dar soporte al material de revestimiento de entrepisos, techos y muros.

Escuadría — Dimensiones transversales de una pieza de madera aserrada a escuadra.

Esfuerzos admisibles para diseño — Son los esfuerzos de flexión, tensión, compresión paralela, compresión perpendicular, corte y modulo de elasticidad longitudinal, que resisten los elementos de madera, referenciados.

Esfuerzos admisibles modificados para diseño — Es el esfuerzo resultante de multiplicar los esfuerzos de referencia para diseño por los coeficientes de modificación aplicables. Es el esfuerzo que debe ser usado para realizar el diseño estructural y para revisar los criterios de aceptación.

Esfuerzo calculado — Es el esfuerzo resultante de las solicitudes de servicio.

Extracción, Carga de extracción — Carga de tensión aplicada sobre el eje longitudinal de un conector.

Faldón — Vertiente o cada uno de los planos que forman el tejado.

Fibra — Célula alargada con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas; típica de las maderas latifoliadas.

Formaleta — Estructura provisional que soporta o da forma a elementos de concreto mientras obtienen la resistencia requerida.

Fresado — Proceso industrial para labrar la madera por medio de fresas o cuchillas.

Friso, Remate — Tabla ubicada de canto, que en una de sus caras rematan vigas o viguetas.

Grano — Término que se refiere a la dirección de los elementos celulares axiales con relación al eje del árbol o al canto de una pieza de madera aserrada.

Grupo — Clasificación de las maderas de acuerdo a su módulo de elasticidad y a su conjunto de esfuerzos.

Hinchamiento — Aumento de las dimensiones de una pieza causada por el incremento de su contenido de humedad.

Labrado — Es la operación realizada en la madera para reducirla al estado o forma conveniente para su uso.

Madera tratada — Es aquella sometida a un proceso de secado y preservación.

Maquinado — Proceso destinado a obtener la escuadría necesaria de un madero por medio de máquinas apropiadas.

Módulo de elasticidad longitudinal admisible — Módulo de elasticidad de un elemento de madera medido en la dirección paralela al grano, multiplicado por los coeficientes de modificación que lo afecten.

Módulo de elasticidad mínimo longitudinal admisible — *Es el anterior módulo, llevado al quinto percentil, a flexión pura y finalmente afectado por un factor de seguridad.*

Montaje — Acción y efecto de armar o ensamblar los elementos y componentes de una construcción.

Montante o Pendolón — Pieza de madera, normalmente en posición vertical en el plano de trabajo, que forma parte de una armadura.

Mortero — Mezcla de arena y cemento utilizado para unir ladrillos o pañetar muros o techos.

Muro cortafuego — Pared de separación de material resistente al fuego, que divide una construcción a lo ancho y a lo alto para impedir que el fuego se propague de un lado a otro.

Muro de corte — Elemento vertical del sistema de resistencia a cargas laterales de la edificación, diseñado para transmitir las cargas gravitacionales y para soportar las cargas laterales provenientes de diafragmas horizontales y de otros elementos del sistema de resistencia lateral de niveles superiores.

Muro divisorio — Elemento vertical usado exclusivamente para dividir un espacio interior y que no soporta cargas gravitacionales provenientes de diafragmas horizontales.

Muro portante — Elemento vertical diseñado para dar soporte a las cargas gravitacionales de los diafragmas horizontales y para transferir dichas cargas a otros elementos portantes o, a la cimentación.

Muros — Elementos verticales que soportan los diafragmas horizontales y transfieren cargas a las fundaciones.

Panel — Tablero, de dimensiones y materiales diversos, que puede formar parte de cualquier unidad de la construcción, como muros, pisos, techos, etc.

Partícula — En tableros aglomerados o de partículas, es la porción diminuta bien definida de madera u otra materia orgánica producida mecánicamente para constituir la masa con que se fabrica el tablero.

Pendolón — Elemento vertical de una cercha o de una armadura de cubierta. Montante.

Perforación guía o pretaladrado — Perforación con características de diámetro y profundidad específicas, realizada en el elemento de madera para la posterior instalación de un conector.

Perno — Elemento de unión de maderas, provisto de cabeza hexagonal en un extremo y rosca en el otro.

Peso superficial de un muro — Se entenderá como el peso por unidad de área de un muro. Se calculará como el peso específico del muro multiplicado por su espesor.

Pie derecho — Elemento vertical que trabaja a comprensión. Piezas verticales de los entramados o muros de corte.

Pie de amigo — Elemento inclinado de soporte que trabaja a compresión.

Pie tablar — Unidad de medida representada por el volumen de una tabla de un pie de largo (aproximadamente 0.305 m), un pie de ancho (aproximadamente 0.305 m) y una pulgada de espesor (aproximadamente 0.0254 m). Un metro cúbico tiene 424 pies tablares.

Pieza — Unidad de medida equivalente a 30.000 centímetros cúbicos. Un metro cúbico corresponde a 33.33 piezas

Prearmar — Poner en su lugar cada uno de los elementos o componentes de una construcción, sin asegurar las uniones de modo definitivo, con el fin de comprobar dimensiones y ajustes.

Precortado — Se refiere a la obtención de piezas o elementos de madera con determinadas características, tales como cortes, perforaciones, etc., las que serán luego utilizadas en obra.

Precortaje — Corte en fábrica según planos, de los elementos de madera de una construcción.

Prefabricación — Producción en fábrica de partes de la construcción como cerchas, paneles, o inclusive habitaciones y casas completas.

Prefrabricado — Se refiere a la producción en fábrica de elementos y componentes separados, que luego serán montados en el terreno.

Preservación — Tratamiento que consiste en aplicar substancias capaces de prevenir o contrarrestar la acción de alguno o varios tipos de organismos que destruyen o afectan la integridad de la madera. Generalmente estos tratamientos son efectivos por lapsos más o menos largos, dependiendo de su calidad.

Preservante — Sustancia que se aplica para prevenir o contrarrestar por un período de tiempo, la acción de alguno o varios de los tipos de organismos capaces de destruir o afectar la madera.

Puntal — Columna de madera usada como soporte provisional o definitivo. Tornapunta.

Puntilla — Clavo.

Retiro — Separación entre dos construcciones o entre la construcción y el límite del lote.

Revestimiento estructural — Material que recubre la superficie de un muro de corte o de un diafragma horizontal.

Revoque — Enlucido o pañete.

Rigidizador — Pieza de madera cuyo objeto es disminuir el pandeo de elementos comprimidos.

Riostra o Contraviento — Elemento estructural empleado para estabilizar una cubierta. Pieza que puesta transversal u oblicuamente asegura la invariabilidad de forma de un entramado.

Secado — Proceso natural o artificial mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera.

Sección — Perfil o figura que resulta de cortar una pieza o cuerpo cualquiera por un plano.

Sección longitudinal — Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido paralelo a las fibras.

Sección radial — Corte longitudinal de un tronco en dirección perpendicular a los anillos de crecimiento.

Sección tangencial - Corte longitudinal de un tronco tangente a los anillos de crecimiento.

Sección transversal — Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido perpendicular a las fibras.

Separador o espaciador — Bloque o taco de madera responsable de mantener a una separación constante dos o más elementos de madera de los que se requiere que actúen en conjunto.

Sistema estructural — Es el conjunto de elementos o componentes estructurales, o de sub-sistemas estructurales diseñados, detallados y ensamblados para resistir la totalidad o una porción de las cargas (verticales, horizontales o ambas) que actúan en una edificación, y para transferirlas al punto final de aplicación (cimentación) a través de una o más trayectorias continuas de carga.

Sistema estructural de resistencia a cargas laterales — Es el sistema estructural concebido principalmente para resistir las fuerzas de sismo o viento que actúan en una edificación (además de las cargas verticales aferentes a él), y para transferirlas al punto final de aplicación (cimentación).

Sistema estructural de resistencia sísmica — Es el sistema estructural de resistencia a cargas laterales específicamente diseñado y detallado para resistir fuerzas sísmicas a través de la disipación de energía en el rango inelástico.

Solera — Elemento superior o inferior del entramado de paneles.

Solicitación — Fuerza interna (fuerza axial, fuerza cortante y momento flector) que actúa en una sección determinada de un elemento o componente estructural. También se entenderá, como los esfuerzos asociados a cada una de las fuerzas internas que actúan en una sección determinada de un elemento o componente estructural, y que se calculan a partir de la teoría de la elasticidad.

Solicitación admisible — Fuerza interna calculada con base en los esfuerzos admisibles y las leyes de la mecánica estructural para una sección dada.

Solicitación controlada por deformación — Se denominan solicitaciones controladas por deformación a aquellas solicitaciones como momentos, cortantes o fuerzas axiales calculadas a partir del análisis estructural, para las cuales se diseña y detalla específicamente un elemento o un componente que proporciona ductilidad al sistema estructural.

Solicitación controlada por fuerza — Se denominan solicitaciones controladas por fuerza a aquellas solicitaciones como momentos, cortantes o fuerzas axiales para las cuales se diseñan los componentes del sistema estructural de los que se espera un comportamiento frágil o de limitada ductilidad.

Subdiafragma — La porción de un diafragma mayor que es diseñado para anclar y transferir fuerzas localizadas a los amarres secundarios y al diafragma principal.

Subsistema estructural — La porción de un sistema estructural que cumple una función específica en la resistencia de cargas y en la transmisión de las mismas a otro elemento, componente, sub-sistema estructural, o a la cimentación.

Tabique — Pared delgada que separa espacios de una edificación. Panel.

Tabla — Pieza de madera plana de poco espesor.

Tablero — Conjunto de tablas unidas por el canto que se clava a un armazón.

Tablero aglomerado o de partículas — Lámina formada por partículas de madera prensadas y encoladas que se usa como revestimiento de muros o cielo-rasos.

Tablero estructural de Madera — El término se refiere a un tablero a base de madera unido con adhesivos impermeables.

Tableros de madera contrachapada (Plywood) — Tablero estructural de madera compuesto de láminas o chapas de madera dispuestas en capas con el grano orientado perpendicularmente entre chapas adyacentes. Las chapas son unidas con un adhesivo que se cura mediante la aplicación de calor y presión.

Tableros aglomerados de fibras orientadas (OSB — Oriented Strand Board) — Panel estructural de madera formado por una matriz de piezas delgadas de madera de forma rectangular dispuestas en la dirección larga del panel y unidas entre ellas con un adhesivo impermeable.

Tableros Formaleta — Tablero estructural de partículas de madera, unidas con resina melamínica o especial, que lo hace altamente resistente a la humedad y le brinda óptimo acabado a sus caras.

Talisa — Separador de piezas de madera para el secado artificial o natural.

Taquetear — Instalar taquetes en pisos y entramados.

Taquete — Elemento de madera que se instala perpendicularmente a la cara de vigas, viguetas y parales para darle estabilidad lateral a los mismos.

Tenacidad — Cualidad que le permite a la madera experimentar considerables cambios de forma antes de romperse, con fractura generalmente astillada.

Timpano — Superficie o muro triangular.

Tirante — Elemento inferior de un sistema estructural que para cargas gravitacionales trabaja a tensión.

Tornapunta — Puntal, pendolón.

Tornillo tirafondo — Elemento de unión de maderas, provisto de cabeza y rosca helicoidal incorporada.

Tuerca — Complemento metálico, generalmente hexagonal, provisto de rosca interior para acoplarse a los pernos y asegurarlos en su posición.

Viga — Elemento principal, cuyo trabajo es principalmente a flexión.

Vigueta — Elemento secundario que trabaja principalmente a flexión.

G.1.2.2 — NOMENCLATURA — La simbología utilizada en este Título se relaciona a continuación.

A = área bruta de la sección transversal en mm², constante en esfuerzo radial
A_n = área neta de la sección transversal de un elemento en mm²
A_{ne} = área neta en el extremo del poste, en mm²
A_{CRIT} = área en la sección transversal critica, en mm²
B = constante en esfuerzo radial
C = constante en esfuerzo radial
C_b = Coeficiente de modificación por longitud de soporte
C_c = coeficiente de cortante, para afectación del módulo de elasticidad
$C_{c\ell}$ = coeficiente por carga y longitud en vigas laminadas
Cct = coeficiente por concentración de tensiones
C_{cl} = coeficiente de curvatura en vigas de madera laminada
C_D = coeficiente de modificación por duración de la carga
C_d = coeficiente de modificación por altura
C_{DG} = coeficiente por desviación al grano
C_F = coeficiente de modificación por forma
C_f = coeficiente de flexibilidad en columnas espaciadas
C_{fu} = coeficiente de modificación por uso en cara ancha
C_g = coeficiente por grupo en uniones empernadas
C_{kd} = coeficiente de modificación por desbastamiento o alisadura
C_{tq} = coeficiente de por tratamiento químico
C_{in} = coeficiente de modificación por incisión
C_L = coeficiente de estabilidad lateral en vigas
$C\ell$ = coeficiente de modificación por longitud
$C\ell_c$ = coeficiente de modificación por longitud para compresión paralela
$C\ell_t$ = coeficiente de modificación por longitud para tensión paralela
C_n = coeficiente por número de piezas en columnas armadas
C_m = coeficiente de modificación por contenido de humedad
C_p = coeficiente de estabilidad en columnas
C_{p1} = coeficiente por penetración en uniones clavadas
C_{pL} = coeficiente por uso de platinas en uniones empernadas
C_{pv} = coeficiente de preservación
C_r = coeficiente de modificación por acción conjunta
C_T = coeficiente de modificación por rigidez al pandeo
C_t = coeficiente de modificación por temperatura
C_v = coeficiente de modificación por volumen
CH(%) = contenido de humedad en porcentaje (%)

CHS(%) = contenido de humedad de madera seca (12%)
COV_i = coeficiente de variación para esfuerzos
COV_E = coeficiente de variación para modulo de elasticidad
D = diámetro de la sección transversal circular, en mm, grupo de madera, carga permanente
D_n = diámetro neto de la sección transversal circular en mm
DB = densidad básica.
ES = grupo de madera
E1 = grupo de madera
E2 = grupo de madera
E3 = grupo de madera
E4 = grupo de madera
E5 = grupo de madera
$E_{0.5}$ = módulo de elasticidad promedio longitudinal en MPa
$E'_{0.5}$ = modulo de elasticidad promedio longitudinal modificado en MPa
$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad al 5° percentil, en MPa
$E'_{0.05}$ = módulo de elasticidad modificada al 5° percentil, en MPa
E_{min} = módulo de elasticidad mínimo, longitudinal en MPa
E'_{min} = módulo de elasticidad mínimo longitudinal modificado en MPa
$E_{y\,min}$ = modulo de elasticidad mínimo, con respecto al eje "y" en maderas laminadas en MPa
$E'_{y\,min}$ = modulo de elasticidad mínimo modificado, con respecto al eje "y" en maderas laminadas en MPa
E_p = modulo de elasticidad perpendicular al grano en MPa
E'_p = modulo de elasticidad perpendicular al grano modificado en MPa
ELP = esfuerzo en el límite de proporcionalidad, en MPa
ER = esfuerzo de rotura, en MPa
F = grupo de madera.
F_b = esfuerzo admisible a flexión, en MPa
F'_b = esfuerzo admisible modificado a flexión, en MPa
F_{bE} = esfuerzo crítico de pandeo, en vigas a flexión, en MPa
F^*_b = esfuerzo admisible de flexión. Multiplicado por todos los factores de modificación excepto C_L en MPa
F^{**}_b = esfuerzo admisible de flexión (F_b) multiplicado por todos los valores de ajuste excepto C_V que es un factor de ajuste para madera laminada, en MPa
F^{**}_b = F'_b para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa
F^{**}_{b1} = esfuerzo admisible de flexión (F^{**}_{b1}), con respecto al eje 1, multiplicado por todos los factores de ajuste, excepto C_V que es un factor de ajuste para madera laminada en MPa
F^{**}_{b1} = F'_{b1}, para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa
F^*_{b1} = esfuerzo admisible de flexión (F_{b1}) con respecto al eje 1, multiplicado por todos los factores de modificación excepto C_L en MPa
F^{**}_{b2} = esfuerzo admisible de flexión (F_{b2}), con respecto al eje 2, multiplicado por todos los factores de ajuste, excepto C_V que es un factor de ajuste para madera laminada en MPa
F^{**}_{b2} = F'_{b2}, para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa
F^*_{b2} = esfuerzo admisible de flexión (F_{b2}) con respecto al eje 2, multiplicado por todos los factores de modificación excepto C_L en MPa
FC = factor de calidad para reducción de esfuerzos básicos.
F_c = esfuerzo admisible a compresión paralela en MPa
F'_c = esfuerzo admisible a compresión paralela, modificado, en MPa

F^*_c = esfuerzo de compresión admisible paralelo al grano (F_c) multiplicado por todos los factores de modificación excepto C_{fu}, C_p, C_V
F_{CE} = esfuerzo crítico de pandeo para miembros de compresión
F_{CE1} = esfuerzo de compresión crítico, con respecto al eje 1
F_{CE2} = esfuerzo crítico de pandeo para miembros a compresión, con respecto al eje 2
F_i = esfuerzo admisible para la solicitación i
F'_i = esfuerzo admisible modificado para la solicitación i
FDC = factor de duración de la carga, para reducción de esfuerzos básicos
F_d = factor de altura, para reducción de esfuerzos básicos
$F_{0.5}$ = esfuerzo promedio
$F^*_{0.5}$ = esfuerzo básico promedio
F_p = esfuerzo admisible a compresión perpendicular a la fibra, en MPa
FRi = factor de reducción de esfuerzos
F'_p = esfuerzo admisible a compresión perpendicular, modificado, en MPa
FS = factor de seguridad, para reducción de esfuerzos básicos.
F_s = factor de seguridad, para obtención del módulo de elasticidad mínimo.
F_{rt} = esfuerzo de tensión radial en madera laminada, en MPa
F_t = esfuerzo admisible a tensión paralela a la fibra, en MPa
F'_t = esfuerzo admisible a tensión paralela, modificado, en MPa
F_v = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, en MPa
F_{vef} = flujo de cortante efectivo en N
F'_v = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado, en MPa
$F_{i0.05}$ = esfuerzos básicos en el 5° percentil
G = módulo de rigidez de corte
HRA = humedad relativa del aire en porcentaje (%)
I = momento de inercia, en mm⁴
K_M = coeficiente de humedad para paneles, en, coeficiente de rigidez al pandeo
K_r = factor de esfuerzo radial
K_T = coeficiente de reducción al quinto percentil, en rigidez al pandeo.
K = coeficiente de afectación en calculo de deflexiones, para diferentes tipos y posición de cargas.
K^* = coeficiente de limitación para deflexiones admisibles
L = carga viva
M = momento admisible de flexión en N-mm
M_a = momento actuante de flexión en N-mm
MOR = módulo de rotura
P = carga concentrada, o fuerza axial de compresión paralela a la fibra en N
N = fuerza admisible a un ángulo de desviación de la fibra, en N, kN
Pa = fuerza axial de compresión paralela a la fibra admisible en N
Q = momento estático de inercia de una sección respecto al eje neutro, o fuerza perpendicular a la fibra.
N = fuerza de compresión perpendicular actuante, en N
R = radio de la sección transversal circular en mm, radio de curvatura en el eje del elemento
R_B = parámetro de esbeltez de vigas
S = módulo elástico de la sección, en mm³
T = fuerza axial de tensión paralela a la fibra actuante, en N, kN
T_a = fuerza axial de tensión paralela a la fibra admisible en N, kN
V = fuerza cortante, en N
Vr = fuerza cortante ajustada
VR = valor de referencia
Vd = fuerza cortante en N
K = coeficiente de deflexión por tipo y ubicación de carga

K^* = coeficiente de limitación de deflexiones admisibles
K_e = coeficiente de longitud efectiva
K_f = coeficiente de material para columnas armadas
K_s = coeficiente para anillos partidos o platinas de cortante en columnas espaciadas
K_x = coeficiente para columnas espaciadas
a = coeficiente de modificación en columnas rebajadas
b = ancho de la sección rectangular, en mm coeficiente exponencial de función de la deflexión a tiempo " t "
c = distancia del eje neutro a la fibra extrema, en mm ó variable de coeficientes de estabilidad.
d = altura de la sección rectangular, en mm
d_1 , d_2 = dimensiones de la sección transversal rectangular en columnas, en mm
d_c = altura específica en uso de anillos partidos, platinas, altura de la sección en la cumbrera en vigas.
d_e = altura específica en uso de anillos partidos, platinas de cortante y pasadores, en mm
d_n = altura neta, diámetro neto, en mm
d_{max} = máxima dimensión para la cara considerada en columnas rebajadas, en mm
d_{min} = mínima dimensión para la cara considerada en columnas rebajadas, en mm
d_T = diferencia de altura en vigas curvas sección variable, en mm
e = excentricidad, en mm
e′ = distancia que se extiende desde el borde de la caja, hasta el filo interior del soporte, en mm
f = coeficiente de flexibilidad del material en columnas armadas
f_b = esfuerzo calculado a flexión, en MPa
f_c = esfuerzo calculado a compresión paralela a la fibra, en MPa
f_r = esfuerzo radial en vigas laminadas, en MPa
f_p = esfuerzo calculado a compresión perpendicular a la fibra en MPa
f_t = esfuerzo calculado a tensión paralela a la fibra, en MPa
f_v = esfuerzo calculado a cortante paralelo a la fibra, en MP
f_x = esfuerzo de flexión en vigas rebajadas, en MPa
f_{xy} = esfuerzo cortante horizontal en vigas rebajadas, en MPa
f_y = esfuerzo cortante vertical en vigas rebajadas, en MPa, esfuerzo de fluencia del acero
f_{b1} = esfuerzo de flexión actuante con respecto al eje 1, en MPa
f_{b2} = esfuerzo de flexión actuante con respecto al eje 2, en MPa
i = subíndice que depende de la solicitación (**i** es **b** para flexión, **t** para tensión paralela, **c** para compresión, " **p** " para aplastamiento, **v** para cortante)
k_c = factor de esfuerzo radial en vigas laminadas
ℓ = longitud de un elemento, en mm
ℓ_e = longitud efectiva de la viga o longitud efectiva, de una columna, en mm
ℓ_{ex} = longitud efectiva de pandeo de la sección total, alrededor del eje x-x, en mm
ℓ_u = longitud no soportada lateralmente de una viga, columna o pie de amigo, en mm
m = número de planos de corte de un clavo
n = número de piezas que constituye la columna compuesta, valor exponencial
p = profundidad del clavo en la madera que recibe la punta
r = radio de giro, en mm.
t = espesor, en bloques en columnas espaciadas en mm, variable de tiempo, en deflexiones diferidas
w = carga uniforme por unidad de longitud, en N/mm
$W_{\Delta i}$ = carga para cálculo de la deflexión inmediata.
Δ_i = deflexión inmediata en mm
Δ_f = deflexión diferida en mm
$W_{\Delta f}$ = cargas para cálculo de deflexiones diferidas 30 años.
Δ_d = deformación en dirección perpendicular a la fibra, en mm
Δ_C = acortamiento en dirección paralela a la fibra, en mm

λ = parámetro de esbeltez de columnas
θ = ángulo entre dos direcciones en grados

G.1.3 — MATERIALES

G.1.3.1 — **REQUISITOS GENERALES DE CALIDAD** — Toda la madera aserrada utilizada en la conformación de elementos estructurales deberá cumplir los requisitos de calidad para madera estructural establecidos en G.1.3.2, y ajustarse rigurosamente a la clasificación visual por defectos según la tabla G.1.3.3 y ceñirse a la clasificación mecánica indicada en G.1.3.5.

G.1.3.2 — **REQUISITOS DE CALIDAD PARA MADERA ESTRUCTURAL** — Estas maderas tendrán un uso básicamente resistente ya que constituyen el armazón estructural de las construcciones. Es decir, forman la parte resistente de muros, columnas, diafragmas, entrepisos y cubiertas. Las condiciones de calidad que debe cumplir este material son las siguientes:

(a) Debe ser madera proveniente de especies forestales consideradas como adecuadas para construir, es decir, que maderas aún no agrupadas estructuralmente deberán estudiarse de acuerdo con la metodología utilizada en el Apéndice G-A, de la presente norma.

(b) Deben ser, en lo posible, piezas de madera dimensionadas de acuerdo con las escuadrías o secciones preferenciales indicadas en el Apéndice G.F en donde se indican las secciones nominales y reales, el área, el módulo de la sección, el momento de inercia y el nombre comercial.

(c) La madera empleada en estructuras debe cumplir con los requisitos de calidad para madera de uso estructural, Capítulo 3.19 de la Norma NTC 2500. (RG.6)

(d) El contenido de humedad de la madera, debe corresponder a la humedad de equilibrio del lugar, según Apéndice G-D. Cuando las maderas de los grupos ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6 definidos en G.1.3.4, y G.2.2.1, G.2.2.2, ofrezcan dificultades al clavado se debe efectuar un pretaladrado, y cuando sean construidas en estado verde, según G.2.2.4. y G.2.2.5, se deberán adoptar precauciones para garantizar que las piezas al secarse tengan el dimensionamiento previsto en el diseño, utilizando los parámetros del apéndice G.C., contracciones.

(e) La madera de uso estructural deberá tener buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada. Además se deben aplicar todos los recursos para protegerla mediante el diseño constructivo del ataque de hongos, insectos y focos de humedad.

G.1.3.2.1 – En el apéndice G-F, se incluye una tabla de secciones preferenciales nominales y reales con los datos de área, Módulos de la sección, Momento de inercia y nombres comerciales.

G.1.3.2.2 - En el apéndice G-B. se presenta una lista de especies maderables colombianas clasificadas en los grupos estructurales establecidos en la tabla G.2.2.1 y G.2.2.2.

G.1.3.3 — **CALIDAD DE LA MADERA ESTRUCTURAL** — Se establecen dos categorías de madera aserrada de uso estructural.

Estructural Selecta (E.S)., empleada en elementos portantes principales, como columnas, vigas maestras, vigas de amarre, cerchas, arcos, pórticos, viguetas de piso ,dinteles, pies derechos de paneles portantes, voladizos, escaleras, cimbras y formaletas.

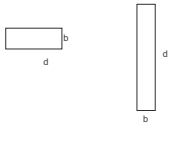
Estructural Normal (E.N.)., empleada únicamente y como segunda alternativa, en elementos portantes secundarios, como correas, cuchillos, contraviento, riostras, separadores, remates, pie-de-amigos, tacos, puntales y elementos temporales y con la reducción señalada en la tabla G.1.3.1.

G.1.3.4 — En la tabla G.1.3-1, se determinan las desviaciones admisibles de la madera aserrada estructural, teniendo en cuenta los defectos indicados en la Norma de Clasificación Visual. Una pieza es aceptable si la magnitud de sus defectos no excede las tolerancias establecidas en dicha tabla. Esta tabla se aplica a los elementos de madera de una estructura que ha sido instalada y corregida para dar servicio, pues se entiende que durante los procesos de

fabricación y montaje, algunos de los defectos anotados son susceptibles de corrección mediante medios mecánicos, resanes y pulimiento de las superficies, siempre que no afecten la estabilidad de la estructura.

Tabla G.1.3-1
Tolerancia de la madera aserrada de uso estructural

	Defecto	Estructural Selecta (E.S)	Estructural Normal (E.N) (2)	Observaciones
1	Dimensión real - En sección transversal - Longitud	- 2 mm, L < 150 + 4 mm, L > 150 -5 mm +5 mm	- 5 mm +5 mm -8 mm +8 mm	
2	Alabeos - Abarquillado - Arqueadura - Encorvadura - Torcedura	< 0.01d < 0.003L < 0.003L < 0.003L	0.015d 0.005L 0.005L 0.005L	Torcedura en una sola arista.
3	Arista faltante (una sola cara)	Máx. 0.25d Máx. 0.25L	Máx. 0.30d Máx. 0.30L	En una sola arista, con reducción de esfuerzos.
4	Duramen quebradizo	No	No	
5	Escamaduras (una sola cara)	< 0.1b < 0.25b	< 0.1b < 0.25b	No se permite en las aristas
6	Falla de compresión	No	No	
7	Grano inclinado	Máx. 1:8	Máx. 1:8	Con reducción de resistencia según (G2.2.3.7)
8	Grieta superficial	Suma < 0,25 b	Suma < 0,30 b	
9	Medula	No	No	
10	Nudos (1 m entre nudos) Nudo sano Nudo hueco Nudos arracimados	Máx. 0,25 b/m,< 4mm Máx. 0,12 b/m,<4mm No	Máx. 0,25 b/m,< 4mm Máx. 0,12 b/m,<4mm No	Distancia entre nudos mayor a 1 m, no se permite en tercio central, ni en zona de tracción. Nudos huecos deben ser sellados con igual material y adhesivos
11	Perforaciones selladas (no alineadas ni pasantes) Pequeñas Grandes	Máx. 6 perf/100 cm^2 3 perf/m	Máx. 10 perf/100 cm^2 6 perf/m	Deberán ser sellados con igual material y adhesivos. D ≤ 3mm D ≥ 3mm
12	Pudrición	No	No	
13	Rajaduras	Long. Máx. = b	Long. Máx. = 1.5b	Solo en un extremo
14	Manchas	No	Mancha azul	



NOTA 1:

b = ancho de la pieza, la de menor dimensión
d = espesor de la pieza, la de mayor dimensión
L = longitud de la pieza

NOTA 2:
Los elementos de la clase Estructural Normal, se diseñarán con un coeficiente de reducción de esfuerzos $c_R = 0.75$, para todos los esfuerzos, excepto el módulo de elasticidad. En las memorias de cálculo se debe indicar el sistema empleado para el diseño de los elementos secundarios.

G.1.3.5 — **GRUPOS ESTRUCTURALES** — De acuerdo con los módulos de elasticidad y su capacidad de resistencia medida en sus esfuerzos admisible, de flexión, compresión paralela, compresión perpendicular, cortante y tensión, se han clasificado en maderas tipo ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6, de acuerdo con las tablas G.2.2-1 y G.2.2-2 y su obtención es ampliamente explicada en el Apéndice G-A. Las maderas seleccionadas en cada grupo se encuentran en el Apéndice G.B.

G.1.3.5.1 — En el presente titulo se hace referencia también a la densidad básica de las maderas. La densidad básica (DB) se define como el cociente entre la masa en estado anhidro (madera seca al horno) y el volumen de la madera en estado verde (VV). Por ser la masa numéricamente igual al peso, con fines prácticos se puede utilizar el peso específico aparente básico (peb), definido como el cociente entre el peso anhidro (pa) y el volumen verde (VV), en lugar de la densidad básica. La determinación del peso específico aparente se hará según la norma NTC 290.

G.1.3.6 — **OBTENCION Y COMERCIALIZACION** — La obtención y comercialización de la madera estructural debe cumplir con la Ley Forestal así como de las disposiciones emanadas del Ministerio del Medio Ambiente y de la Corporación correspondiente al lugar de aprovechamiento de la madera.

G.1.3.7 — **MATERIALES COMPLEMENTARIOS** — El diseño de estructuras de madera tendrá en cuenta las características de los materiales complementarios tales como clavos, pernos, conectores, adhesivos, soportes y tableros, según las especificaciones suministradas por el fabricante. Estos elementos deberán ser zincados, galvanizados en caliente, o protegidos con esmaltes anticorrosivos.

G.1.4 — NORMAS COMPLEMENTARIAS DEL TITULO G DEL REGLAMENTO

El instituto Colombiano de Normas Técnicas ICONTEC mantiene comités de estudio, con participación de profesionales y empresarios para actualización, ratificación y publicación de las Normas Técnicas Colombianas NTC. En el Apéndice G-E se incluye una lista de las normas de madera, estudiadas y publicadas por ese instituto. Para efectos de diseño estructural, prima la presente norma.

G.1.5 — REFERENCIAS AL TITULO G

RG.1 PADT-REFORT, (1984), Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 3ª Edición, Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recursos Forestales Tropicales, Junta del Acuerdo de Cartagena, Pacto Andino, Lima, Perú, 597 p.

RG.2 Manual de Clasificación Visual para Madera Estructural. Junta del Acuerdo de Cartagena. JUNAC, 1984.

RG.3 Manual del Grupo Andino para la Preservación de Maderas Junta del Acuerdo de Cartagena, 1988.

RG.4 Manual del Grupo Andino para el Secado de Maderas Junta del Acuerdo de Cartagena, 1989.

RG.5 Manual del Grupo Andino para Aserrío y Afilado de Cintas y Sierras Circulares, Junta del Acuerdo de Cartagena, 1989.

RG.6 Uso de la Madera en la Construcción, Icontec, Norma Técnica Colombiana NTC 2500, Primera actualización, 1997.

RG.7 Las maderas en Colombia, Centro Colombo-Canadiense de la Madera, Sena Regional Antioquia Chocó, Universidad Nacional de Colombia seccional Medellín 1993.

RG.8 National Design Specifications for Wood Construction (NDS) American Forest and Paper Association Inc, American Wood Council, 2005 Edition, Washington D.C.

RG.9 Timber Construction Manual, Fifth Edition, American Institute of Timber Construction, John Wiley and Sons INC, Hoboken , New Jersey, 2004.

RG.10 The Encyclopedia of Wood, US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory; Madison, Wisconsin, shore Sky Publishing Inc, New York, 2007.

RG.11 Wood Handbook – Wood as an Engineering material Forest Products Laboratory, Forest Service, USD Department of Agriculture, Agriculture Handbook N° 72, Revised August 1974, Washington D.C.

RG.12 National Design Standard for Metal Plate Connected Wood Trusses Constructor Truss Plate Institute, Alexandria VA, 2007.

RG.13 Introduction to Wood Design. Canadian Wood Council, Ottawa, Ontario, 1995.

RG.14 Wood Design Manual Second Edition, Canadian Wood Council Ottawa, Ontario, 1995.

RG.15 Wood Reference Handbook Second Edition, Canadian Wood Council, Ottawa, Ontario, October 1995.

RG.16 Design of Wood Structures, Third Edition, Donald E. Breyer, Mc Graw Hill, Inc, New York, 1993.

RG.17 Structural Design in Wood. Judith J. Stalnaker, Ernest Harros. Van Nostrand Reinhold, New York, 1989.

RG.18 Diseño Simplificado de Estructuras de Madera. Harry Parker Ed. Limusa Wiley, México, 2004.

RG.19 Diseño Simplificado de Armaduras de Techos para Arquitectos y Constructores. Harry Parker, Ed. Limusa Wiley.

RG.20 Combustibilidad de la Madera. La Experiencia con Maderas Colombianas. William Klinger Braham. Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2002.

RG.21 "Recommended Practice for Protection of Structural Glued Laminated Timber During Transit, Storage and Erection" AITC 111-05, American Institute of Timber Construction, Englewood, CO, USA, 2005

RG.22 "Standard Specifications for Structural Glue Laminated Timber of Softwood Species" AITC 117-04, American Institute of Timber Construction, Englewood, CO, USA, 2004.

RG.23 "Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber of Hardwood Species" AITC 119-96, American Institute of Timber Construction, Englewood, CO, USA, 1996.

RG.24 "Structural Glued Laminated Timber" ANSI/AITC 190.1-2007, American Institute of Timber Construction, Englewood, CO, USA, 2007.

RG.25 "Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Structural Glued Laminated Timber (Glulam)" ASTM D3737 – 08, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008, DOI: 10.1520/D3737-08, www.astm.org.

RG.26 "Structural Behaviour of Timber". Borg Madsen. Timber engineering LTDA 1992

RG.27 "Formwork for Concrete". M. K. Hurd, preparado bajo la dirección del ACI Commitee 347 Formwork for Concrete. 2004.

RG.28 Guía para el Diseño Construcción y Materiales de Cimbras para Concreto, comité ACI-347-04 IMCYC. Instituto Mexicano del Cemento y del concreto. México, 2004.

RG.29 Conferencias curso "Formaletas y Comportamiento Estructural". Ricardo Andrés Sánchez B. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito 2009

RG.30 Norma Chilena Oficial NCH 1198 of 2006 para maderas. Instituto Nacional de Normalización. INN Chile 2007

RG:31 Wood Engineering German Gurfinkel. Kendall/Hunt. Publishing Company 1982

RG.32 Compilación de la Propiedades físicas – mecánicas y usos posibles de 178 Maderas de Colombia. Libro Técnico ACIF; No. 1. Bogotá, Colombia 74 p. José Anatolio Lastra Rivera.1987

RG-33 Normas NTC-301 anexo B, 206-2, 1011, 785, 1557, 944, 918, 784, 775, 663 de Icontec 2009.

RG-34 Proyecto PADT – REFORT. Subproyecto "Ensayo de Vigas a Escala Natural — Influencia de Defectos en Vigas y Pies Derechos a Escala Natural" Ignacio López G. Agronomía, seccional Medellín, Universidad Nacional de Colombia - 1984

RG-35 Proyecto Selección de Maderas Colombianas, según Módulo de Elasticidad y Esfuerzos Admisibles. Ricardo Andrés Sánchez B. 2009

RG-36 Diseño de Estructuras en Madera Laminada. Conferencia Sociedad Antioqueña de Ingenieros y Arquitectos SAI.1998.

RG-37 NOTIGUTEMBERTO. Fábrica de tornillos, pernos y tuercas GUTEMBERTO. Boletín No. 12 de 2005, Boletín Boletín No. 07 de 2001, No. 04 de 2000

CAPÍTULO G.2
BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

G.2.1 — REQUISITOS DE DISEÑO

G.2.1.1 — Todos los elementos de una estructura deberán ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas de servicio consignadas en B.2.3.1 del presente Reglamento, dentro de las limitaciones de deflexión estipuladas en G.3.2.1.

G.2.1.2 — Toda construcción de madera deberá poseer un sistema estructural que se ajuste a uno de los cuatro tipos definidos en A.3.2 del presente Reglamento.

G.2.1.2.1 — El diseño estructural deberá reflejar todas las posibles cargas actuantes sobre la estructura durante las etapas de construcción y servicio; además de las condiciones ambientales como humedad o temperatura que puedan generar cambios en las suposiciones de diseño, o que puedan afectar la integridad de otros componentes estructurales.

G.2.1.3 — En el análisis y diseño de las estructuras de madera deberán respetarse los principios básicos de la mecánica estructural, los requisitos básicos de diseño consignados en A.3.1 de este Reglamento y los requisitos particulares que se encuentran relacionados en el presente Título G.

G.2.1.4 — Los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas serán calculados considerando los elementos como homogéneos y de comportamiento lineal.

G.2.1.5 — En el diseño de estructuras de madera todos los cálculos se harán con base en las dimensiones reales de los elementos utilizados, teniendo en cuenta las reducciones por secado y procesamiento de la madera. Las dimensiones indicadas en la tabla G.1.3-1 ya incluyen tales reducciones.

G.2.1.5.1 — Las provisiones de diseño estructural dadas en este Título, se basan en que los materiales de construcción empleados, cumplen con los estándares de durabilidad, tratamientos, fabricación, procesamiento, instalación, control de calidad y adecuado uso y mantenimiento, mencionados en el Capítulo G.11, en el Apéndice G-B y en los capítulos específicos donde se haga referencia a ellos, pero será responsabilidad final del diseñador los planteamientos de diseño utilizados para los elementos de madera y de sus conexiones en usos particulares.

G.2.1.6 — En ningún caso se deben utilizar estructuras de madera cuando la temperatura a la cual van a estar sometidas excede 65°C.

G.2.2 — METODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

G.2.2.1 — El diseño de estructuras de madera se hará por el método de los esfuerzos admisibles y el presente Título G contiene provisiones para su utilización.

G.2.2.2 — **ESFUERZOS ADMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD** — Los grupos de madera estructural que cumplan las normas de clasificación visual para madera aserrada dentro de los parámetros de Estructural Selecta (E.S.), utilizarán, para efectos de cálculo, los esfuerzos admisibles y los módulos de elasticidad de las tablas G.2.2-1 y G.2.2-2 respectivamente que corresponden a las tablas del Apéndice G.B y que fueron obtenidos de acuerdo con el Apéndice G.A.

Tabla G.2.2-1
Esfuerzos Admisibles, F_i, (MPa) C.H = 12%

GRUPO	F_b Flexión	F_t Tensión	F_c Compresión ∥	F_p Compresión ⊥	F_v Cortante
ES1	29.5	21.0	23.0	6.0	2.0
ES2	28.5	20.0	22.0	4.3	2.0
ES3	23.0	17.0	19.0	3.8	1.6
ES4	17.0	12.0	15.0	2.8	1.5
ES5	15.0	11.0	13.0	2.0	1.1
ES6	12.5	9.0	10.0	1.5	1.3

Tabla G.2.2-2
Módulos de Elasticidad Longitudinal, E_i, (MPa) CH = 12%

GRUPO	Módulo Promedio $E_{0.5}$	Módulo 5° Percentil $E_{0.05}$	Módulo Mínimo E_{min}
ES1	18 000	13 250	7 130
ES2	18 000	13 250	7 130
ES3	14 000	11 000	5 500
ES4	12 500	10 000	5 000
ES5	11 200	8 250	4 435
ES6	9 000	6 500	3 564

Para el análisis y diseño de elementos estructurales se debe utilizar $E'_{0.5}$, como módulo de elasticidad del material. El E'_{min}, se utilizará para calcular los coeficientes de estabilidad de vigas (C_L), y de columnas (C_p), y a $E'_{0.05}$ se podrá utilizar para deflexiones cuando las condiciones de servicio sean de alto riesgo o críticas.

G.2.2.3 — **ESFUERZOS ADMISIBLES Y COEFICIENTES DE MODIFICACION** — Con base en los esfuerzos admisibles, de la tabla G.2.2.1 y los módulos de elasticidad de la tabla G.2.2.2, afectados de los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón de duración de la carga, contenido de humedad, temperatura, estabilidad, altura, uso a lo ancho, incisión, acción de conjunto, estabilidad de columnas, rigidez al pandeo, área de soporte y cualquier otra condición modificatoria, se determinarán los esfuerzos admisibles modificados según las prescripciones de los capítulos siguientes y la fórmula general:

$$F'_i = F_i C_D C_m C_t C_L C_F C_{fu} \cdots \qquad \text{(G.2.2-1)}$$

En donde:

F_i = esfuerzo básico para la solicitación i
C_D = coeficiente de modificación por duración de la carga.
C_m = coeficiente de modificación por contenido de humedad.
C_t = coeficiente de modificación por temperatura.
C_L = coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
C_F = coeficiente de modificación por forma.
C_{fu} = coeficiente de modificación por uso en cara ancha.
C_{in} = coeficiente de modificación por incisiones.
C_r = coeficiente de modificación por acción de conjunto.
C_p = coeficiente de modificación por estabilidad de columnas.
C_T = coeficiente de modificación por rigidez al pandeo.
C_b = coeficiente de modificación por área de soporte.

Los coeficientes de modificación de aplicación general se indican en los numerales siguientes; los que dependen de la clase de solicitación, se estipulan en los capítulos correspondientes. En la tabla G.2.2-10 se estipulan algunos valores de dichos coeficientes.

G.2.2.3.1 — ***Por duración de la carga*** (C_D) — Cuando un elemento esté sometido a cargas de la duración diferentes a la normal, 10 años los valores de la tabla G.2.2-1 deberán multiplicarse por los valores de la tabla G.2.2-3:

Tabla G 2.2-3
Por duración de la carga (C_D)

Duración carga	Flexión F_b	Tensión F_t	Compresión $\parallel$ F_c	Compresión $\perp$ F_p	Cortante F_v	Típica carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	muerta
Diez años	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	viva de ocupación
Dos meses	1.15	1.15	1.15	1.00	1.15	
7 días	1.25	1.25	1.25	1.00	1.25	construcción
Diez minutos	1.60	1.60	1.60	1.00	1.60	viento y terremoto
Impacto	2.00	2.00	2.00	1.00	2.00	Impacto

Los incrementos anteriores no son acumulables. Cuando hay combinación de cargas, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse para la condición más desfavorable.

G.2.2.3.2 — ***Por contenido de humedad*** (C_m) — La madera pierde resistencia y rigidez, al aumentar su contenido de humedad. Los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad de las tablas G.2.2-1 y G.2.2-2 corresponden a madera seca CH = 12%. Para la escogencia del tipo de esfuerzos y módulo de elasticidad a utilizar se deberán verificar las condiciones durante la etapa de construcción, y el tiempo de servicio según la tabla G.2.2-4.

Tabla G 2.2-4
Condiciones a considerar para la escogencia de Módulos de Esfuerzos Admisibles y de Elasticidad

Durante la construcción	En servicio	Esfuerzos admisibles	Módulos de elasticidad
CH c > 19%	CH s > 19%	CH > 19%	CH > 19%
* CH c > 19%	* CH s ≤ 12%	* CH = 12%	* CH = 12%
CH c ≤ 12%	CH s ≤ 12%	CH = 12%	CH = 12%
CH c ≤ 12%	CH s > 19%	CH > 19%	CH = 12%

* Solo si:
a) Espesor de la Madera no excede de 50 mm.
b) La carga total de diseño se aplique cuando CH<12% y las cargas no originen esfuerzos efectivos mayores a los admisibles en condición verde

G.2.2.3.2.1 — Cuando se deben hacer ajustes por efecto de humedad, se deberá utilizar los valores de la tabla G.2.2-5

Tabla G.2.2-5
Coeficientes de afectación para esfuerzos F_i y módulos de elasticidad E_i

Esfuerzos		CH ≤ 12 %	CH > 19%
Flexión	F_b	1.0	0.75
Tensión	F_t	1.0	0.75
Compresión Paralela	F_c	1.0	0.70
Compresión perpendicular	F_p	1.0	0.80
Cortante	F_v	1.0	0.80
Módulos de elasticidad	$E_{0.5}$	1.0	0.80
	$E_{0.05}$	1.0	0.80
	E_{min}	1.0	0.80

Para valores de CH, entre 12% y 19%, la reducción será proporcional.

G.2.2.3.3 — ***Por temperatura*** (C_t) — Los valores de referencia deberán ser modificados por los factores de temperatura indicados en la tabla G.2.2-6, Asimismo se aplicarán factores de modificación cuando los

elementos estructurales estén permanentemente expuestos a elevadas temperaturas, dentro de los rangos indicados en la tabla G.2.2-6.

Tabla G.2.2-6
Variación de las propiedades mecánicas por temperatura (C_t)

Parámetros de diseño	Condiciones de servicio	^oC_t		
		T ≤ 37.8°C	37.8°C< T ≤51.7°C	51.7°C< T ≤ 65°C
F_t, $E_{0.5}$, $E_{0.05}$, E_{min}	Húmedo o seco	1.0	0.9	0.9
F_b, F_v, F_c, $F_{c\perp}$	Seco	1.0	0.8	0.7
	Húmedo	1.0	0.7	0.5

Los anteriores valores se aplicarán a madera aserrada, y madera laminada.

G.2.2.3.4 — ***Por incisión*** (C_{in}) — Los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad, serán multiplicados por el factor de incisión (C_{in}), tabla G.2.3-6, cuando se hagan incisiones en los elementos de madera, en forma paralela al grano, a profundidad máxima de 10 mm y de longitud máxima de (3/8"), 9.5 mm y densidad de incisiones no superior a 1,185/cm^2. Para incisiones excediendo los límites indicados, el coeficiente (C_{in}) se determinará por ensayos, o por cálculo, usando la sección reducida para incisiones. Estos valores se aplicarán para madera aserrada, según la tabla G.2.2-7.

Tabla G.2.2-7
Variación de las propiedades mecánicas por incisiones (C_{in})

Parámetros de diseño	(C_{in})
$E_{0.5}$, $E_{0.05}$, E_{min}	0.95
F_b, F_t, F_v, F_c	0.80
F_p	1.00

Los anteriores valores se aplican a madera aserrada

G.2.2.3.5 — ***Por acción conjunta*** (C_r) — Los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 15%, cuando exista una acción de conjunto garantizada de tres o más elementos de igual rigidez, para elementos de madera de 50 a 100 milímetros de espesor , que se encuentren en contacto o espaciados no más de 61 centímetros, como en el caso de viguetas, pies derechos de entramados, entablados, cuerdas de cercha, viguetas de techo, siempre que estén unidos por pisos o techos u otros elementos que distribuyan adecuadamente las cargas.

G.2.2.3.6 — **Por rigidez al pandeo** (C_T) — Para incrementar la rigidez de la cuerda de compresión, relativa a carga axial en elementos de madera de 50 mm (b) x 100 mm(d) o más pequeños, y que estén sujetos a flexión y comprensión axial bajo condiciones de servicio seco y además estén conectados por la cara más angosta del elemento a comprensión a un tablero estructural de madera de espesor mínimo (3/8"), 9.5 mm, con clavos de espaciamiento y tamaño adecuados, pueden desarrollar mejor rigidez a flexión en el eje fuerte, debido a la acción conjunta del elemento y el tablero. Será permitido entonces incrementar el E_{min} módulo de elasticidad valor de diseño para estabilidad de vigas y columnas, por el factor C_T; en el cálculo de la estabilidad de columnas cuando $\ell_e < 2440$ mm; cuando $\ell_e > 2440$ mm, se deben tomar $\ell_e = 2440$ mm.

$$C_T = 1 + \frac{K_M \ell_e}{K_T E_{0.5}} \qquad \text{(G.2.2-1)}$$

En donde:
C_T = coeficiente de rigidez al pandeo
K_T = $(1 - 1.645 COV_E) = 0.638$ para madera aserrada
K_T = 0.82 para madera laminada

K_M = 0.634, para $CH \leq 19\%$ al momento de instalación del panel
K_M = 0.331, para $CH > 19\%$ al momento de instalación del panel
COV_E = 0.22 para madera aserrada, 0.10 para madera estructural laminada encolada de seis o más laminaciones.
ℓ_e = longitud efectiva en mm, si $\ell_e > 2440$ mm se deberá usar $\ell_e = 2440$ mm
$E_{0.5}$ = módulo de elasticidad promedio, en MPa

G.2.2.3.7 — **Por desviación al grano** — La desviación del grano expresada en forma de grano espiralado, grano diagonal y grano entrecruzado es muy común en maderas latifoliadas tropicales. Por razones de uso estructural de algunas maderas con grano desviado, se podrá utilizar la fórmula de Hankinson, para determinar la resistencia a una desviación determinada.

$$N = \frac{PQ}{P \operatorname{sen}^n \alpha + Q \cos^n \alpha} \qquad \text{(G.2.2-2)}$$

N = fuerza admisible a un ángulo α de la desviación de las fibras
Q = fuerza admisible sentido perpendicular al grano
P = fuerza admisible paralela al grano
n = constante determinada empíricamente. Véase la tabla G.2.2-8.
α = ángulo en grados, entre la dirección de la carga aplicada y la dirección del grano. Se define así:

$$\alpha = \text{arco tan}\left(\frac{1}{z}\right) \qquad \text{(G.2.2-3)}$$

$$\frac{1}{z} = \sqrt{\left(\frac{1}{x}\right)^2 + \left(\frac{1}{y}\right)^2} \qquad \text{(G.2.2-4)}$$

$\frac{1}{x}$ = tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de una cara de la pieza de madera.

$\frac{1}{y}$ = tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de la cara adyacente a la utilizada para determinar $\frac{1}{x}$

Tabla G.2.2-8
Valores de n y Q/P encontrados experimentalmente

Propiedades	n	Q/P
Tensión	1.5 - 2.0	0.04 - 0.07
Compresión	2.0 - 2.5	0.03 - 0.40
Flexión	1.5 - 2.0	0.04 - 0.10
Módulo de elasticidad	2	0.04 - 0.12

Tabla G.2.2-9
Reducción de resistencia por desviación al grano C_{DG}
Coeficiente de reducción por desviación al grano en flexión, tensión y compresión paralela

Pendiente al grano	Flexión (F_b) o tensión (F_t) paralela al grano	Compresión (F_C) paralela al grano
1/8	0.53	0.66
1/10	0.61	0.74
1/12	0.69	0.82
1/14	0.74	0.87
1/15	0.76	1.00
1/16	0.80	
1/18	0.85	
1/20	1.00	

El diseñador, constructor e interventor deberán tener cuidado en razón a que el diseño es elaborado previo a la construcción y en ese momento no se conocen las desviaciones del grano, pero durante el proceso de construcción, si se conocen tales desviaciones del grano, por lo que se hace necesaria la interrelación del diseñador con la obra durante la construcción, para efectuar los ajustes necesarios, si es que estos se requieren.

Tabla G.2.2-10
Coeficientes de modificación para madera aserrada seleccionada visualmente

Coeficientes / Esfuerzos admisibles		C_D Duración carga						C_M Humedad CH%		C_t Temperatura t_C				C_L Estabilidad viga		C_F Forma	C_{fu} Colocación cara ancha	C_{in} Incisión	C_f Acción conjunta		C_p Estabilidad columnas	C_T Rigidez pandeo	C_b Soporte	C_c Corte
		Permanente	2 meses	7 días	Viento y sismo	Impacto		CH ≤ 19% Seca	CH > 19% Humeda	t ≤ 37,8	37,8 < t < 51,7		51,7 ≤ t < 65	Cumpliendo con G.3.3.4.2	No cumpliendo con G.3.3.4.2				Conjunta G.2.2.3.5	Individual				
											CH < 19	CH > 19	CH < 19											
$F'_b = F_b \times$		0.90	1.15	1.25	1.6	2.0		1	0.75	1	0.7	0.8	0.7	1.0	G.3.3.4.4	G.3.3.2.1 Tabla G.3.3-1 G.3.3-2	Tabla G.3.3-3	0.80 Max I = 0,95 cm	1.15	1	-	-	-	-
$F'_t = F_t \times$		0.90	1.15	1.25	1.6	2.0		1	0.75	1	0.9	0.9	0.9	-	-	G.3.3.2.1	-	0.80 Max d = 1 cm	1.15	1	-	-	-	-
$F'_v = F_v \times$		0.90	1.15	1.25	1.6	2.0		1	0.80	1	0.7	0.8	0.7	-	-	G.3.3.2.1	-	0.80	1.15	1	G.4.3.5	-	Tabla G.3.5.1	-
$F'_p = F_p \times$		-	-	-	-	-		1	0.80	1	0.7	0.8	0.7	-	-	-	-	1	1	1	-	-	-	-
$E'_{0.5} = E_{0.5} \times$		-	-	-	-	-		1	0.80	1	0.9	0.9	0.9	-	-	-	-	0.95	-	-	-	-	-	Tabla G.3.2-2
$E'_{0.05} = E_{0.05} \times$		-	-	-	-	-		1	0.80	1	0.9	0.9	0.9	-	-	-	-	0.95	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min} \times$		-	-	-	-	-		1	0.80	1	0.9	0.9	0.9	-	-	-	-	0.95	-	-	-	G.2.2.3.6	-	-

Notas

CAPÍTULO G.3
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN

G.3.1 — REQUISITOS GENERALES

G.3.1.1 — El diseño de elementos o miembros a flexión contiene los mismos parámetros básicos usados en el diseño de vigas de otros materiales estructurales, pero su orden es diferente para el caso nuestro, ya que nuestras maderas "latifoliadas", presentan una relación $\mathbf{MOR/MOE}$, superior a la de las maderas del norte E.E.U.U y Europa, "coníferas". Es decir, nuestras maderas son más flexibles y por lo tanto se deflectan más, aparte de que los límites de deflexión son más rigurosos. Por las razones anteriores el diseño de elementos a flexión estará regido, salvo excepciones, por las deflexiones admisibles, y el chequeo se efectuará por flexión, cortante y aplastamiento.

G.3.1.2 — En el diseño de elementos o miembros a flexión se tendrán en cuenta los siguientes parámetros:

(a) Deflexión (G.3.2)
(b) Flexión, incluyendo estabilidad lateral (G.3.3)
(c) Cortante (G.3.4)
(d) Aplastamiento (G.3.5)

G.3.1.3 — **AREA NETA** — El área neta se obtiene al deducir del área bruta de la sección la proyección del área de todo el material removido por perforaciones, ranuras, entalladuras, cortes o por otros medios.

G.3.1.4 — **CONEXIONES** — Los elementos estructurales y los conectores deben ser dispuestos simétricamente en las conexiones, a menos que los momentos de flexión inducidos por una localización asimétrica sean tenidos en cuenta en el diseño. Las conexiones deberán tener la capacidad y rigidez necesaria para transferir la carga máxima de los elementos de poca o muy limitada ductilidad y para tolerar el sobre-esfuerzo (sobre-resistencia) y la capacidad máxima creíble de elementos dúctiles.

G.3.1.5 — LUZ DE DISEÑO — Para elementos sometidos a flexión que estén simplemente apoyados, o en voladizo, la luz de diseño será considerada como la luz libre entre caras de soportes más la mitad de la longitud de apoyo requerida en cada extremo. Para el caso de vigas continuas, la luz de diseño será la distancia centro a centro de apoyos.

G.3.2 — DEFLEXIONES

G.3.2.1 — Siendo las deflexiones admisibles el parámetro principal en el establecimiento de las secciones requeridas para maderas "latifoliadas", se establecerán requisitos de limitación de deflexiones admisibles, obtención de la sección requerida y cálculo de deflexiones inmediatas y diferidas. Las deflexiones en vigas se deberán calcular con las fórmulas corrientes de la teoría elástica, considerando la deflexión por flexión y si es el caso, con el módulo de elasticidad $\mathbf{E_{0.5}}$, corregido por cortante. Para el caso de vigas de una luz simplemente apoyadas y con carga uniforme, la fórmula es:

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{\omega \ell^4}{EI} \qquad \text{(G.3.2-1)}$$

G.3.2.2 — Las deflexiones máximas admisibles de las vigas de madera, se limitarán a los valores de la tabla G.3.2-1.

Tabla G.3.2-1
Deflexiones admisibles en vigas con Δ (mm)

Tipo de Construcción	Cargas Vivas ℓ/k^*	Viento o Granizo ℓ/k^*	Cargas Totales ℓ/k^*
Elementos de techo/Cubierta			
Cubiertas inclinadas	Nota 1	Nota 1	Nota 1
Cielorasos de pañete o yeso	$\ell/360$	$\ell/360$	$\ell/300$
Otros cielos rasos	$\ell/300$	$\ell/240$	$\ell/240$
Sin cielo raso	$\ell/300$	$\ell/240$	$\ell/240$
Techos planos	Nota 1	Nota 1	$\ell/300$
Elementos de entrepiso	$\ell/360$	–	$\ell/300$
Pisos rigidizados			$\ell/360$
Muros exteriores y particiones interiores			
Con acabados frágiles	–	$\ell/240$	–
Con acabados flexibles	–	$\ell/240$	–
Edificaciones industriales	–		$\ell/200$
Edificaciones provisionales			(3) $\ell/160$
Formaletas para concreto			(3) $\ell/360$ ó 3 mm
Forros para columnas - vigas			(3) $\ell/360$ ó 1.6 mm

Notas:
1. En función del tipo de cielo raso
2. Mediante evaluación de deformaciones totales, a largo plazo éstas no deberán invertir pendientes de drenaje en techos, ni en áreas expuestas a lluvia o granizo
3. Considerando únicamente la deflexión inicial Δi, con $W = D + L$, con carga viva de construcción (L) = (240 kg/m^2), si ésta interviene

Donde:
ℓ = luz del elemento a flexión como se define en G.3.1.5.
k^* = Coeficiente de limitación de deflexiones.

G.3.2.3 — Las deflexiones de las vigas, viguetas, entablados, se calcularán con el módulo de elasticidad $\mathbf{E'_{0.5}}$, para todos los casos. Para el caso de severas condiciones de servicio ó riesgo muy alto, el uso de $\mathbf{E'_{0.05}}$, estará a juicio del diseñador.

G.3.2.4 — **EFECTO DEL CORTANTE** — Para los elementos con relaciones $\ell/d < 20$, si se requiere, se debe hacer la corrección por cortante C_c, indicada en la tabla G.3.2-2 para el módulo de elasticidad $E_{0.5}$.

Tabla G.3.2-2
Coeficientes de corrección C_c de $E_{0.5}$
Para incluir deformaciones de corte en vigas simplemente apoyadas con carga uniforme. Ref (R G -1)

ℓ/d	$E/G = 15$	$E/G = 16^*$	$E/G = 20$	$E/G = 25$
7		0.760		
10	0.8741		0.8389	0.8065
12	0.9091	0.900	0.8824	0.8571
14	0.9316		0.9108	0.8909
16	0.9467		0.9302	0.9143
18	0.9547	0.950	0.9441	0.9310
20	0.9653	0.956	0.9542	0.9434

E/G = Relación entre el modulo de elasticidad E 0.5 y el módulo de rigidez del cortante G.
* Tomado de la referencia R.G. 26

G.3.2.5 — **CÁLCULO DE LA SECCIÓN POR DEFLEXIÓN** — Para calcular la sección requerida y únicamente para este caso, se deberá igualar la deflexión, calculada con cargas W', estipuladas en la tabla G.3.2-3, con la deflexión permitida, L/K^*, de la tabla G.3.2-1, para así obtener el momento de inercia (I), del cual se deducen las dimensiones de la sección.

Tabla G.3.2-3
Cargas W' para cálculo de la sección por deflexiones

Condición de construcción	CH < 19% Seca	CH > 19% Húmeda
Condición de servicio	**CH < 19%**	**CH > 19% , CH < 19%**
Madera aserrada	1.5D + L	1.8D + L
Madera laminada	1.5D + L	1.8D + L

G.3.2.6 — **DEFLEXIONES INMEDIATAS** — Las deflexiones inmediatas deberán ser calculadas con las cargas $W\Delta_i$, de la tabla G.3.2-4 y con la formulación corriente de la teoría elástica.

Tabla G.3.2-4
Cargas $W\Delta_i$ para cálculo de la deflexión inmediata

Condición de construcción	CH < 19% Seca	CH > 19% Húmeda
Condición de servicio	**CH < 19%**	**CH > 19% , CH < 19%**
Madera aserrada	D + L	D + L
Madera laminada	D + L	D + L

G.3.2.7 — **DEFLEXIONES DIFERIDAS** — Si se desea conocer las deflexiones diferidas a un largo término deberán ser calculadas con las cargas $W\Delta_f$ de la tabla G.3.2-5.

Tabla G.3.2-5
Cargas $W\Delta_f$, para cálculo de deflexiones diferidas

Condición de construcción	CH < 19% Seca	CH > 19% Húmeda
Condición de servicio	**CH < 19%**	**CH > 19% , CH < 19%**
Madera aserrada	1.5D + L	1.8D + L
Madera laminada	1.5D + L	1.8D + L

Nota: Para todos los casos se debe considerar en madera laminada CH < 16% como seca y CH > 16% como húmeda.

G.3.3 — FLEXIÓN

G.3.3.1 — Los esfuerzos máximos de tensión y de compresión producidos por flexión (f_b), serán determinados para la sección de máximo momento. Estos no deberán exceder al máximo esfuerzo admisible en flexión, F_b, definido en la tabla G.2.2-1 para el grupo de madera estructural especificado, modificado por los coeficientes establecidos en la tabla G.2.2-10.

G.3.3.2 — Los coeficientes de modificación de los esfuerzos admisibles, particulares para flexión, son los indicados a continuación.

G.3.3.2.1 — ***Coeficiente de forma*** – C_F — Este coeficiente se refiere a consideraciones de la forma del elemento, tanto de ancho (b), como de alto (d), como de largo (ℓ), de los elementos rectangulares sometidos a flexión, tensión o compresión paralela. Los valores de F_b, F_t, F_c, se multiplicarán por los valores de las tablas G.3.3-1 y G.3.3-2, tal como se indica a continuación:

Tabla G 3.3-1
Factor de ajuste C_d, por medidas d y b, para F_b, F_t, F_c

	(d) mm	F_b (b) mm 50 -75	F_b (b) mm 100	F_t
Madera aserrada visualmente seleccionada como E.S.	50 a 100	1.15	1.15	1.15
	127	1.10	1.10	1.10
	150	1.10	1.10	1.10
	203	1.10	1.10	1.10
	254	1.00	1.00	1.00
	300	1.00	1.00	1.00
Construcción normal E.N.	50 a 100	1.00	1.00	1.00

Tabla G 3.3-2
Factor de ajuste por longitud, $C\ell$, para F_t, F_c

ℓ (m), longitud	3	4	5	6	7	8	9	10
$C\ell t$ tensión, flexión	1.00	0.94	0.90	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
Cf_c compresión	1.00	0.97	0.95	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89

G.3.3.2.2 — Para cualquier otro valor de $\ell > 10.000$ mm, se utilizará la siguiente fórmula:

$$C\ell = \left(\frac{3.000}{\ell}\right)^b \qquad \text{(G.3.3-1)}$$

En donde:
ℓ = longitud en mm
b = 0.2 para tensión y flexión y, 0.10 para compresión.

G.3.3.2.3 — Cuando la altura de un elemento rectangular sometido a flexión exceda 300 mm y tenga un espesor superior a 127 mm, el valor de diseño para flexión, F_b será multiplicado por el resultado de la siguiente fórmula:

$$C_d = \left(\frac{300}{d}\right)^{0.11} \qquad \text{(G.3.3-2)}$$

En donde:
d = altura del elemento en mm

Para vigas con sección circular de diámetro mayor de 350 mm o sección cuadrada, cargada en el plano de la diagonal, el coeficiente, C_d, se determinará con base en una sección cuadrada equivalente convencional.

Estos dos factores conforman el factor (C_F) así:

$$C_F = C_d C_\ell \qquad \text{(G.3.3-3)}$$

G.3.3.2.4 — ***Para uso en cara ancha*** (d), ***factor*** C_{fu} — Cuando un elemento de madera aserrada clasificada visualmente y con espesor entre 50 mm y 100 mm, es cargada en la cara ancha, como se muestra en la gráfica G.3.3-1 el esfuerzo admisible a flexión F deberá se multiplicado por los valores del coeficiente C_{fu}, indicados en la tabla G.3.3-3

Tabla G.3.3-3
Coeficiente de modificación por flexión en el eje débil C_{fu}

Lado ancho d	Espesor de la pieza b	
mm	50 – 75 mm	100 mm
50-75	1.00	-
100	1.00	1.00
127	1.05	1.05
152	1.05	1.05
200	1.05	1.05
254	1.10	1.05

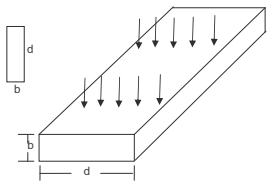


Figura G.3.3.1 — Colocación de la carga en cara ancha

G.3.3.3 — **ESTABILIDAD LATERAL Y COEFICIENTE DE MODIFICACION C_L** — En vigas cuya altura sea mayor que su ancho $d/b > 1$, deberá investigarse la necesidad de proveer soporte lateral a la zona comprimida del elemento. El coeficiente de estabilidad lateral, C_L, tiene en cuenta la reducción en la capacidad de carga de un elemento sometido a flexión, por efecto de la inestabilidad lateral, o pandeo lateral, que ocurre cuando la zona a compresión del elemento a flexión se comporta como una columna.

G.3.3.3.1 — Cuando el borde de compresión de un elemento de madera a flexión, es soportada en toda su longitud para prevenir desplazamiento lateral y en sus apoyos y puntos de cargas de aplastamiento tiene soporte lateral para prevenir rotación, $C_L = 1.0$.

G.3.3.3.2 — Cuando la altura (d) de un elemento a flexión excede su ancho (b), $d/b > 1$, deben incluirse soportes laterales en sus puntos de apoyo, para prevenir rotación y/o desplazamiento lateral de estos puntos, pero si no existen soportes a lo largo de la longitud del miembro a flexión, la longitud no soportada ℓ_u, es la distancia entre tales puntos y el terminal del apoyo, o la longitud del cantiliver. Cuando un elemento a flexión está provisto con soporte lateral para prevenir rotación y/o desplazamiento lateral en puntos intermedios, como también en los extremos de la viga, la longitud no soportada, ℓ_u, es la distancia entre tales puntos de soporte lateral intermedio y el eje del apoyo terminal.

G.3.3.3.3 — La longitud efectiva de la luz, ℓ_e, para luces simples o cantiliver de elementos a flexión serán determinados de acuerdo a la figura G.3.3-2 y la tabla G.3.3-4

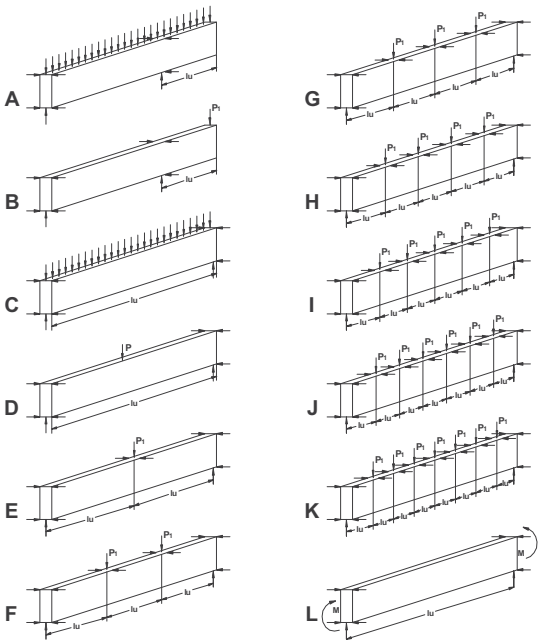


Figura G.3.3.2 — Casos escogidos de cargas y soportes laterales. Véase tabla G.3.3-4 (Referencia RG.9)

Tabla G.3.3-4
Longitud efectiva de vigas ℓ_e (mm)

	Cantilíver (1)	Cuando $\ell_u/d < 7$		Cuando $\ell_u/d > 7$
A	Carga uniforme repartida	$\ell_e = 1.33\ell_u$		$\ell_e = 0.90\ell_u + 3d$
B	Carga concentrada en extremo libre	$\ell_e = 1.87\ell_u$		$\ell_e = 1.44\ell_u + 3d$
	Viga de una sola luz (1,2)	Cuando $\ell_u/d < 7$		Cuando $\ell_u/d > 7$
C	Carga uniformemente repartida	$\ell_e = 2.06\ell_u$		$\ell_e = 1.63\ell_u + 3d$
D	Carga concentrada en el Centro sin soportes intermedio	$\ell_e = 1.80\ell_u$		$\ell_e = 1.3\ell_u + 3d$
E	Carga concentrado en el centro con soportes laterales intermedios		$\ell_e = 1.11\ell_u$	
F	Dos carga concentrada en los tercios con soporte lateral a los tercios		$\ell_e = 1.68\ell_u$	
G	Tres cargas concentradas iguales y soportes laterales en $\ell/4$		$\ell_e = 1.54\ell_u$	
H	Cuatro cargas concentradas y soportes laterales en $\ell/5$		$\ell_e = 1.68\ell_u$	
I	Cinco cargas concentradas iguales y soportes laterales en $\ell/6$		$\ell_e = 1.73\ell_u$	
J	Seis cargas concentradas iguales y soportes laterales en $\ell/7$		$\ell_e = 1.78\ell_u$	
K	Siete o más cargas concentradas, regularmente distribuidas con soportes laterales en los puntos de aplicación.		$\ell_e = 1.84\ell_u$	
L	Momentos iguales en los extremos con soportes laterales extremos.		$\ell_e = 1.84\ell_u$	

Notas:
1) Para una sola luz o miembros en cantilíver con condiciones de carga no especificadas en esta tabla
$\ell_e = 2.06\ell_u$ Cuando $\ell_u/d < 7$
$\ell_e = 1.63\ell_u + 3d$ Cuando $7 < \ell_u/d < 14.3$
$\ell_e = 1.84\ell_u$ Cuando $\ell_e/d > 14.3$
2) En aplicaciones de múltiples luces, se deben usar valores tabulados o realizar un análisis de ingeniería

G.3.3.4 — CONDICIONES DE RESTRICCIÓN LATERAL PARA LAS CUALES EL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE VIGAS $C_L = 1$.

(a) Si $d/b \leq 2$; no se requerirá soporte lateral.
(b) Si $2 < d/b \leq 4$; se debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos. Para esto se acepta el uso de bloques de la misma altura del elemento, arriostramientos en "x", por fijación a otros elementos estructurales por medio de clavos o pernos, o por otros medios aceptables.
(c) Si $4 < d/b \leq 5$; el borde a compresión del elemento debe ser soportado lateralmente en toda su longitud para prevenir desplazamiento. Para esto se acepta el uso del revestimiento estructural del piso o techo; además, se debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos.
(d) Si $5 < d/b \leq 6$; se deben instalar arriostramientos en "x" o bloques de la misma altura del elemento a intervalos que no excedan 2.40 m. El borde a compresión del elemento debe ser soportado lateralmente en toda su longitud con el uso del revestimiento estructural del piso o techo y se debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos.
(e) Si $6 < d/b \leq 7$; los bordes superior e inferior del elemento deben contar con un soporte lateral continuo en toda su longitud y se debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos.

G.3.3.4.1 — Si un miembro a flexión está sujeto a flexión y compresión axial, el radio d/b no será mayor que 5, si un borde es firmemente soportado en toda su longitud y si bajo todas las combinaciones de carga, el borde no sostenido del miembro está en tensión, la relación d/b no será > 6

G.3.3.4.2 — Cuando algunos postes o columnas reposen sobre vigas, se deberá proveer arriostramiento lateral para la viga en el sitio donde ello ocurra.

G.3.3.4.3 — ***Relación de esbeltez*** — El parámetro que mide la esbeltez de una viga rectangular, se calcula según la fórmula siguiente:

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} \qquad \text{(G.3.3-4)}$$

En donde:

R_B = parámetro que mide la esbeltez de una viga y deberá ser menor a 50
b = ancho de la viga en mm
d = altura de la viga en mm
ℓ_e = longitud efectiva de la viga en mm

El cálculo de ℓ_e se efectúa según la tabla G.3.3-4, en donde ℓ_u es la longitud entre soportes laterales de la viga.

G 3.3.4.4 — ***Coeficiente de estabilidad lateral*** C_L — El coeficiente de estabilidad para vigas será calculado con la siguiente fórmula:

$$C_L = \left(\frac{1+F_{bE}/F_b^*}{1.9}\right) - \sqrt{\left(\frac{1+F_{bE}/F_b^*}{1.9}\right)^2 - \left(\frac{F_{bE}/F_b^*}{0.95}\right)} \qquad \text{(G.3.3-5)}$$

En donde:

C_L = coeficiente de estabilidad lateral, para vigas rectangulares. En vigas de sección circular $C_L = 1$
F_b^* = esfuerzo admisible de flexión, multiplicado por todos los factores de modificación, excepto C_{fu}, C_L, C_v en MPa. $F_b^* = F_b\, C_d\, C_m\, C_t\, C_F\, C_i\, C_r$

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_B^2} \qquad \text{(G.3.3-6)}$$

Donde:
F_{bE} = esfuerzo de flexión crítico, en MPa
E'_{min} = módulo de elasticidad mínimo modificado, en MPa
R_B = relación de esbeltez de la viga

G.3.3.5 — MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR — El momento actuante sobre vigas rectangulares, no debe exceder el valor del momento resistente dado por la fórmula.

$$M \leq F'_b \frac{bd^2}{6} = F'_b S \qquad \text{(G.3.3-7)}$$

En donde:

M = momento actuante en N-mm
F'_b = esfuerzo admisible modificado a flexión en MPa
b , d = medidas de la sección rectangular mm
S = módulo de la sección en mm^3

G.3.3.5.1 — ***Momento resistente sección circular*** — El momento actuante sobre secciones circulares, no debe exceder el valor del momento resistente dado por la fórmula:

$$M \leq F'_b\left(0.7854R^3\right) \qquad \text{(G.3.3-8)}$$

R = radio medido en la sección de momento máximo, en mm.

G.3.4 — CORTANTE

G.3.4.1 — Los esfuerzos máximos de corte paralelo a las fibras serán calculados en secciones a una distancia del apoyo igual a la altura (d), de la viga, excepto en voladizos para los que los esfuerzos máximos serán evaluados en la cara del apoyo. El máximo esfuerzo cortante paralelo a las fibras (f_v) se determinará teniendo en cuenta la distribución no uniforme de estos esfuerzos en la sección, no debiendo ser mayor que el esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, F_v , definido en la tabla G.2.2-1 para el grupo de madera estructural especificado, modificado por los factores establecidos en la tabla G.2.2-10 . El esfuerzo al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor, y por lo tanto no requiere de verificación.

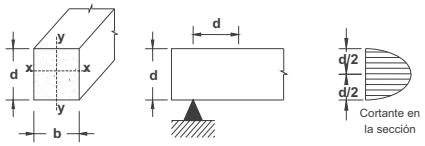


Figura G.3.4-1 — Esfuerzo Cortante en vigas.

G.3.4-2 — ESFUERZO CORTANTE PARALELO A LAS FIBRAS (f_v) — En cualquier sección transversal del miembro a flexión, no excederá el valor del esfuerzo admisible modificado paralelo a las fibras para cortante (F'_v) y en vigas de sección rectangular y circular, se calculará por las fórmulas:

Sección Rectangular

$$f_v = \frac{3v}{2bd} \leq F'_v \qquad \text{(G.3.4-1)}$$

Sección Circular

$$f_v = \frac{4v}{3\pi R^2} \leq F'_v \qquad \text{(G.3.4-2)}$$

En donde

f_v = esfuerzo cortante actuante, en MPa
F'_v = esfuerzo cortante admisible modificado en MPa
V = fuerza cortante vertical en la sección considerada, en N
b , d = dimensiones de la sección rectangular en mm.
R = radio de la sección circular en mm

G.3.4.3 — **ESPECIFICACIONES DE CAJAS** — El efecto de las cajas en la capacidad a corte del elemento deberá estudiarse bajo las provisiones de G.3.4.3 y.G.3.4.4

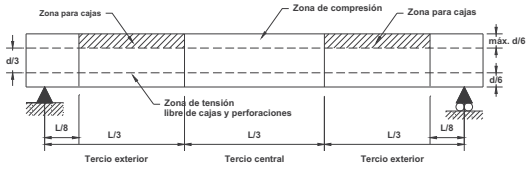


Figura G.3.4-2 — Indicaciones para cajas

G.3.4.3.1 — ***Especificaciones de cajas en elementos a flexión madera aserrada*** — Debe evitarse en lo posible practicar cajas en las vigas; de requerirse, deberán detallarse en los planos y cumplir con las limitaciones dadas a continuación.

(a) No será permitido practicar cajas en la zona de tensión de elementos, cuyo ancho neto sea igual o mayor a 90mm (100mm nominal). La localización de las cajas deberá ser la indicada en la figura G.3.4-2.
(b) Se permitirán cajas localizadas en el extremo del elemento en su canto inferior, cuando estas se usen para alojar un soporte. La altura de estas cajas no deberá exceder 1/4 de la altura de la viga.
(c) En vigas de una luz, las cajas en el borde de compresión, deberán colocarse dentro de los tercios exteriores.
(d) En vigas continuas, la caja en el canto superior deberá localizarse a la mayor distancia definida entre:
(i) las abscisas que corresponden a 1/8 y 1/4 de la luz, o
(ii) a una distancia igual a, $2d$, del punto de inflexión de momento hacia el centro de la viga; donde, d , es la altura del elemento.
(e) La máxima dimensión horizontal de una caja en un miembro a flexión, deberá ser la menor entre 200mm o $d/3$, donde, d , es la altura del elemento.
(f) La máxima profundidad de una caja en un miembro a flexión, debe ser $(d/6)$, donde (d) es la altura del elemento
(g) La distancia entre los bordes de perforaciones deberá ser la mayor de las distancias definidas por:
(i) la altura del elemento,
(ii) 3 diámetros de la perforación, o
(iii) 150mm. La distancia entre el borde de una perforación y el borde del elemento no será menor que $d/6$.

(h) Cajas en madera estructural laminada. – En la zona de tensión, de miembros a flexión únicamente se permitirán cajas en el terminal del miembro, para apoyo sobre un soporte y la profundidad de la caja será la menor entre 3" y $d/10$, donde (d), es la altura del elemento.

(i) En la zona de compresión no se permitirán cajas, con excepción de los terminales del miembro, dentro del tercio exterior de la luz y la altura de la caja será inferior a 0.4 d, en donde (d), es la altura del miembro, con la excepción de un corte rebajado que no excederá 0.66d y tendrá una longitud máxima de $3d$. Para vigas rebajadas, donde la rebaja se extiende dentro del tercio medio de la luz, especiales consideraciones de diseño serán requeridas.

G.3.4.3.2 — Un acartelamiento gradual de la profundidad de una caja en vez de un corte rectangular reduce la tendencia a la concentración de esfuerzos.

G.3.4.3.3 — Cuando se presentan grietas o acebolladuras aceptables en la sección de diseño, según lo establecido en la tabla G.1.3-1, para efectos de cálculo el ancho del elemento deberá reducirse en una longitud igual a la proyección de la grieta o acebolladura. El efecto de las cajas en la capacidad a corte del elemento deberá estudiarse bajo las provisiones de G.3.4.4.

G.3.4.4 — **VIGAS CAJEADAS O ADELGAZADAS** — En general deberá evitarse practicar cajas, o adelgazamiento en la cara de tensión de las vigas. De ser necesario hacer cajas en el apoyo, su profundidad no será mayor a la cuarta parte de la altura de la viga, según lo establecido, en G.3.4.3.1.

G.3.4.4.1 — ***Cajas en vigas a flexión de sección rectangular*** — En vigas a flexión de sección rectangular, que presenten cajas en la cara de tensión. La fuerza cortante ajustada para diseño V'_r, se calculará con la siguiente fórmula:

$$V'_r = \left[\frac{2}{3}F'_v b d_n\right]\left[\frac{d_n}{d}\right]^2 \qquad \text{(G.3.4-3)}$$

En donde:

V'_r = fuerza cortante ajustada para diseño, en N
F'_v = esfuerzo admisible modificado en corte paralelo a la fibra, en MPa
b = ancho de la viga en mm
d_n = altura de la viga en la zona cajeada en mm
d = altura total de la viga en mm

G.3.4.4.2 — ***Cajas en vigas a flexión sección circular*** — En vigas a flexión de sección circular que presenten cajas en la cara de tensión, la fuerza cortante ajustada, para diseño V'_r debe ser calculada con siguiente fórmula:

$$V'_r = \left[\frac{2}{3}F'_v A_n\right]\left[\frac{D_n}{D}\right]^2 \qquad \text{(G.3.4-4)}$$

Donde:
V'_r = fuerza cortante ajustada para diseño en N
F'_v = esfuerzo admisible modificado para diseño a cortante, en MPa
A_n = área neta de la sección transversal del elemento donde ocurre la caja , en mm^2
D_n = diámetro de la sección circular menos la altura de la caja o de la incisión, en mm
D = diámetro de la sección circular sin tener en cuenta la caja, en mm

G.3.4.4.3 — ***Otras secciones*** — Para miembros a flexión de sección diferente a circular o rectangular con cajas o incisiones en la cara de tensión, la capacidad modificada para diseño a cortante, V'_r, se debe basar en análisis convencionales de ingeniería que tengan en cuenta las concentraciones de esfuerzos en cajas, reducciones o adelgazamientos.

G.3.4.4.4 — ***Cajas o rebajes en el apoyo*** — En elementos a flexión de sección rectangular que tengan cajas o rebajamientos en el apoyo, en la cara de compresión, tal como en la figura G.3.4-3, la fuerza cortante ajustada (V'_r) debe ser calculada con la siguiente fórmula:

$$V'_r = \frac{2}{3}F'_v b\left[d - \left(\frac{d-d_n}{d_n}\right)e'\right] \qquad \text{(G.3.4-5)}$$

Donde:
V'_r = fuerza cortante ajustada para diseño en N
F'_v = esfuerzo admisible modificado para diseño a cortante, en MPa
b = ancho neto de la sección rectangular, en mm
d = altura neta de la sección rectangular, en mm
d_n = altura neta de la sección rectangular, menos la altura de la caja, en mm
e' = distancia en mm, que se extiende la caja, hasta el borde interno del soporte y debe ser menor o igual a d_n. Si, $e' > d_n$, se deberá utilizar d_n, para calcular (f_v), usando la fórmula G.3.4-1

Si el terminal de la viga es rebajado como ac, en la figura G.3.4-3, d_n, será medido desde el borde interno del soporte y será igual a la distancia d-f

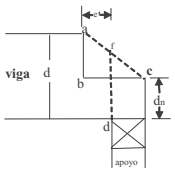


Figura G.3.4-3 — Cajas en el apoyo

G.3.4.4.5 — ***Altura efectiva de miembros de conexiones*** — Cuando las conexiones en miembros a flexión están sujetadas con anillos partidos, conectores de placa para cortante, tornillos, pasadores con tuerca, como se muestra en la figura G.3.4-4. La fuerza cortante se determina por principios de ingeniería mecánica.

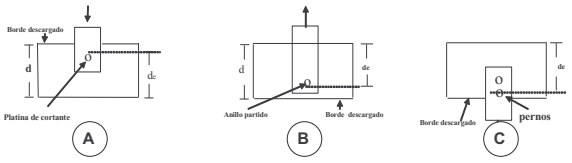


Figura G 3.4-4 — Altura efectiva de miembros de conexiones

G.3.4.4.6 — Cuando la conexión está a menos de cinco veces la altura, $5d$, del miembro desde su extremo, el cortante de diseño ajustado, V'_r, será calculado de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V'_r = \left(\frac{2}{3}F'_v b d_e\right)\left(\frac{d_e}{d}\right)^2 \qquad \text{(G.3.4-6)}$$

Donde:
Para anillos partidos o conectores de placa para cortante, (d_e), será la altura del elemento, menos la distancia del borde descargado del elemento, hasta el borde más cercano, del más cercano anillo partido ó conector de placa para cortante, figuras A y B de G 3.4-4. Donde la conexión sea atornillada o empernada, la distancia (d_e), será tomada donde el centro del pasador o tornillo como en la figura C. de G.3.4-4.

G.3.4.4.7 — Cuando la conexión está a más de cinco veces la altura, $5d$, del elemento, medida desde el extremo del mismo, la fuerza cortante ajustada, V'_r, será calculado con la siguiente fórmula:

$$V'_r = \frac{2}{3}F'_v b d_e \qquad \text{(G.3.4-7)}$$

G.3.4.4.8 — Deben recibir especial atención en su diseño a cortante las vigas de luz corta fuertemente cargadas, donde los esfuerzos cortantes son especialmente críticos.

G.3.5 — APLASTAMIENTO

G.3.5.1 — Los esfuerzos de compresión (f_p) en la dirección perpendicular a las fibras deberán verificarse en los apoyos y otros puntos donde se tengan cargas concentradas en áreas pequeñas. Tales esfuerzos no deberán exceder el esfuerzo admisible de compresión modificado, (F'_p), para el grupo de madera estructural especificado. El esfuerzo perpendicular al grano, f_p, en los apoyos o sitios de carga, se calculará con la fórmula:

$$f_p = \frac{N}{A_n} \le F'_p \qquad \text{(G.3.5-1)}$$

En donde:
f_p = esfuerzo de aplastamiento actuante en MPa
F'_p = esfuerzo admisible modificado a compresión perpendicular a la fibra, en MPa.
N = fuerza axial actuante perpendicular a la fibra en N
A_n = área neta de aplastamiento en mm^2

G.3.5.1.1 — ***Coeficiente por área de apoyo*** C_b — Para apoyos menores de 150 mm en longitud, que se encuentren a más de 75 mm del extremo del elemento, el esfuerzo admisible (F_p), puede incrementarse multiplicándolo por el factor:

$$C_b = \frac{\ell_b + 9.53}{\ell_b} \qquad \text{(G.3.5-2)}$$

en donde ℓ_b es la longitud del apoyo en mm, medida a lo largo de la fibra de la madera.

G.3.5.1.2 — El factor de multiplicación para apoyos de longitudes correspondientes a áreas pequeñas como platinas y arandelas, puede obtenerse como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla G.3.5-1
Factor de incremento para apoyos de longitudes pequeñas, como cargas sobre platinas o arandelas

Longitud del apoyo, en mm ℓ_b	12.5	25	38	50	75	100	≥ 150
Factor C_b	1.75	1.38	1.25	1.19	1.13	1.10	1.00

G.3.5.1.3 — Para arandelas circulares la longitud de apoyo es igual al diámetro. Para viguetas soportadas por otras viguetas y clavadas a ellas, el esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse en un 50%. Cuando se presenten disminuciones en el ancho efectivo del área de soporte de un elemento (por ejemplo arista faltante), el esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras se calculará teniendo en cuenta estas disminuciones.

G.3.5.2 — **CARGAS INCLINADAS** — Cuando la dirección de la fuerza sea inclinada, respecto a la dirección de la fibra de la madera, (ángulo diferente a 0 ó 90 grados), el esfuerzo admisible de diseño será calculado con la siguiente fórmula de Hankinson:

$$F'_\theta = \frac{F'^{*}_c F'_p}{F'_c \operatorname{sen}^2\theta + F'_p \cos^2\theta} \qquad \text{(G.3.5-3)}$$

En donde:

F'_θ = esfuerzo admisible modificado de compresión para un ángulo θ, en MPa
F'^{*}_c = esfuerzo básico de compresión paralelo al grano F_c, multiplicado por todos los coeficientes de modificación, excepto el coeficiente de estabilidad de columnas C_p
F'_p = esfuerzo admisible modificado perpendicular al grano en MPa
θ = ángulo entre la dirección de la fuerza y la dirección de la fibra en grados.

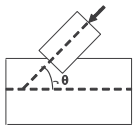


Figura G.3.5-1 — Cargas inclinadas

G.3.5.3 — **DEFORMABILIDAD POR APLASTAMIENTO** — La deformabilidad perpendicular al grano, de un elemento sometido a carga uniforme, perpendicular a la fibra, y que se encuentre cargado y soportado en toda su área, debe ser calculada con la siguiente fórmula:

$$\Delta_d = \frac{f_p d}{E'_{p0.5}} \qquad \text{(G.3.5-4)}$$

En donde:

Δ_d = deformabilidad perpendicular al grano, en mm
f_p = esfuerzo de cálculo a compresión perpendicular a la fibra en MPa
d = altura del elemento en mm
$E'_{p0.5}$ = módulo de elasticidad promedio modificado para carga perpendicular al grano en MPa.

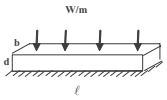


Figura G.3.5-2 — Deformabilidad por aplastamiento

Notas:

CAPÍTULO G.4
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FUERZA AXIAL

G.4.1 — GENERAL

G.4.1.1 — Serán diseñados a fuerza axial aquellos elementos solicitados en dirección coincidente con el eje longitudinal que pasa por el centroide de su sección transversal.

G.4.1.2 — Los esfuerzos actuantes, (f_t) y (f_c), generados por fuerzas axiales no deberán exceder los esfuerzos admisibles , de tensión paralela al grano, (F_t), y compresión paralela al grano, (F_c), definidos en la tabla G.2.2-1, para el grupo de madera especificado, afectado por los correspondientes coeficientes de modificación de la tabla G.2.2-10.

G.4.2 — ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSION AXIAL

G.4.2.1 — El esfuerzo (f_t) a carga axial de tensión (T), no sobrepasará al esfuerzo admisible modificado a tensión paralela a la fibra (F'_t), según la siguiente fórmula:

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F'_t \qquad \text{(G.4.2-1)}$$

en donde:

f_t = esfuerzo actuante a tensión paralela al grano, en MPa.
T = fuerza axial de tensión actuante en N.
A_n = área neta de la sección en mm^2
F'_t = esfuerzo admisible modificado de tensión paralela al grano en MPa.

G.4.2.2 — Aquellos elementos que, además de solicitación axial de tensión, estén sometidos a momento flector axial o biaxial, deberán ser diseñados de acuerdo con G.5.1.

G.4.2.3 — **TENSIÓN PERPENDICULAR AL GRANO** — Los diseños que inducen esfuerzos de tensión perpendicular al grano deben ser evitados. En caso contrario se deberá considerar el uso de refuerzo mecánico capaz de resistir tales esfuerzos.

G.4.3 — ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL

G.4.3.1 — **TERMINOLOGIA** — El término COLUMNA, se refiere a los elementos sometidos a cargas de compresión paralela a la fibra, cualquiera que sea su localización estructural.

G.4.3.1.1 — ***Clasificación de columnas*** — Para efectos de la presente norma, se clasificarán de acuerdo con su forma constructiva:

(a) ***Columnas simples sólidas*** — Conformadas por piezas únicas de madera o piezas de madera estructural laminada encolada.

(b) ***Columnas espaciadas*** — Conformadas a partir de dos o más piezas individuales separadas entre si pero ensambladas, en los extremos y en puntos intermedios, por bloques o tapas unidas por adhesivos, conectores de anillo partido, pasadores, pernos, grapas, tornillos tirafondos, o clavos.

(c) ***Columnas armadas*** — Son las conformadas por varias piezas individuales macizas de madera, de similares características, unidas entre sí, por, pernos, tornillos, adhesivos o clavos.

G.4.3.2 — **LONGITUD EFECTIVA** — La longitud efectiva de una columna puede calcularse con la fórmula:

$$\ell_e = k_e \ell_u \qquad \text{(G.4.3-1)}$$

En donde:
ℓ_e = longitud efectiva en mm.
k_e = coeficiente de longitud efectiva, según lo determinado en la tabla G.4.3-1.
ℓ_u = longitud no soportada lateralmente de la columna en la dirección considerada en mm.

G.4.3.3 — **ENTRAMADOS DE PIES DERECHOS** — Deben estar arriostrados adecuadamente en el plano del mismo. Los entramados deberán contener por lo menos un travesaño horizontal intermedio o garantizar el arriostramiento por medio del revestimiento, (entablado o tablero, por ejemplo), adecuadamente conectado a los pies derechos.

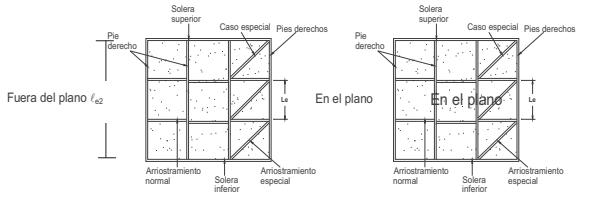
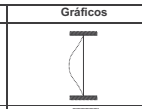
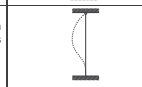
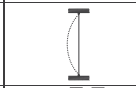
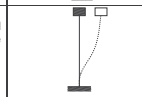
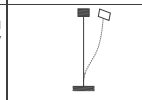
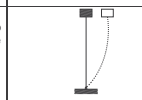
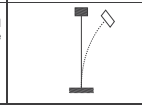


Figura G.4.3-1 — Arriostramiento de entramados

Para entramados cuyos pies derechos están arriostrados lateralmente por elementos intermedios, se deberá considerar como longitud efectiva en el plano del mismo, a la longitud entre arriostramientos intermedios. (ℓ_e). La longitud efectiva fuera del plano del entramado no será menor que la altura del mismo ℓ_{e2}.

Tabla G.4.3-1
Coeficientes de longitud efectiva de columna k_e

Condición de los apoyos	Gráficos	k_{e1}	k_{e2}
Empotrados en ambos extremos (1)		0.50	0.65
Impedido de desplazarse en ambos extremos y uno de ellos impedido de rotar (2)		0.70	0.85
Articulado en ambos extremos (3)		1.00	1.00
Empotrado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento (4)		1.00	1.20
Empotrado en un extremo y el otro parcialmente libre de rotar y libre de desplazamiento (5)		1.50	1.50
Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento (6)		2.00	2.40
Empotrado en un extremo y el otro libre de rotar y libre de desplazamiento (7)		2.00	2.10

k_{e1} teórico
k_{e2} recomendado cuando las condiciones ideales son aproximadas

G.4.3.4 — RELACION DE ESBELTEZ (λ) — En el diseño de columnas de madera, se considera como medida de esbeltez la definida por la fórmula:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{r\sqrt{12}} \qquad \text{(G.4.3-2)}$$

Tabla G.4.3-2
Relación de esbeltez λ

Sección transversal				Cualquier sección
λ	$\frac{\ell_e}{0.866D}$	$\frac{\ell_{e1,2}}{d}$	$\frac{\ell_{e1}}{d_1}$ $\frac{\ell_{e2}}{d_2}$	$\frac{\ell_e}{r\sqrt{12}}$

En donde:

λ = medida de esbeltez. Debe ser $\lambda \le 50$, excepto durante la construcción que podrá ser $\lambda \le 75$
$\ell_{e_{1,2}}$ = longitud efectiva de la columna en la dirección considerada, en mm.
r = radio de giro de la sección, en mm
d_1, d_2 = dimensiones de la sección transversal en la dirección considerada, en mm.
D = diámetro de la sección circular, en mm

El cálculo se hará para las dos direcciones principales y se utilizará el λ mayor.

G.4.3.5 — COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE COLUMNAS C_p — El coeficiente de estabilidad para columnas, C_p, debe ser calculado según la fórmula :

$$C_p = \frac{1+\left(F_{CE}/F_c^*\right)}{2C} - \sqrt{\left(\frac{1+\left(F_{CE}/F_c^*\right)}{2C}\right)^2 - \frac{F_{CE}/F_c^*}{C}} \qquad \text{(G.4.3-3)}$$

F_c^* = Esfuerzo admisible de compresión paralelo al grano, multiplicado por todos los factores de modificación, excepto (C_p)

F_{CE} = Esfuerzo crítico. Véase tabla G.4.3-3. **(G.4.3-4)**

En donde:

ℓ_e = longitud efectiva en mm.
r = radio de giro de la sección en mm.
E'_{min} = módulo de elasticidad mínimo modificado, en MPa
C = coeficiente valorizado en tabla G. 4.3-3

Cuando un miembro a compresión es soportado en toda su longitud y en las dos direcciones principales, para prevenir desplazamientos laterales en cualquier dirección $C_p = 1.0$

Tabla G.4.3-3
Valores de C y de F_{CE} Esfuerzo crítico

	Madera aserrada			Madera rolliza	Madera laminada
Sección			Cualquier sección		Laminada
C	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90
F_{CE}	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda^2}$	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda_{I.2}^2}$	$\frac{\pi^2 E'_{min}}{(\ell_e/r)^2}$	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda^2}$	$\frac{0.822E'_{y\,min}}{\lambda^2}$

En donde:

$E'_{y\,min}$ = módulo de elasticidad mínimo modificado para madera laminada, en MPa

G.4.3.6 — CARGAS ADMISIBLES — La carga admisible de una columna, con carga axial centrada, será calculada con la siguiente fórmula:

$$P_a = F'_c A_n \qquad \text{(G.4.3-5)}$$

En donde:

P_a = fuerza o carga admisible de la columna en N.
F'_c = esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano en MPa, $F'_c = C_p F_c^*$
A_n = área neta de la columna en mm^2

Si la columna no tiene perforaciones, el área neta de la columna es el área bruta de la misma. Si la columna tiene alguna perforación, el área usada en el cálculo de P_a, dependerá de la localización de las perforaciones y de la posibilidad de que la columna pueda pandearse en ese sitio, según las siguientes consideraciones:

(a) Si la perforación se encuentra ubicada en un punto debidamente arriostrado contra desplazamiento lateral, el área bruta podrá ser utilizada en la comprobación de la columna, con reducción por esbeltez entre puntos de arriostramiento.

(b) Si la perforación se encuentra localizada en la zona no arriostrada de la columna, el área neta deberá ser usada al comprobar la estabilidad de la columna y la carga admisible.

G.4.3.7 — COLUMNAS ADELGAZADAS — Para el diseño de una columna de sección rectangular adelgazada en uno o ambos extremos, la representativa dimensión (d), para cada cara de columna se calcula con la siguiente fórmula:

$$d = d_{min} + \left(d_{max} - d_{min}\right)\left(a - 0.15\left(1 - \frac{d_{min}}{d_{max}}\right)\right) \qquad \text{(G.4.3-6)}$$

En donde:

d = altura de la sección rectangular, en mm
d_{min} = La mínima dimensión para la cara de columna considerada en mm
d_{max} = La máxima dimensión para la cara de la columna considerada en mm.

a = Condición de soporte, es aplicable cuando $d_{min}/d_{max} \ge 1/3$

Para el caso de columnas de sección redonda, se asume como los diámetros D, D_{min} y D_{max}

Condiciones de soporte	
Extremo largo empotrado, extremo pequeño no soportado. Caso 7 Tabla G.4.3-1	$a = 0.70$
Extremo pequeño fijo, extremo largo no soportado o simplemente soportado. Casa 6, Tabla G.4.3-1	$a = 0.30$
Ambos extremos simplemente soportados. Caso 3 Tabla G.4.3-1	
Adelgazamiento hacia un extremo	$a = 0.50$
Adelgazamiento hacia ambos extremos	$a = 0.70$

Figura G.4.3-2 — Columnas adelgazadas

Para todas las otras condiciones

$$d = d_{min} + \frac{\left(d_{max} - d_{min}\right)}{3} \qquad \text{(G.4.3-7)}$$

El cálculo de C_p, estará basado en la representativa dimensión (d). Además, (f_c) en cualquier sección transversal de la columna rebajada, tomando la mínima dimensión de la columna, no excederá, el esfuerzo admisible modificado para compresión axial paralela a la fibra (F'_c), multiplicado por todos los factores de modificación excepto el factor de estabilidad de columnas (C_p).

G.4.3.8 — COLUMNAS ESPACIADAS — Las especificaciones de esta norma son aplicables a columnas conformadas por piezas separadas por bloques con espaciamiento $a/t \le 3$, Figura G.4.3-3 A, B, C, o con tapas de unión, Figura G.4.3-3, D, E, con espaciamiento $3 < a/t \le 6$.

Especificaciones de construcción:

(a) Todas las piezas deberán tener la misma sección transversal y propiedades mecánicas, sin juntas, uniones o traslapos y la longitud de cada pieza será la longitud total de la columna.
(b) Los tacos separadores, tapas de unión y sus conectores se deberán diseñar considerando el esfuerzo de corte V_d, según la fórmula G.4.3.10.
(c) El número de tramos debe ser ≥ 3, o sea que existirán mínimo cuatro bloques separadores ó cuatro tapas, y con uniones transversales al menos en los puntos tercios de la longitud de columna.
(d) La unión transversal de cada bloque o tapa con las piezas dispondrá de al menos dos conectores, dos pernos o cuatro clavos.
(e) Si se utilizan tacos encolados la longitud de estos será al menos dos veces la distancia libre entre piezas individuales.
(f) Cuando $a/t \le 2$ se prescindirá del cálculo de momento flector que la fuerza de cortante, F_{vef}, induce sobre los tacos separadores.

G.4.3.8.1 — ***Requisitos de diseño*** — Las columnas espaciadas con bloques separadores o tapas de unión se calcularán de acuerdo con G.4.3.3, pero en los elementos A, B, C, D, E de la figura G.4.3-3, el pandeo con respecto al eje principal, x - x, se verificará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{CE} = \frac{0.822E'_{min}}{\left(\frac{\lambda_{efx}}{\sqrt{12}}\right)^2} \qquad \text{(G.4.3-8)}$$

y

$$\lambda_{efx} = \sqrt{\left(\frac{\ell_{ex}}{r_x}\right)^2 + 6nC_f\frac{\ell_{p1}^2}{t^2}} \qquad \text{(G.4.3-9)}$$

En donde:

λ_{efx} = esbeltez eficaz de la sección transversal, respecto a x -x
ℓ_{ex} = longitud efectiva de la sección total respecto a x – x, en mm
r_x = radio de giro calculado, considerando el momento de inercia total de la pieza referido al eje x – x, en mm
n = número de piezas individuales que conforman la sección transversal del elemento compuesto.
C_f = coeficiente de flexibilidad, de acuerdo a los materiales usados según tabla (G.4.3.4).
ℓ_{p1} = longitud de pandeo de la pieza individual, definida como la distancia entre centros de uniones transversales, figura G.4.3-3.
t = espesor de las piezas individuales, en mm
E'_{min} = módulo de elasticidad mínimo longitudinal modificado en MPa

En el cálculo anterior se debe cumplir

(a) $\ell_{p1} \le \frac{60t}{\sqrt{12}}$

(b) $\ell_{p1} \le \ell_{ex}/3$

(c) Si $\ell_{p1} \le \frac{30t}{\sqrt{12}}$, se debe considerar $\ell_{p1} = \frac{30t}{\sqrt{12}}$

Tabla G 4.3-4
Coeficiente de flexibilidad de uniones C_f

Tipo de unión transversal	Medio de unión	Coeficiente de flexibilidad C_f
Bloques separadores	Adhesivos	1.0
	Conectores anillo partido	2.5
	Clavos, tornillos tirafondos	3.0
	Pernos, con reapriete	3.0
Tapas de unión	Adhesivos	3.0
	Clavos	4.5

G.4.3.8.2 — En la verificación del pandeo con respecto al eje y-y, ver figura G.4.3-3, la sección trasversal compuesta se debe considerar como una pieza simple, con momento de inercia igual a la suma de los momentos de inercia de las piezas individuales.

G.4.3.8.3 — ***Capacidad cortante de conectores*** — Sobre los medios de unión transversal de estos elementos y conectores, clavos, tornillos, tirafondos, pernos, actúa una fuerza cortante, V_d, que se debe calcular con la fórmula G.4.3-10 y que actúa de acuerdo con la figura G.4.3-4.

$$V_d = \frac{P}{60C_p} \qquad \text{(G.4.3-10)}$$

Y sobre la correspondiente unión transversal de estos elementos, bloques, separadores o tapas de unión, actúa un flujo de corte F_{vef} que se calcula con la fórmula G.4.3-11 y que actúa de acuerdo con la figura G.4.3-4.

$$F_{vef} = \frac{C_n V_d \ell_{p1}}{a_1} \qquad \text{(G.4.3-11)}$$

Tabla G.4.3.5
Coeficientes C_n para cálculo de F_{vef}

n	2	3	4	4
C_n	0,5	0.25	0.20	0.15
Calculo	F_{vef}	F_{vef}	F_{vef}	F_{vef}

En donde:
P = carga axial de diseño de la columna, en N
V_d = fuerza cortante en N
C_n = coeficiente por cantidad de piezas para cálculo de F_{vef}
ℓ_{p1} = distancia entre ejes de bloques espaciados o tapas de unión, en mm.
C_p = coeficiente de estabilidad lateral de la columna
a_1 = la mitad de la distancia entre ejes de piezas individuales, en mm
F_{vef} = flujo de cortante efectivo en bloques espaciadores o tapas de unión, en N.

G.4.3.8 — COLUMNAS ESPACIADAS

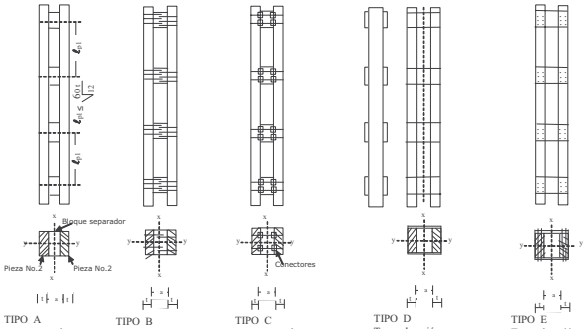


Figura G 4.3-3 — Columnas compuestas espaciadas

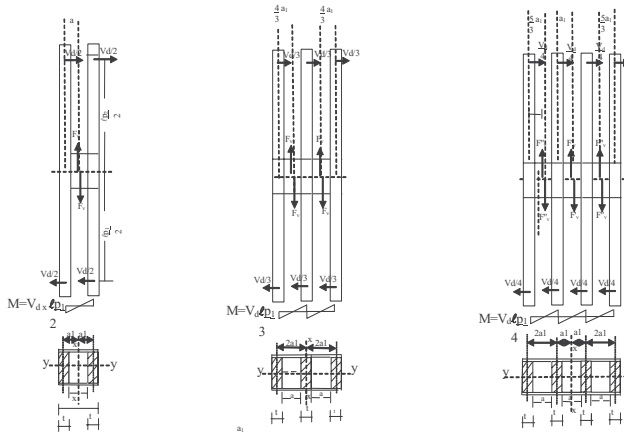


Figura G.4.3-4 — Suposiciones relativas a los puntos de acción de las fuerzas de cortante y flujos de cortante en piezas compuestas con tapas de unión

G.4.3.9 — COLUMNAS ARMADAS

G.4.3.9.1 — Las siguientes provisiones aplican para columnas armadas, unidas con clavos o tornillos o pernos y con de 2 a 5 laminaciones o piezas.

G.4.3.9.2 — Cuando se utilizan pegantes adhesivos efectivos como en el caso de madera estructural laminada encolada, se podrá asumir, que la sección desarrolla una acción compuesta total, es decir que no existirán deformaciones relativas entre laminaciones. Para el caso de madera laminada encolada el cálculo se asume como una simple columna maciza.

G.4.3.9.3 — ***Requisitos de construcción columnas armadas***

(a) Cada laminación debe tener igual sección transversal rectangular y un espesor mínimo $t \ge 38$ mm
(b) Todos los elementos deberán tener la misma altura (d)
(c) Las caras entre laminaciones deberán estar en contacto total
(d) Todos los elementos tendrán la longitud completa de la columna, en una sola pieza sin traslapos ni juntas.
(e) Las columnas deberán construirse con laminaciones o piezas de igual o similares características de resistencia, pero cuando se utilicen con laminaciones de diferente especie, resistencia, o espesor, se deberá tomar el esfuerzo de compresión admisible modificado (F'_c) y el módulo de

elasticidad para estabilidad de vigas y columnas E'_{min} correspondiente al de las más débil de las laminaciones.
(f) Para mejorar las laminaciones se podrán juntar las piezas con una combinación de pegantes y clavos o pasadores.

G.4.3.9.4 — ***Coeficiente de estabilidad para columnas armadas*** (C_p) — Con las relaciones de esbeltez $\ell_1 = K_{e1}\ell_{a1}/d_1$ y $\ell_2 = K_{e2}\ell_{u2}/d_2$, se calculará el factor de estabilidad de columnas C_p de acuerdo a la fórmula G.4.3.9, tomándose el menor C_p, para el cálculo de F'_c. En la columna armada, F'_c de la columna armada no será menor que F'_c, para las laminaciones individuales, diseñadas como columnas sólidas individuales.

$$C_p = K_f\left(\frac{1+F_{CE}/F'_c}{2C}\right) - \sqrt{\left(\frac{1+(F_{CE}/F'_c)}{2C}\right)^2 - \frac{F_{CE}/F'_c}{C}} \qquad \text{(G.4.3-13)}$$

En donde:

C_p = coeficiente de estabilidad en columnas
C = 0.80 para madera aserrada
C = 0.90 para madera laminada
F_{CE} = esfuerzo crítico de pandeo para miembros de compresión
F'_c = esfuerzo admisible a compresión paralela, modificado, en MPa
K_f = 0.60 Cuando se emplean clavos y el pandeo ocurre en la dirección perpendicular, al plano de contacto de las piezas $(\ell_2 = \ell_{e2}/d_2)$
K_f = 0.75 cuando se emplean pernos y el pandeo ocurre en dirección perpendicular al plano de contacto entre las piezas $(\ell_2 = \ell_{e2}/d_2)$
K_f = 1.0 cuando se emplean clavos o pernos y el pandeo ocurre en el plano paralelo a la cara de contacto $(\ell_1 = \ell_{e1}/d_1)$

Los demás términos fueron definidos previamente en G.4.3.4.

El C_p se calculará con ℓ_{e1}/d_1 y ℓ_{e2}/d_2 y se utilizará para el cálculo de la carga admisible de la columna, el menor valor de C_p.

G.4.3.9.4.1 — **CAPACIDAD DE CORTANTE DE LAS CONEXIONES** — Las conexiones se deben diseñar suponiendo un esfuerzo de corte de magnitud constante a lo largo de la pieza y se calculará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_d = \frac{P}{60C_p} \qquad \text{(G.4.3-14)}$$

En donde:

V_d = fuerza cortante en N
C_p = coeficiente de estabilidad lateral para columnas
P = carga de compresión axial en N

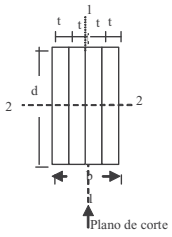


Figura G.4.3-6 — Sección trasversal de columna armada

G.4.3.9.4.2 — Cuando el pandeo alrededor del eje 1, gobierna el diseño, el flujo de cortante será calculado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_{v,efi} = K_f \frac{Q_i V_d}{I_1 d_1} \qquad \text{(G.4.3-15)}$$

En donde:

$F_{v,efi}$ = flujo de cortante efectivo en el plano de corte 1, en N/mm^2
Q_i = primer momento de área, evaluado en el plano de corte 1 en mm^3
V_d = fuerza cortante en N
I_1 = momento de inercia de la sección compuesta alrededor del eje 1 en mm^4
d_1 = dimensión de la sección en la dirección 1
K_f = coeficiente de material
ℓ_{e1} = K_{e1} , ℓ_{u1} , longitud efectiva de pandeo alrededor del eje 1 en mm
ℓ_{e2} = K_{e2} , ℓ_{u2} , longitud efectiva de pandeo alrededor del eje 2 en mm

G.4.3.9.5 — ***Especificaciones de columnas armadas conectadas con clavos*** — Las columnas armadas cuyas piezas se conecten con clavos deberán cumplir con lo siguiente.

(a) Los clavos adyacentes se instalan desde lados opuestos de la columna.
(b) Los clavos deberán penetrar por lo menos 3/4 del espesor de la última pieza
(c) La distancia desde el extremo de la columna hasta el clavo más cercano deberá estar entre 15D y 18D, siendo D, el diámetro del clavo.
(d) El espaciamiento centro a centro entre clavos, deberá ser mayor o igual a 20D y menor o igual a 6 veces el espesor del elemento más delgado.
(e) El espaciamiento entre filas de clavos, deberá estar entre 10D y 20D, siendo D, el diámetro del clavo.
(f) Las distancias al borde, deberán estar entre 5D y 20D, siendo D, el diámetro del clavo.
(g) Se deberán instalar dos o más filas longitudinales de clavos cuando la altura, (d), de la columna sea mayor de 3 veces el espesor (f) del elemento más delgado.
(h) Cuando se requiera únicamente una fila longitudinal de clavos, los clavos adyacentes deberán ser alternados.

G.4.3.9.6 — ***Especificaciones columnas armadas conectadas con pernos*** — Las columnas armadas cuyas piezas se conecten con pernos deberán cumplir con lo siguiente.

(a) Se deberá proveer una platina metálica o una arandela entre la cabeza del perno y el elemento de madera y entre este y la tuerca.
(b) Las roscas deben ser apretadas para garantizar que las caras de las piezas adyacentes están en contacto.
(c) Para maderas con DB ≤ 600 kg/m^3, se deberá proveer una distancia al extremo del elemento entre 7D y 8.4D, siendo D, el diámetro del perno. Para otras maderas, se deberá proveer una distancia al extremo del elemento entre 5D y 6D.
(d) El espaciamiento centro a centro entre pernos de una misma fila deberá ser mayor o igual a 4D y menor o igual a 6 veces el espesor del elemento más delgado.
(e) El espaciamiento entre filas de pernos deberá estar entre 1.5D y 10D siendo D, el diámetro del perno.
(f) Las distancias al borde deberán estar entre 1.5D y 10D, siendo D, el diámetro del perno.
(g) Se instalará dos o más filas longitudinales de pernos si la altura, d, de la columna es mayor de 3 veces el espesor del elemento más delgado.
(h) El espaciamiento entre filas de pernos deberá estar entre 1.5D y 10 D, siendo D el diámetro del perno.
(i) Las distancias al borde deberán estar entre 1.5D y 10D, siendo D, el diámetro del perno.
(j) Se deberán instalar dos o más filas longitudinales de pernos cuando la altura, (d), de la columna sea mayor de 3 veces el espesor (t) del elemento más delgado.

G.4.4 — APLASTAMIENTO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

Los esfuerzos de compresión actuantes paralelos al grano (f_c), que se desarrollan en los extremos de los elementos comprimidos, se deben basar en el área neta de soporte y no deben exceder al esfuerzo de referencia para diseño a compresión paralela al grano, F_c , afectado por los coeficientes de modificación aplicables excepto C_p .

G.4.5 — ACORTAMIENTO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN (Δ_{dc})

Los elementos a compresión axial, están sujetos a sufrir un acortamiento en su sentido longitudinal el cual será calculado con la siguiente fórmula.

$$\Delta_{dc} = \frac{P \ell_u}{A_n E'_{0.5}} \qquad \text{(G.4.5-1)}$$

En donde:

Δ_{dc} = acortamiento en el sentido paralelo a las fibras, en mm.
P = carga axial actuante en N.
ℓ_u = longitud no soportada de la columna en mm.
A_n = área neta de la sección de la columna en mm^2
$E'_{0.5}$ = módulo de elasticidad $E_{0.5}$ modificado paralelo a las fibras en MPa.

Adicionalmente en cada junta de conexión horizontal y en cada junta diagonal, se asumirá para el computó de asentamiento un valor $J = 1.6$ mm, para trabajos normales de carpintería y $J = 0.8$ mm para trabajos cuidadosos, véase RG.28.

G.4.6 — MADERA DE SECCIÓN CIRCULAR (ROLLIZA). ESPECIFICACIONES ADICIONALES

Las siguientes especificaciones adicionales son aplicables a elementos de sección circular tales como postes, pilotes o componentes de estructura, que hayan sufrido el proceso mecánico de descortezado únicamente.

G.4.6.1 — ***Escogencia de esfuerzos de diseño*** — Para el diseño se deberán determinar las condiciones de humedad de fabricación y uso, de acuerdo con la tabla G.4.6-1.

Tabla G.4.6-1
Consideraciones para escogencia de esfuerzos admisibles, módulos de elasticidad Y dimensiones de la sección circular.

CH% Fabricación e instalación	CH% En servicio	Estado de esfuerzos y módulo de elasticidad a usar	Condición para diseño de uniones	Dimensionamiento de la sección
CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%
CH > 19%	CH < 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%
CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%
CH < 19%	CH > 19%	E CH > 19%	CH > 19%	CH < 19%
		Fi CH < 19%		

CH > 19% Húmedo ; CH <19% Seco

G.4.6.2 — FACTORES DE MODIFICACION

G.4.6.2.1 — **P*or duración de la carga*** (C_p) — Según G.2.2.3. Factores superiores a 1.6 no se aplicarán a elementos que hayan sido sometidos a tratamientos de preservación que impliquen presión y vacio, o a tratamientos contra incendio, con retardantes químicos.

G.4.6.2.2 — ***Por preservación*** (C_{pv}) — Cuando el elemento haya sido sujeto a tratamiento de inmunización que implique presión y vacío, sus esfuerzos deberán ser reducibles, según la tabla G.4.6.2-1. Aplicable únicamente al eucaliptos lobulus.

Tabla G.4.6.2-1
Coeficiente por tratamiento de preservación C_{pv}

Esfuerzos Admisibles	Valor C_{pv}
Flexión F_b	0.90
Compresión paralela F_C	0.90
Compresión perpendicular F_p	0.90
Corte F_v	0.90
Tensión paralela F_t	0.90
Módulo de elasticidad $E_{0.05}$	0.90

G.4.6.2.3 — ***Por desbastamiento o alisadura*** (C_{kd}) — si el elemento de madera es desbastado mediante proceso mecánico para obtener forma cilíndrica o cónica, los valores de esfuerzos se deberán multiplicar por los valores de la tabla G.4.6.2-2.

Tabla G.4.6.2-2
Coeficientes de modificación por desbastamiento C_{kd}

Parámetros de resistencia	C_{kd}
Flexión F_b	0.95
Compresión paralela F_C	0.95
Compresión perpendicular F_p	1.00
Corte F_v	1.00
Tensión paralela F_t	0.95
Módulo de elasticidad paralelo E	1.00

G.4.6.2.4 — ***Por humedad*** (C_m) — Cuando los elementos sean utilizados en estado húmedo CH > 19% los valores de esfuerzos se deberán multiplicar por los valores de la tabla G.4.6.2-3.

Tabla G.4.6.2-3
Coeficientes de modificación por uso en estado húmedo, C.H. > 19%

Parámetros de resistencia	C_m
Flexión F_b	0.75
Compresión paralela F_C	0.70
Compresión perpendicular F_p	0.80
Corte F_v	0.80
Tensión paralela F_t	0.75
Módulo de elasticidad E	0.80

G.4.6.2.5 — ***Por estabilidad lateral*** C_L — En secciones circulares, el coeficiente de estabilidad lateral $C_L = 1$ y C_p se calculará según G.4.3.5.

El momento máximo para postes empotrados se deberá considerar así:

(a) en terreno compactado: a 0.25 de la profundidad de empotramiento bajo la línea de tierra
(b) en concreto: a raz con la superficie superior del concreto línea de tierra

G.4.6.2.6 — ***Requisitos para esfuerzos de compresión paralela*** — se deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) $$f_c = \frac{P}{A_{ne}} \le F'_c \qquad \text{(G.4.6.2-1)}$$

En donde:

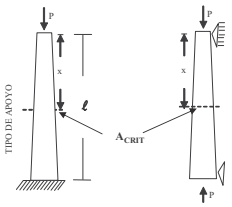
f_c = esfuerzo actuante de compresión paralelo a las fibras en el extremo superior del poste, en MPa
P = carga de compresión axial actuante aplicada al poste, en N
A_{ne} = área neta en el extremo superior del poste, en mm^2.
F'_c = esfuerzo admisible modificado de compresión paralela a las fibras, sin incluir C_p , en MPa

(b) $$f_c = \frac{P}{A_{CRIT}} \le F'_c \qquad \text{(G.4.6.2-2)}$$

En donde:

A_{CRIT} = Área en la sección transversal crítica. Si el poste tiene inercia constante, corresponde a su sección, si tiene inercia variable, A_{CRIT} corresponderá al área en la sección transversal indicada en los valores de la tabla G.4.6.2-4.
F'_c = esfuerzo admisible modificado de compresión paralela al grano, incluyendo C_p , en MPa

Tabla G.4.6.2-4
Ubicación de la sección crítica

Tipo sección variable			Tipo sección constante
		Otra condición	Cualquiera
X = 0.6ℓ	X = 0.43ℓ	X = 0.33ℓ	**X**, Determinada mediante análisis estructural

G.4.6.2.7 — ***Por área de apoyo*** C_b — Los valores de esfuerzos admisibles a compresión perpendicular para madera redonda, postes y pilotes deberán ser afectados por el factor de área, C_b, especificados en la tabla G.4.6.2-5.

G.4.6.2-8 — ***Por forma*** C_F — Cuando el elemento estructural, poste o pilote exceda en diámetro $D > 34$ mm, el valor, F_b, será multiplicado por el factor de altura C_d, establecido según la siguiente fórmula:

$$C_d = \left(\frac{340}{D}\right)^{1/9} \qquad \textbf{(G.4.6.2-5)}$$

En donde:

C_d = coeficiente de modificación por altura
D = diámetro de la sección transversal, en mm

Tabla G.4.6.2-5
Coeficientes de modificación para madera rolliza seleccionada visualmente.

Coeficientes / Parámetros de resistencia	C_D Duración de carga: Permanente	2 meses	7 Días	Viento y Sismo	Impacto	C_t Temperatura °C: t < 37.8	37.8<t <51.7: CH > 19	37.8<t <51.7: CH < 19	51.7<t<65: CH > 19	51.7<t<65: CH < 19	C_F	C_p	C_b	C_{kd}	$C_m > 19\%$
$F'_b = F_b$ x	.90	1.15	1.25	1.6	2.0	1	0.7	0.8	0.5	0.7	G.4.6.2.8	-	-	0.95	0.75
$F'_t = F_t$ x	.90	1.15	1.25	1.6	2.0	1	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-	-	0.95	0.75
$F'_v = F_v$ x	.90	1.15	1.25	1.6	2.0	1	0.7	0.8	0.5	0.7	-	-	-	1.00	0.80
$F'_c = F_c$ x	.90	1.15	1.25	1.6	2.0	1	0.7	0.8	0.5	0.7	-	G.4.3.5	-	0.95	0.70
$F'_p = F_p$ x	-	-	-	-	-	1	0.7	0.8	0.5	0.7	-	-	Tabla G.3.5.1	1.00	0.80
$E'_{0.5} = E_{0.5}$ x	*	*	*	*	*	1	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-	-	1.00	0.80
$E'_{0.05} = E_{0.05}$ x	*	*	*	*	*	1	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-	-	1.00	0.80
$E'_{min} = E_{min}$ x	*	*	*	*	*	1	0.9	0.9	0.9	0.9	*	*	*	1.00	0.80

CAPÍTULO G.5
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

G.5.1 — ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y TENSIÓN

Los elementos sometidos simultáneamente a flexión y tensión axial, serán diseñados de modo que cumplan con las siguientes fórmulas:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F^*_b} \le 1.0 \qquad \textbf{(G.5.1-1)}$$

$$\frac{f_b - f_t}{F^{**}_b} \le 1.0 \qquad \textbf{(G.5.1-2)}$$

en donde:

f_b = esfuerzo actuante de flexión paralela al grano, según cálculo en MPa
f_t = esfuerzo actuante de tensión paralela al grano según cálculo, en MPa
F'_t = esfuerzo admisible modificado de tensión paralela al grano en MPa
F^*_b = esfuerzo admisible de flexión (F_b), multiplicado por todos los factores de modificación, excepto C_L, en MPa
F^{**}_b = esfuerzo admisible de flexión (F_b), multiplicado por todos los factores de ajuste excepto (C_v), que es un factor de ajuste para madera laminada
F^{**}_b = F'_b para madera aserrada, en MPa

Si se llegare a presentar tensión y flexión biaxial, los elementos deben cumplir las siguientes fórmulas:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_{b1}}{F^*_{b1}} + \frac{f_{b2}}{F^*_{b2}} \le 1.0 \qquad \textbf{(G.5.1-3)}$$

$$\frac{f_{b1} - f_t}{F^{**}_{b1}} \le 1.0 \qquad \textbf{(G.5.1-4)}$$

$$\frac{f_{b2} - f_t}{F^{**}_{b2}} \le 1.0 \qquad \textbf{(G.5.1-5)}$$

En donde los subíndices indican los ejes sobre los cuales se produce la flexión y en este caso el chequeo al pandeo se efectuará separadamente

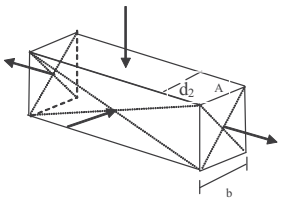


Figura G.5.1-1 — Flexión combinada y tensión axial

G.5.2 — ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGAS COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

G.5.2.1 — Los elementos sujetos a una combinación de flexión axial o biaxial alrededor de los ejes principales y carga axial de compresión, deberán cumplir con la siguiente formulación:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}\left(1 - \left(f_c/F_{cE1}\right) - \left(f_{b1}/F_{bE}\right)^2\right)} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2}\left(1 - \left(f_c/F_{cE2}\right) - \left(f_{b1}/F_{bE}\right)^2\right)} \le 1 \qquad \textbf{(G 5.2.1)}$$

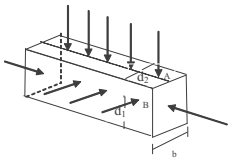


Figura G.5.2-1 —Flexión combinada y compresión axial

en donde:

$f_c < F_{CE1} = \frac{0.822E'_{min}}{(\ell_{e1}/d_1)^2}$ Para flexión axial con carga en la cara angosta o flexión biaxial **(G.5.2-2)**

$f_c < F_{CE2} = \frac{0.822E'_{min}}{(\ell_{e2}/d_2)^2}$ Para flexión uniaxial con carga en la cara ancha o flexión biaxial **(G.5.2-3)**

$f_{bi} < F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_B^2}$ Para flexión biaxial **(G.5.2-4)**

f_c = esfuerzo actuante por comprensión axial paralela a las fibras, en MPa
f_{b1} = esfuerzo de flexión actuante por carga colocada en la cara angosta (A) del miembro, en MPa
f_{b2} = esfuerzo de flexión actuante por carga colocada en la cara ancha (B) del miembro, en MPa

ℓ_{e1} = longitud efectiva 1
d_1 = dimensión de la cara ancha altura (d) en mm
ℓ_{e2} = longitud efectiva 2
d_2 = dimensión de la cara angosta b, en mm
R_B = relación de esbeltez del elemento, como viga

Notas

CAPÍTULO G.6
UNIONES

G.6.1 — ALCANCE

Las prescripciones de este Capítulo se refieren a uniones clavadas, apernadas y hechas con tornillos tirafondos y tornillos golosos, grapas, planchas de acero y conectores de anillos partidos. Se aceptan otro tipo de uniones siempre y cuando los fabricantes y constructores cumplan con las normas aceptadas internacionalmente, mientras se establecen las correspondientes normas nacionales.

G.6.2 — DEFINICIONES

G.6.2.1 — **ELEMENTOS MECÁNICOS DE UNIÓN** — Son aquellos que al quedar solicitados a esfuerzos cortantes, admiten desplazamientos relativos entre las piezas contactadas, que se originan por las deformaciones por aplastamiento que sufre la madera en la zona de contacto entre la madera y el medio de unión y adicionalmente, como en el caso de medios cilíndricos, por las deformaciones por flexión de los medios cilíndricos. Dependiendo de su posición en la unión, los elementos mecánicos pueden quedar solicitados en dirección axial.

G.6.2.2 — **PIEZA SOLICITANTE** — Pieza de la unión que presenta la menor desviación, entre la dirección de la fuerza trasmitida y la dirección de la fibra.

G.6.2.3 — **PIEZA SOLICITADA** — Pieza de la unión que presenta la mayor desviación, entre la fuerza trasmitida y la dirección de la fibra.

G.6.2.4 — **BORDE CARGADO** — Borde de la pieza que se encuentra afectado por la acción de la fuerza que transmite el medio de unión o por alguno de los componentes de esta fuerza, paralela o normal a la dirección de la fibra.

G.6.2.5 — **BORDE DESCARGADO** — Borde que no corresponde a la anterior definición,

G.6.2.6 — **ESPACIAMIENTOS** — Se refiere a la distancia entre medios de unión, medida lo largo del grano (S_p), o en dirección normal (S_n), o entre un medio de unión y un borde cargado (S_{bcp}), o entre un medio de unión y un borde cargado medido en dirección normal a la fibra (S_{bdp}), o entre un medio de unión y un borde descargado, en dirección normal a la fibra (S_{bdn}).

G.6.3 — ESFUERZOS DE CORTANTE

En uniones solicitadas por fuerzas de cortante tales como pernos, tornillos pasantes, tornillos tirafondos o conectores de placa, se debe verificar que los esfuerzos de cortante inducidas en la madera por las fuerzas de corte V, no excedan los valores indicados.

(a) En uniones separadas del extremo de la pieza por una distancia superior o igual a 5 veces la altura de la misma

$$f_v = \frac{3V'_r}{2bd_e} \le F'_v \qquad \text{(G.6.3-1)}$$

(b) En uniones separadas del extremo de la pieza por una distancia menor 5 veces la altura de la misma

$$f_v = \frac{3V'_r}{2bd_e}\left(\frac{d}{d_e}\right)^2 \le F'_v \qquad \text{(G.6.3-2)}$$

Los esfuerzos anteriores se deducen de las fórmulas G.3.4-6 y G.3.4-7. d_e corresponde a la distancia definida en G.3.4.4.5, según el medio de unión, figura G.3.4-4.

G.6.3.1 — **ESFUERZOS DE CORTANTE EN LA SECCIÓN BRUTA** — Adicionalmente se debe verificar el cortante en la sección transversal bruta de acuerdo a la siguiente formula.

$$f_v = \frac{3V_r}{2bd} \le F'_v \qquad \text{(G.6.3-3)}$$

G.6.3.2 — **UNIONES EXCÉNTRICAS** — Se procurará en lo posible disponer de los medios de unión, simétricamente con respecto al eje de las piezas, pero si ello no es posible, se deberá verificar la combinación de esfuerzos principales debido a las solicitaciones que reciben las barras y los esfuerzos secundarios debido al momento que genera la excentricidad, de forma tal que no se sobrepasen los valores de diseño admisibles, tanto en la madera como en los medios de unión.

G.6.4 — DISEÑO DE PARTES METÁLICAS

Las planchas metálicas, herrajes, anclajes y en general todas las partes metálicas se deben diseñar de acuerdo con el Título F - Estructuras Metálicas, debiéndose revisar los esfuerzos de flexión, tensión, cortante y aplastamiento.

G.6.4.1 — **PROTECCIÓN ANTICORROSIVA DE ELEMENTOS METÁLICOS** — Todos los elementos de unión requieren de adecuada protección anticorrosiva cuya intensidad depende del medio ambiente al que quedan expuestos dichos elementos y relativo al macro clima según tabla G.6.4-1, y al micro clima del entorno propio de la construcción, incluida el contenido de humedad de la madera CH%.

Tabla G.6.4-1
Medio Ambiente y Promedio de Corrosión Anual en micras de galvanización um/año

Humedad relativa media	Medio ambiente ataque tipo	Características	Promedio de corrosión anual um/año
>70 %	1. Industrial - Tipo 1	Atmosfera severamente contaminada con dióxido de azufre y otras sustancias corrosivas	5.6
>70 %	2. Urbano no industrial o Marino - Tipo 2	Atmosfera de ciudad densamente pobladas contaminadas con dióxido de azufre y otros.	1.5
>70%	3. Sub –urbano - Tipo 3	Atmosfera de suburbios menormente poblado con menor grado de contaminación	1.3
<70 %	4. Rural - Tipo 4	Atmosfera propia de estas áreas carentes de contaminación	0.8
<70 %	5. Interiores - Tipo 5	Atmósferas con reducida contaminación	0.5

NOTA: 1 um ≈ 5.75 gramos /m^2

G.6.4.2 — PARAMETROS DE PROTECCION ANTICORROSIVA — Teniendo en cuenta la tabla G.6.4-1 se determinan los parámetros de protección anticorrosivos mínimos a utilizar para medios de unión, según la tabla G.6.4-2, cuyos valores pueden ser cambiados, de acuerdo a las circunstancias propias de uso y al tiempo promedio de protección que se desee brindar.

Tabla G.6.4-2
Parámetros mínimos de protección anticorrosiva para medios de unión.

Tipo de medio	Localización atmosférica		
	Exposición a la intemperie y humedad relativa media >70%, construcciones cubiertas sometidas a ataques corrosivos, tipo (1)	Exposición bajo cubierta y ataque corrosivo mediano, humedad relativa media >70% tipo (2 y 3)	Exposición bajo cubierta y humedad relativa media <70 % expuesta a ataques corrosivos leves tipo (4 y 5)
	Mínimo recubrimiento de zinc en gr/m^2		
Conectores, pernos barras, clavos, tornillos, tuercas	400	Anticorrosivo, ó, 50	Anticorrosivo, ó, 50
Grapas	Acero inoxidable	Acero inoxidable	50
Placas de acero e≤3mm	Acero inoxidable, ó, 400	275	275
Placas de acero 3≤e≤5mm	Acero inoxidable, ó, 600	400	100
Placas dentadas	Acero inoxidable, ó, 600	350	275
Colectores unilaterales	400	400	400
Clavos y tornillos con planchas de acero externas		50	50

G.6.5 — UNIONES DE PIEZAS DE MADERA CON ELEMENTOS DE CONCRETO O LADRILLO

Cuando la capacidad de una unión esté condicionada, por la resistencia del concreto $f'_c = 21$ MPa mínimo, o del ladrillo, la resistencia de esos materiales, se deducirán en los capítulos correspondientes del presente Reglamento.

G.6.6 — MODIFICACIONES DE LAS CAPACIDADES DE CARGA DE ELEMENTOS DE UNION

G.6.6.1 — POR DURACIÓN DE LA CARGA C_D — Los valores de referencia serán multiplicados por los factores especificados en G.2.2.3, excepto para cargas de impacto, que no aplica. Tampoco aplica este coeficiente cuando la capacidad de las conexiones está controlada por la resistencia de elementos metálicos, de concreto o mampostería.

G.6.6.2 — POR CONTENIDO DE HUMEDAD C_m — Los valores de referencia se refieren a contenidos de humedad $CH \leq 19\%$, es decir en condición seca. Cuando las condiciones sean de $CH > 19\%$ o cuando las conexiones son expuestas a condiciones de uso húmedo, los valores serán multiplicados por los valores especificados en la tabla G.6.6-1.

Tabla G.6.6-1
Coeficientes de modificación por contenido de humedad (C_m)

Medio de unión	Condiciones de la madera		Coeficiente de modificación C_m
	Tiempo de fabricación	Tiempo de servicio	
	cargas laterales		
Pernos	≤ 19 %	≤ 19%	1.00
tirafondos, pasantes,	>19%	≤19%	0.40*
Clavos	cualquiera	>19%	0.70
Placas metálicas	≤ 19 %	≤ 19 %	1.00
dentadas	>19%	≤19%	0.80
	cualquiera	>19%	0.70
Conectores**	≤ 19 %	≤ 19 %	1.00
	>19%	≤19%	0.80
	cualquiera	>19%	0.70
	Cargas de extracción		
Tirafondos y tornillos	cualquiera	≤19%	**1.00**
	cualquiera	>19%	**0.70**
Clavos	≤ 19 %	≤ 19 %	1.00
	>19%	≤19%	0.25
	≤19%	>19%	0.25
	>19%	>19%	1.00

* $C_m = 0.7$ para medios de unión con $d < 6.35$ mm (1/4")
* $C_m = 1.0$ para un único medio de unión, o dos o más medios dispuestos en una única hilera paralela al dirección del grano, o medios de unión dispuestos en dos o más hileras paralelas a la fibra, con cubrejuntas metálicas individuales para cada hilera.
** = En uniones con conectores, la restricción de humedad aplica hasta una profundidad de 20 mm de la superficie.

G.6.6.3 — POR TEMPERATURA C_t — Cuando los medios de unión quedan expuestos, durante periodos prolongados a temperaturas hasta de 65°C, los valores admisibles serán modificados de acuerdo a la tabla G.6.6-2.

TABLA G.6.6-2
Coeficiente de modificación por temperatura C_t

Condiciones de servicio CH %	Temperatura °C		
	$T \leq 37.8°C$	$37.8 < T \leq 51.7°C$	$51.7 < T \leq 65°C$
CH ≤ 19%	1.00	0.80	0.70
CH > 19%	1.00	0.70	0.50

* Madera no secada, o parcialmente secada o uniones expuestas a condiciones de servicio húmedo.

G.6.7 — UNIONES CLAVADAS

G.6.7.1 — ESPECIFICACIONES — Estas disposiciones son aplicables a uniones clavadas de dos o más elementos de madera estructural. Las uniones clavadas se reservan para solicitaciones relativamente bajas; su límite de utilización está determinado por el requerimiento de un número excesivo de clavos, incompatible con el tamaño de la unión y con la posibilidad de generar rajaduras en la madera debido a su cercanía. El diseñador deberá especificar la calidad del acero de los clavos F_y y deberá indicar el tipo de tratamiento anticorrosivo que deben tener los clavos de acuerdo con la tabla G.6.4-2.

Las cargas admisibles tabuladas en la tabla G.6.9-1, son para clavos comunes de alambre de acero, de sección circular, caña lisa y punta de diamante. Estos valores también podrán utilizarse para clavos de mayor resistencia o con otro tipo de acabado; el diseñador deberá especificar el f_y, de los clavos que se requieren en el diseño.

G.6.7.2 — En uniones con clavos solicitados en extracción lateral se deberán colocar al menos cuatro clavos en cada uno de los planos de cortante que se presentan en una unión clavada de dos o más piezas de madera, exigencia que no rige para revestimientos, entablados y contravientos.

G.6.7.3 — Las maderas que presenten dificultades al clavado deben taladrase previamente con una broca cuyo diámetro sea 0.75 veces el diámetro del clavo en maderas con densidad básica < 600kg/m^3 y con diámetro 0.90 del diámetro del clavo en madera con Densidad Básica > 600 kg/m^3. El pretaladrado se deberá ejecutar en la pieza que contiene la cabeza del clavo.

G.6.7.4 — El espesor mínimo de las piezas, será de $7d$ en uniones sin pretaladro y $6d$ con pretaladro y con espesor mínimo de 18 mm en clavado directo y 16 mm en uniones con pretaladro.

G.6.7.5 — La perforación guía deberá efectuarse con broca de 0.8 d del clavo, respetando la penetración mínima establecida en cuyo caso se podrá incrementar en 20% la capacidad admisible de carga del clavo.

G.6.7.6 — Si la penetración $p < 12d$ en uniones de cortante simple o $p < 8d$ en uniones de cortante múltiple, la capacidad admisible de carga será reducida según el factor de modificación C_{p1}.

$$C_{p1} = \frac{p}{12d}$$ Para uniones de cortante simple **(G.6.7-1)**

$$C_{p1} = \frac{p}{8d}$$ Para uniones de cortante múltiple **(G.6.7-2)**

Y no serán aceptables penetraciones efectivas inferiores a $p = 6d$, en uniones de cortante simple, o, $p = 4d$, en uniones de cortante múltiple.

G.6.7.7 — en uniones de cortante múltiple la capacidad admisible P_{em}, de cada clavo, será calculada por la siguiente fórmula:

$$P_{em} = (m - 0.25) P_{es}$$ **(G.6.7-3)**

En donde:

P_{em} = capacidad de carga de un clavo en uniones de cortante múltiple, en N
P_{es} = capacidad de carga de un clavo en uniones de cortante simple en N
m = número de planos de cortante que atraviesa el clavo

G.6.7.8 — En uniones de cortante múltiple el clavado se deberá ejecutar desde ambos lados y será preferible que lo mismo se hiciera en cortante simple.

G.6.7.9 — En hileras de más de 10 clavos la capacidad por clavo se reducirá en el 33%, después de 10 clavos y se considerará un máximo de 30 clavos por hilera (C_{ag}).

G.6.7.10 — En uniones de tablas con elementos de sección transversal circular, la capacidad admisible de los clavos será reducida en el 33% y no serán aceptables las uniones clavadas entre piezas de sección circular.

G.6.7.11 — En uniones clavadas de tableros contrachapados fenólicos de al menos 4 chapas, el espesor será, $t \geq 4d$.

G.6.7.12 — En uniones clavadas de tableros tipo formaleta el espesor del tablero será $t \geq 6d$, cuidando de dejar el clavo a ras con la superficie del tablero.

G.6.7.13 — La distribución del clavado deberá respetar lo estipulado en la tabla G.6.7-1.

Tabla G.6.7-1
Espaciamientos mínimos en uniones clavadas

Cizallamiento simple con pretaladrado o cizallamiento doble simétrico			
Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	**11 d**
		Distancia al extremo	**16 d**
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	**6 d**
		Distancia a los bordes	**5 d**
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	**11 d**
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	**6 d**
		Distancia al borde cargado	**10 d**
		Distancia al borde no cargado	**5 d**
Cizallamiento simple o cizallamiento doble clavado desde un solo lado			
Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	**16 d**
		Distancia al extremo	**20 d**
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	**8 d**
		Distancia a los bordes	**5 d**
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	**16 d**
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	**8 d**
		Distancia al borde cargado	**10 d**
		Distancia al borde no cargado	**5 d**

d = diámetro del clavo

G.6.7.14 — En uniones resistentes a flexión, rigen los valores de la tabla G.6.7-1, considerando únicamente la dirección de la fibra y todos los bordes cargados.

G.6.7.15 — En general los clavos se deben alternar de acuerdo a la figura G.6.7-1, desplazándolos en un diámetro de clavo con respecto al gramil de clavado.

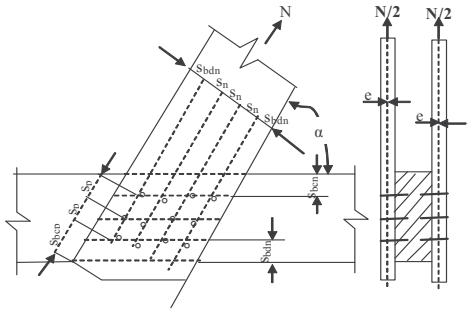


Figura G.6.7-1 A – Espaciamiento de clavos para cortante simple

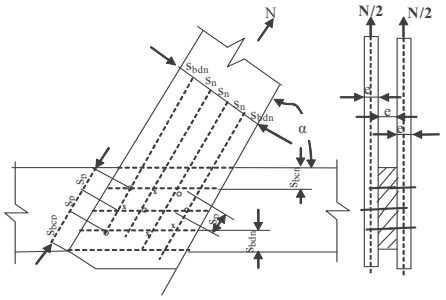


Figura G.6.7-1 B – Espaciamiento de clavos para cortante doble

G.6.7.16 — El espaciamiento máximo entre clavos no debe ser mayor de **40d** en la dirección paralela a la fibra, ni **20d**, en la dirección perpendicular a la fibra.

G.6.7.17 — Los clavos lanceros se deberán colocar aproximadamente a 30° con vertical y a una distancia de $\ell/3$ del extremo de la pieza.

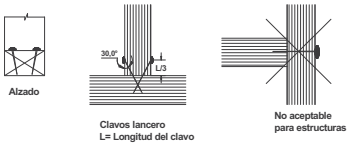


Figura G.6.7-2 — Disposición de clavos lanceros

G.6.8 — CAPACIDAD DE UNIONES CLAVADAS

La capacidad de las uniones clavadas dependerá de la densidad de la madera, del contenido de humedad de la misma, del diámetro, longitud y superficie del clavo, del número y disposición del grupo de clavos y de la longitud de penetración. La carga admisible en una unión clavada podrá determinarse como la suma de las cargas admisibles para cada clavo considerado aisladamente, siempre y cuando se satisfagan los requisitos de espaciamiento, el centroide del grupo de clavos esté localizado, aproximadamente, sobre la línea de acción de la fuerza aplicada y se cumpla la penetración mínima de estas especificaciones.

G.6.8.1 — Los valores de la tabla G.6.9-1, son aplicables a uniones en cizallamiento simple de elementos que formen cualquier ángulo. La carga admisible para un clavo sometido a cizallamiento doble se multiplicarán por 1.80 los valores de cizallamiento simple.

G.6.9 — CARGAS ADMISIBLES EN UNION DE CORTANTE SIMPLE

G.6.9.1 — Las cargas laterales admisibles de la tabla G.6.9-1 se refieren a uniones construidas con madera seca **(CH ≤ 19%)**. En uniones construidas con maderas húmedas cuyo contenido de humedad sea superior a 19%, y en las cuales haya certeza de que permanecerán en tal condición, las cargas laterales admisibles podrán ser multiplicadas por 0.70.

G.6.9.2 — La carga lateral admisible para clavos lanceros podrá tomarse como (0.83), de los valores de la tabla G.6.9-1.

Tabla G.6.9-1
Carga admisible en unión de cortante simple, en N, (CH ≤ 19%)

Longitud		d	Carga admisible en, N			ℓ/d	Penetraciones mínimas						
							5d	6d	8d	10d	11d	16d	20d
mm	Pulg.	(mm)	DB > 0.70	DB > 0.56 DB < 0.70	DB > 0.4 DB < 0.56		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
31.75	1 1/4	1.83	300	236	161	17.3	9.2	11.0	14.6	18.3	20.1	29.3	36.6
38.10	1 1/2	2.1	368	289	201	18.1	10.5	12.6	16.8	21.0	23.1	33.6	42.0
50.80	2	2.77	536	420	299	18.3	13.9	16.6	22.2	27.7	30.5	44.3	55.4
63.50	2 1/2	3.05	608	475	339	20.8	15.3	18.3	24.4	30.5	33.6	48.8	61.0
76.20	3	3.76	786	615	443	20.3	18.8	22.6	30.1	37.6	41.4	60.2	75.2
88.90	3 1/2	4.19	895	699	504	21.2	21.0	25.1	33.5	41.9	46.1	67.0	83.8
101.60	4	5.16	1140	889	645	19.7	25.8	31.0	41.3	51.6	56.8	82.6	103.2
127.00	5	5.59	1249	974	708	22.7	28.0	33.5	44.7	55.9	61.5	89.4	111.8
152.40	6	6.05	1365	1064	774	25.2	30.3	36.3	48.4	60.5	66.6	96.8	121.0
177.80	7	7.21	1657	1291	943	24.7	36.1	43.3	57.7	72.1	79.3	115.4	144.2
203.20	8	7.21	1658	1291	943	28.2	36.1	43.3	57.7	72.1	79.3	115.4	144.2

G.6.10 — UNIONES CLAVADAS CON PLATINAS DE ACERO

G.6.10.1 — Las platinas de acero deberán tener el tratamiento anticorrosivo indicado en la tabla G.6.4-2 y deberán tener un espesor mínimo de 2 mm .El diseñador indicará la calidad del acero f_y, y efectuará el diseño para flexión, cortante y aplastamiento de acuerdo a las provisiones del Título F - Estructuras Metálicas. Por el uso de platinas o láminas metálicas, los valores tabulados se incrementan en $C_{pL} = 25\%$.

G.6.11 — CAPACIDAD ADMISIBLE MODIFICADA

La capacidad admisible modificada a cortante de un clavo será la dada por la siguiente fórmula:

$$P_{adm} = P_{es} C_D C_m C_t C_p C_{ag} C_f C_{pre} C_{pL} \qquad \text{(G.6.11-1)}$$

En donde

P_{adm} = capacidad a cortante admisible modificada, en N
P_{es} = capacidad a cortante simple admisible, Tabla G.6.9-1, en N. Para doble cizallamiento multiplicar por 1.75.
C_D = coeficiente de duración de la carga
C_m = coeficiente de contenido de humedad
C_t = coeficiente de temperatura
C_p = coeficiente de penetración del clavo, **p**

C_{ag} = coeficiente por acción de grupo en hilera.
C_f = coeficiente por forma de colocación.
C_{pre} = coeficiente por pretaladrado
C_{pL} = coeficiente por uso de platinas laterales

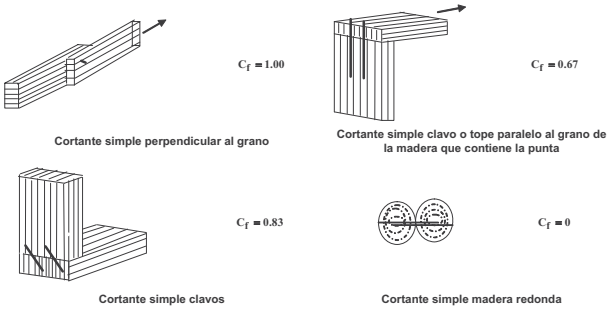


Figura G.6.11-1 - Coeficiente de forma

G.6.12 — UNIONES CON CLAVOS SOMETIDAS A CARGA DE EXTRACCION DIRECTA

La fuerza de extradición **W**, que pueda desarrollar un clavo depende de la densidad de la madera, del contenido de humedad **CH%**, del diámetro **(d)** y longitud del clavo y de la distancia de penetración del clavo que tiene la punta. La fuerza de extracción directa admisible en condición de madera seca, se determina con la fórmula G.6.12-1 y para el caso de maderas en condición húmeda, se reducirá según la tabla G.6.6-1.

$$W = 4.4 D B d p \qquad \text{(G.6.12-1)}$$

en donde:
W = carga de extracción en N
DB = densidad básica del elemento principal
d = diámetro del clavo, en mm
p = penetración del clavo en el elemento que recibe la punta del clavo, en mm

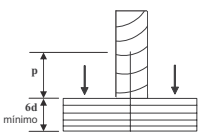


Figura G.6.12-1 – Elemento principal – Clavo con carga de extracción

La fuerza de extracción modificada será.

$$W' = W C_D C_m C_t C_f \qquad \text{(G.6.12-2)}$$

G.6.12.1 — COEFICIENTE POR FORMA DE COLOCACION — Por la forma de instalación con respecto a la dirección del grano del elemento final y la dirección del clavo, C_f. Los valores de fuerza de extracción directa **W**, serán multiplicados por la forma de colocación del clavo según Figura G.6.12-2.

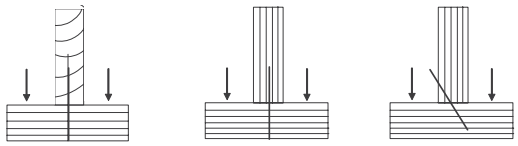


Figura G.6.12-2 — Factor de colocación

G.6.13 — UNIONES EMPERNADAS

G.6.13.1 — Estas disposiciones son aplicables a uniones empernadas de dos o más elementos de madera o a uniones de elementos de madera con platinas metálicas o para la fijación de madera a elementos de concreto por medio de platinas y anclas. Las uniones empernadas se utilizan generalmente cuando las solicitudes sobre una conexión son relativamente grandes, requiriendo por lo tanto el uso de pernos, normalmente acompañados de platinas de acero. Se recomienda que las perforaciones para los pernos se ejecuten con un diámetro que permita una fácil colocación según tabla G.6.13-1, sin desgarrar las paredes de la perforación y sin producir astillamientos en el extremo.

Tabla G.6.13-1
Mayoración de los diámetros de las perforaciones respecto al diámetro del perno, en mm

Diámetro del perno d mm	Contenido de humedad de las maderas en condiciones de servicio			
	CH ≤ 6%	CH ≤ 12%	CH ≤ 15%	CH ≥ 20%
d ≤ 20	1.6	0.8	0.8	0.8
20 < d ≤ 24	2.5	1.6	0.8	0.8
24 < d ≤ 30	2.5	1.6	1.6	0.8

G.6.13.2 — En toda unión empernada que carezca de platinas laterales de acero se deberán utilizar arandelas entre la madera y la cabeza del perno y entre la madera y la tuerca, de acuerdo con la tabla G.6.13-2.

Tabla G.6.13-2
Dimensiones mínimas de arandelas para uniones empernadas estructurales.

Diámetro del perno d mm	10	12	16	20	>20
Espesor de la arandela mm	5	5	6	6	8
Diámetro externo arandelas circulares mm	50	55	65	75	95
Lado, arandelas cuadradas mm	45	50	60	65	85

G.6.13.3 — Los pernos, tuercas y platinas de las conexiones empernadas deberán ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor de 230 MPa. El diseñador especificará la calidad del acero de estos elementos, f_y, como la resistencia mínima a la tracción requerida para la tortillería e indicará el tipo de protección anticorrosiva que requieran estos elementos de acuerdo con la tabla G.6.4-2. Las tuercas en todos los casos deben ser compatibles con los pernos, por lo que se recomienda utilizar siempre una tuerca, cuya carga de prueba sea igual o mayor que la resistencia a la tensión del perno a ensamblar, para evitar que las tuercas se desgarren, antes que los tornillos se fracturen. Los elementos metálicos deberán ser diseñados a cortante, flexión, tensión y aplastamiento, de acuerdo con las provisiones del Titulo F - Estructuras Metálicas.

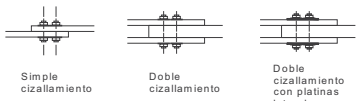


Figura G.6.13-1 — Uniones empernadas de dos o más elementos de madera

G.6.13.4 — Todos los elementos metálicos utilizados en uniones empernadas construidas con maderas húmedas o sometidas a condiciones ambientales desfavorables deberán tener un tratamiento anticorrosivo, correspondiente con la tabla G.6.4-2. Este tratamiento también será recomendado cuando por consideraciones arquitectónicas no se desee la aparición de óxido en las superficies de la madera.

G.6.13.5 — Cuando los pernos sean apretados, por lo menos una rosca deberá sobresalir por encima de la tuerca. Se deberá tener cuidado de no sobre-apretar la tuerca para no generar aplastamiento de la madera.

G.6.13.6 — Las cargas admisibles para uniones empernadas sometidas a cizallamiento doble se determinarán a partir de los valores **P** y **Q** dados en la tabla G.6.13-3, en función del grupo de la densidad básica **DB** especificada, del diámetro del perno (d) y de la longitud (ℓ) definida como el menor valor entre el espesor del elemento central y dos veces el espesor del elemento lateral más delgado. Los valores de **P** indicados serán utilizados cuando la fuerza en la unión sea paralela a las fibras, tanto del elemento central como de los elementos laterales. Las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela a las fibras del elemento central pero perpendicular a las fibras de los elementos laterales, o viceversa, se indican como **Q**. Las cargas admisibles **P** y **Q** corresponden a dos situaciones límites. Si la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo α con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible se determinará mediante la fórmula de Hankinson.

G.6.13.7 — Los valores de la tabla G.6.13-3 corresponden a uniones con elementos laterales de madera. Si estos elementos son platinas metálicas, los valores de **P** dados en dicha tabla podrán incrementarse en un 25%; es decir, el coeficiente de modificación C_{pL} por este concepto es 1.25. Los valores de **Q** no se modificarán. En tal caso ℓ deberá tomarse como el espesor del elemento central.

G.6.13.8 — Las cargas admisibles dadas en la tabla G.6.13-3 son representativas de maderas con un contenido de humedad inferior al 19% y que se mantendrán secas durante su tiempo de servicio. Cuando se emplean 2 o más filas de pernos con platinas laterales en maderas verdes sometidas a tensión paralela a la fibra, es recomendable el uso de platinas individuales por fila, para evitar las rajaduras por contracción perpendiculares a la fibra.

G.6.13.9 — Si el contenido de humedad de la madera en el momento de construirse la unión es mayor de 19%, pero durante el tiempo de servicio puede secarse, el valor de la carga admisible se multiplicará por el coeficiente de reducción por contenido de humedad, $C_m = 0.40$, a no ser que la unión cumpla con lo estipulado en G.6.13.10.1.

G.6.13.10.1 — El coeficiente de reducción por humedad C_m, no deberá aplicarse a uniones con un solo perno ni a las que tengan dos o más pernos en una sola fila paralela a la dirección de la fibra. También se excluyen las uniones conformadas por dos o más filas de pernos paralelas a la dirección de la fibra, con platinas separadas para cada fila.

G.6.13.10.2 — En nudos de 4 o más miembros, cada plano de corte será evaluado como una conexión de cizallamiento simple. El valor del nudo se calculará con el valor nominal más bajo así obtenido, multiplicado por el número de planos de corte.

Tabla G.6.13-3
Cargas admisible para uniones empernadas con doble cizallamiento CH ≤ 19%
$f_y \geq 230$ MPa

					DB > 0.70		DB > 0.55 DB > 0.70		DB > 0.40 DB > 0.55	
ℓ (mm)	d (mm)	d (ln)	ℓ/d	ℓxd (mm²)	P (N)	Q (N)	P (N)	Q (N)	P (N)	Q (N)
20	6.3	¼"	3.20	127	1950	880	1310	580	750	340
	9.5	3/8"	2.10	191	2970	1010	1960	670	1130	390
	12.7	½"	1.60	254	3960	1170	2610	780	1510	450
	15.9	5/8"	1.30	318	4950	1320	3260	880	1880	510
30	6.3	¼"	4.80	189	2290	1240	1790	880	1130	510
	9.5	3/8"	3.20	285	4380	1520	2940	1010	1690	590
	12.7	½"	2.40	381	5940	1760	3920	1170	2260	680
	15.9	5/8"	1.90	477	7430	1980	4890	1320	2820	770
40	6.3	¼"	6.30	254	2560	1440	2000	1140	1280	680
	9.5	3/8"	4.20	381	4910	2010	3860	1340	2260	780
	12.7	½"	3.10	508	7790	2340	5220	1560	3010	910
	15.9	5/8"	2.60	635	9900	2640	6530	1750	3760	1020
	19.0	¾"	2.10	760	11880	2990	7830	1990	4520	1160
50	9.5	3/8"	5.30	476	5360	2260	4200	1680	2680	980
	12.7	½"	3.90	635	8510	2930	6530	1950	3760	1140
	15.9	5/8"	3.10	794	12170	3300	8160	2190	4700	1280
	19.0	¾"	2.60	952	14850	3740	9790	2480	5640	1450
65	9.5	3/8"	6.82	619	5940	2600	4630	2060	2970	1270
	12.7	½"	5.12	825	9430	3450	7390	2530	4710	1480
	15.9	5/8"	4.10	1032	13500	4280	10610	2850	6110	1660
	19.0	¾"	3.41	1238	18090	4860	12730	3230	7340	1880
80	9.5	3/8"	8.40	762	6450	2890	5010	2350	3180	1560
	12.7	½"	6.30	1016	10240	3850	7990	3030	5110	1820
	15.9	5/8"	5.04	1270	14650	4810	11480	3510	7310	2050
	19.0	¾"	4.20	1524	19630	5950	15440	3970	9030	2320
90	9.5	3/8"	9.44	858	6760	3080	5230	2530	3290	1690
	12.7	½"	7.09	1143	10720	4090	8350	3260	5350	2050
	15.9	5/8"	5.69	1429	15350	5120	12000	3950	7660	2300
	19.0	¾"	4.72	1714	20570	6330	16140	4470	10160	2610
100	9.5	3/8"	10.50	950	7040	3250	5440	2700	3390	1810
	12.7	½"	7.90	1270	11180	4330	8690	3480	5550	2270
	15.9	5/8"	6.30	1590	16000	5410	12480	4260	7990	2560
	19.0	¾"	5.30	1900	21440	6690	16790	4970	10700	2900

G.6.13.11 — Las cargas admisibles de la tabla G.6.13-3 corresponden a uniones con un solo perno. Cuando una unión requiera más de dos pernos en línea paralela a la dirección de la carga, la carga admisible de la unión se obtendrá multiplicando los valores admisibles por perno obtenidos de dicha tabla, por el número de pernos y por un coeficiente de reducción por grupo, C_g, que puede estimarse así:

Uniones con elementos laterales de madera:

$$C_g = 1.00 - 0.08\left(n_p - 2\right) \qquad \text{(G.6.13-1)}$$

Uniones con elementos laterales de acero:

$$C_g = 1.00 - 0.07\left(n_p - 2\right) \qquad \text{(G.6.13-2)}$$

en donde, n_p = número de pernos en cada fila

Alternativamente, el valor de C_g puede obtenerse de la tabla G.6.13-4.

Tabla G.6.13-4
Coeficiente de reducción por grupo, C_g

Clase de unión	Número de pernos por línea				
	2	3	4	5	6
Uniones con elementos de madera	1.0	0.92	0.84	0.76	0.68
Uniones con elementos de acero	1.0	0.94	0.87	0.80	0.73

En caso de existir varias filas de pernos paralelas a la dirección de la carga, el coeficiente de reducción por grupo deberá calcularse para cada fila en forma independiente.

G.6.13.12 — La carga admisible para un perno sometido a cizallamiento simple será la mitad de la carga tabulada o calculada para una unión con cizallamiento doble, considerando (ℓ) como el doble del espesor del elemento más delgado.

G.6.13.13 — En términos generales la capacidad de una unión empernada está definida por su capacidad nominal, multiplicada por los coeficientes de reducción a que haya lugar. Esto es:

$$P' = PC_D C_m C_t C_{pL} C_g \qquad \text{(G.6.13-5)}$$

$$Q' = QC_D C_m C_t C_{pL} C_g \qquad \text{(G.6.13-6)}$$

En donde:

P' y Q' = cargas admisibles modificadas y **P** y **Q** los valores de la tabla G.6.13-3
C_{pL} = coeficiente por utilización de platinas = 1.25
C_g = coeficiente de acción de grupo.

G.6.13.13.1 - Cuando la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo α con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible modificada, N', se calculará con la fórmula de Hankinson.

$$N' = \frac{P'Q'}{P'\text{sen}^2\alpha + Q'\cos^2\alpha} \qquad \text{(G.6.13-7)}$$

A partir de los valores modificados P' y Q'. Obsérvese que los valores admisibles de las fuerzas paralela y perpendicular a la fibra, **P** y **Q**, deberán ser multiplicados por los coeficientes de modificación aplicables según el caso, antes de utilizar esta fórmula.

G.6.13.14 — El espaciamiento de los pernos y las distancias entre éstos y los bordes de los elementos de madera deberán ser suficientes para permitir que cada perno desarrolle toda su capacidad resistente. Los valores admisibles de la tabla G.6.13-3 se dan bajo el supuesto que han sido respetados los requisitos mínimos dados a continuación, referentes a distancias a la punta, a un borde o arista lateral, y separación centro a centro de los pernos, según tablas G.6.13-5 y G.6.13-6.

Tabla G.6.13-5
Espaciamientos mínimos para pernos

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al extremo en tracción	5d
		Distancia al extremo en compresión	4d
	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos	2d
		Distancia a los bordes	2d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos **s** Para $\frac{\ell}{d} \leq 2$	**s = 2.5d**
		Para $\frac{\ell}{d} \geq 6$	**s = 5d**
		Para $2 \leq \frac{\ell}{d} \leq 6$	**$2.5d \leq s \leq 5d$**
	Perpendicularmente a la dirección del grano.	Espaciamiento entre pernos **s**	**4d**
		Distancia al borde cargado	**4d**
		Distancia al borde no cargado	**2d**

(*) Si el espaciamiento entre líneas es mayor de 12.5 cm, es recomendable usar elementos laterales separados para cada fila
En las expresiones anteriores:
ℓ = espesor del elemento central en uniones de tres elementos o, en uniones simples, el doble del menor espesor de los elementos laterales.
d = diámetro del perno

Tabla G.6.13-6
Distanciamiento mínimo en uniones pernadas

Perno		Compresión			
Ø	cm	4d	4d	2d	2d
3/8"	0.95	3.80	3.80	1.90	1.90
1/2"	1.27	5.08	5.08	2.54	2.54
5/8"	1.59	6.36	6.36	3.18	3.18
3/4"	1.90	7.60	7.60	3.80	3.80

Perno		Tracción			
Ø	cm	5d	4d	2d	2d
3/8"	0.95	4.75	3.80	1.90	1.90
1/2"	1.27	6.36	5.08	2.54	2.54
5/8"	1.59	7.95	6.36	3.18	3.18
3/4"	1.90	9.50	7.60	3.80	3.80

G.6.14 — OTRAS UNIONES

Se permitirán otro tipo de uniones en estructuras de madera, tales como tornillos, anillos partidos, adhesivos, conectores multiclavos de lámina galvanizada con dientes integrales, conectores de lámina galvanizada con clavos especiales, uniones de tendones, etc., siempre y cuando los fabricantes y constructores cumplan con normas aceptadas internacionalmente, mientras se establecen las correspondientes normas nacionales.

G.6.14.1 — TORNILLOS TIRAFONDOS - Los tirafondos sometidos a cargas laterales y a extracción deberán instalarse con perforaciones guía para evitar rajaduras en el elemento de madera. Las perforaciones guía deberán hacerse como se indica a continuación:

(a) La perforación para la zona del tirafondo que no tiene rosca (vástago), deberá hacerse del mismo diámetro y profundidad del vástago.
(b) La perforación guía para la zona del tirafondo que tiene rosca deberá tener la misma profundidad de la zona roscada y el diámetro definido a continuación:

Tabla G.6.14-1
Diámetros para perforaciones guía en la parte roscada de un tirafondo

Densidad Básica de la madera	Diámetro de la perforación guía
DB > 600 Kg/m^3	65% - 85% del diámetro del vástago
500 Kg/m^3 < DB < 600 Kg/m^3	60% - 75% del diámetro del vástago
DB < 500 Kg/m^3	40% - 70% del diámetro del vástago

G.6.14.1.1 — No se requerirán las perforaciones guía en tirafondos con diámetros iguales o inferiores a 9.5mm (3/8") cuando estos sean solicitados por extracción en maderas con DB < 500 kg/m^3, si se garantiza cumplimiento con los espaciamientos mínimos indicados en la tabla G.6.14-2.

G.6.14.1.2 — La porción roscada del tirafondo debe ser instalada en su perforación guía con una llave de tuerca, es decir por toque. En ningún caso se permitirá la instalación por martillado. También se permitirá el uso de lubricantes en la rosca del tirafondo o en la perforación para facilitar la instalación; pero no se permitirá ningún incremento en la capacidad admisible del conector.

G.6.14.1.3 — Los tirafondo deberán tener una penetración mínima de cuatro (4) veces el diámetro del vástago más la longitud de la punta.

G.6.14.1.4 — Los tirafondos sometidos a cargas laterales deberán localizarse a las distancias mínimas indicadas en la tabla G.6.14-2. Los tirafondos sometidos a cargas de extracción deberán tener los espaciamientos indicados en la tabla G.6.14-2.

Tabla G.6.14-2
Requisitos de espaciamiento para tirafondos solicitados a extracción con respecto a D, diámetro del vástago

Tipo de espaciamiento	Mínimas distancias recomendadas
Distancia al borde	1.5D
Distancia al extremo	4D
Espaciamiento entre conectores	4D

G.6.15 — TORNILLOS GOLOSOS

Los tornillos sometidos a extracción deberán instalarse con perforaciones guía para evitar rajaduras en el elemento de madera. Las perforaciones guía deberán tener el diámetro que se indica a continuación:

Tabla G.6.15-1
Diámetros para perforaciones guía en tornillos

Densidad básica de la madera	Diámetro de la perforación guía
DB > 600 Kg/m^3	90% del diámetro de la raíz
500 Kg/m^3 < DB < 600 Kg/m^3	70% del diámetro de la raíz
BD > 500 Kg/m^3	No requiere

G.6.15.1 — Los tornillos sometidos a cargas laterales deberán instalarse con perforaciones guía de diámetro indicado a continuación:

(a) Para maderas con densidad básica, DB, mayor de 600kg/m^3, la parte de la perforación guía que recibe el vástago deberá tener un diámetro semejante al del vástago. La perforación guía que recibe la porción roscada deberá tener un diámetro semejante al diámetro en la raíz del tornillo.
(b) Para maderas con densidad básica, DB, menor o igual de 600kg/m^3, la parte de la perforación guía que recibe el vástago deberá tener un diámetro equivalente a siete octavos (7/8) el del

vástago. La perforación guía que recibe la porción roscada deberá tener un diámetro equivalente a siete octavos (7/8) al diámetro en la raíz del tornillo.

G.6.15.2 — Los tornillos deben instalarse en su perforación guía por torque usando un atornillador u otra herramienta semejante. En ningún caso se permitirá la instalación por martillado. También se permitirá el uso de lubricantes en el tornillo o en la perforación para facilitar la instalación, pero no se permitirá ningún incremento en la capacidad admisible del conector.

G.6.15.3 — Los tornillos deberán tener una penetración mínima de seis (6) veces el diámetro del vástago.

G.6.15.4 — Cada unión deberá contar con un mínimo de tres (3) tornillos.

G.6.15.5 — Los tornillos solicitados a cargas laterales deberán localizarse a las distancias mínimas indicadas en la tabla G.6.7-1 utilizando las provisiones para clavos con perforación guía (pretaladrado). Los tornillos sometidos a extracción se localizarán a las distancias mínimas indicadas para clavos, tabla G.6.7-1.

CAPITULO G.7
DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y MUROS DE CORTE

G.7.1 — GENERAL

G.7.1.1 — Las prescripciones de este Capítulo se refieren a diafragmas horizontales y muros de corte, esto es, a los elementos que resisten fuerzas cortantes en su plano, habitualmente rectangulares y relativamente delgados. Los muros de corte están colocados verticalmente, como en paredes y tabiques, mientras que los diafragmas están dispuestos horizontalmente, como en pisos o techos.

G.7.1.2 — El conjunto de diafragmas y muros de corte deberán diseñarse para resistir adecuadamente las cargas laterales aplicadas, tales como las acciones de viento o sismo, además de las cargas verticales gravitacionales que les correspondan.

G.7.1.3 — La capacidad resistente a cargas laterales de los diafragmas y muros de corte depende de la disposición y distanciamiento del entramado, del tipo de revestimiento y de su sistema de fijación. Puede calcularse con el método de la longitud equivalente, descrito en G.7.3.6. Alternativamente pueden emplearse las prescripciones del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino en su Capítulo 10.

G.7.1.4 — Los diafragmas y muros de corte deberán ser suficientemente rígidos para limitar los desplazamientos laterales, reducir la amplitud de vibraciones y proporcionar arriostramiento a otros elementos de la estructura, evitando su pandeo lateral.

G.7.1.5 — Las uniones de los diafragmas y muros de corte, entre sí y con otros elementos, deberán ser adecuados para resistir las fuerzas cortantes.

G.7.1.6 — En caso de existir aberturas en los diafragmas o muros de corte, éstas deberán reforzarse con elementos adicionales de igual sección transversal a la de los elementos cortados. Los refuerzos se diseñarán y detallarán para transferir la totalidad de la fuerza cortante a los elementos que enmarcan.

G.7.2 — DIAFRAGMAS HORIZONTALES

G.7.2.1 — Un diafragma puede definirse como un conjunto estructural horizontal o ligeramente alejado de la horizontal, de espesor pequeño respecto de sus otras dos dimensiones, que tiene la capacidad de trabajar bajo fuerzas contenidas en su propio plano.

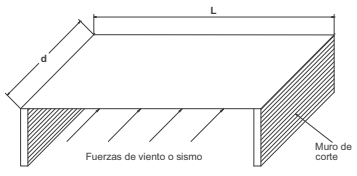


Figura G.7.2-1 – Diafragma horizontal y muros de corte

G.7.2.2 — El diafragma se diseñará como una viga horizontal que se flecta entre los elementos verticales del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, sean éstos muros de corte u otros sistemas aporticados. El diseño se hará tanto

en la dirección longitudinal como en la transversal e incluirá las debidas comprobaciones de resistencia a la flexión y al corte.

G.7.2.3 — Los elementos que conforman un diafragma deben estar debidamente ensamblados para asegurar el trabajo conjunto. Estos elementos se clasifican así:

(a) Los tableros, que constituyen el recubrimiento del piso o de la cubierta.
(b) Los montantes, largueros o viguetas que soportan el recubrimiento, así como las taquetes que estabilizan el entramado.
(c) Los cordones, que enmarcan el diafragma y forman parte del sistema de resistencia en el plano. Normalmente son elementos perimetrales o interiores, identificados como vigas coronas o dinteles colectores.

G.7.2.4 — **TABLEROS** — Los tableros tienen la responsabilidad de resistir la fuerza cortante y usualmente están hechos con láminas contrachapadas o aglomeradas, tablones, tablas o listones de espesor mínimo de 15 mm. El dimensionamiento de los tableros dependerá tanto de su resistencia al corte como del sistema de unión a los elementos portantes, factores que por lo general controlarán el diseño, exigiendo condiciones especiales según sea la disposición de los elementos.

G.7.2.5 — El sistema de fijación del recubrimiento a los largueros, a los taquetes y a los cordones o elementos perimetrales se diseñará para transferir la totalidad de la fuerza de corte.

G.7.2.6 — Los requerimientos para clavar tableros de espesor no menor de 15 mm. con clavos de 51 mm (2") de longitud serán los siguientes:

(a) En los bordes con soporte continuo: 150 mm. centro a centro
(b) A lo largo de soportes intermedios: 250 mm. centro a centro en pisos y 300 mm. centro a centro en cubiertas

G.7.2.7 — Los tableros se clasifican en confinados y no confinados. Tableros confinados son aquellos que tienen todos sus bordes perimetrales apoyados en forma continua sobre largueros o elementos más rígidos. Tableros no confinados son aquellos que poseen dos bordes paralelos sin el soporte continuo de tales elementos.

G.7.2.8 — **LARGUEROS O ENTRAMADOS PORTANTES** — Los elementos utilizados en el entramado portante de los diafragmas horizontales tendrán un espesor mínimo de 40 mm y una altura suficiente para resistir adecuadamente la flexión y el corte a que se vean sometidos. Su diseño corresponderá al de un elemento solicitado por flexión y carga axial, siguiendo las prescripciones del Capítulo G.5.

G.7.2.9 — **VIGAS CORONAS O CABEZALES** — La determinación de las fuerzas axiales en un punto de las vigas coronas deberá ser el resultado de igualar el momento flector en ese punto del diafragma, a un par conformado por las vigas coronas actuando como cordones, con un brazo igual a la distancia entre ellas, es decir, entre los centroides de sus secciones transversales. Normalmente gobernará el diseño a tensión por cuanto los esfuerzos admisibles a compresión son ligeramente mayores que los de tensión, pero deberán comprobarse los posibles efectos de esbeltez en el cordón solicitado a compresión. En cualquier caso, deberán analizarse los cordones o vigas coronas trabajando a tensión y a compresión pues la dirección de la fuerza aplicada puede cambiar de sentido.

G.7.2.10 — Cuando las vigas coronas no estén conformadas por un solo elemento, deberán ser diseñadas para las fuerzas axiales producidas por el momento máximo existente en el diafragma, independientemente de su ubicación. Teniendo en cuenta que las fuerzas axiales son usualmente el resultado de fuerzas sísmicas o de viento, para efectos de diseño se puede utilizar un coeficiente de duración de la carga $C_d = 1.33$.

G.7.2.11 — **DINTELES COLECTORES** — Cuando las vigas coronas son paralelas a la dirección de la fuerza aplicada, se convierten en dinteles colectores de la fuerza cortante trasmitida por el diafragma. Si tales vigas coronas se encuentran soportadas directamente por muros cortantes, deberán conectarse a ellos para una transmisión adecuada del esfuerzo cortante. Por otro lado, si las vigas coronas se localizan como puentes de una abertura del diafragma, deberán colectar la fuerza cortante para trasmitirla al sistema de resistencia de fuerzas laterales cuando encuentren su apoyo. Ello indica que las vigas coronas deberán ser diseñadas para la condición más crítica entre su trabajo como cordón del par resistente a flexión y su trabajo como colectora de fuerza cortante, en caso de existir aberturas en el diafragma.

G.7.3 — MUROS DE CORTE

G.7.3.1 — Los muros de corte constituyen los elementos verticales del sistema resistente de la edificación, y normalmente transmiten las cargas verticales. Además, soportan los diafragmas horizontales y son los encargados de llevar a los niveles inferiores las cargas horizontales que actúan en su mismo plano y que son originadas por sismo, viento u otras cargas gravitacionales.

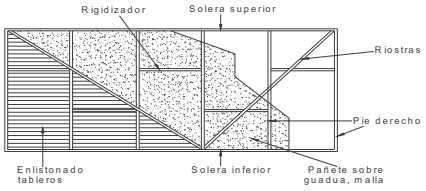


Figura G.7.3-1 — Elementos de los muros de corte

G.7.3.2 — Un muro de corte está constituido por un entramado de pies-derechos, soleras superior e inferior, riostras y rigidizadores intermedios cuando sea necesario, y algún tipo de revestimiento por una o por ambas caras.

G.7.3.3 — La separación de los pies derechos el espesor y características del revestimiento determinan, junto con las riostras, la rigidez y la resistencia a cargas horizontales del muro. La fuerza horizontal actuante determina el diseño de la unión con las soleras. Las dimensiones de los muros de corte definirán el régimen de transferencia y el diseño de los anclajes a la cimentación. El espaciamiento entre anclajes deberá ser menor de 2 m. Ningún eslabón de la cadena de diseños o comprobaciones podrá suprimirse.

G.7.3.4 — El diseño de los muros de corte deberá considerar los siguientes aspectos:

(a) Proporciones del muro
(b) Diseño de las soleras
(c) Diseño de los pie derechos, rigidizadores intermedios y riostras
(d) Espesor y características del revestimiento y su sistema de unión
(e) Sistema de unión de los muros entre sí y con la cimentación.

G.7.3.5 — Cada muro de corte considerado por separado, deberá ser capaz de resistir la carga lateral correspondiente a su área de influencia, a menos que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales.

G.7.3.6 — El diseño de los muros de corte depende fundamentalmente de las características del entramado y del revestimiento. Con fines prácticos se basa en los resultados experimentales obtenidos al ensayar muros que pueden considerarse típicos. Se introduce entonces el concepto de "longitud equivalente" para convertir la longitud de un muro de características dadas a la equivalente de un muro de referencia que tiene una resistencia admisible al corte de 700 N/m. La longitud equivalente se obtiene multiplicando la longitud real del muro por el coeficiente correspondiente de la tabla G.7.3-1. Para muros diferentes a los de esta tabla pueden utilizarse los valores especificados en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, Capítulo 10, si están considerados en él.

G.7.3.6.1 — El procedimiento de la longitud equivalente podrá ser aplicado a estructuras relativamente pequeñas que resisten todas las cargas laterales por medio de muros de corte. Estos muros deberán estar dispuestos en dos direcciones ortogonales con espaciamientos menores que 4 m y su distribución deberá ser más o menos uniforme, con rigideces aproximadamente proporcionales a sus áreas de influencia.

G.7.3.6.2 — En el cálculo de longitudes equivalentes deberán descontarse las aberturas de puertas y ventanas. No se considerarán aquellos muros cuya relación altura/longitud sea mayor que 2 ni los que estén anclados a la cimentación en un solo punto.

Tabla G.7.3-1
Coeficientes de conversión a longitud equivalente del muro de referencia

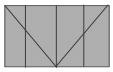
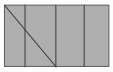
		Entramado	Revestimiento	Coeficiente
1		Pies derechos de 4 cm x 8 cm a cada 40 cm, clavados a soleras de 4 cm y 8 cm con clavos de 75 mm.	Tablas sin machihembrar 1 cm x 19 cm, clavadas a cada pie derecho con 2 clavos de 63 mm.	1.00
2		Id con pies-derechos a cada 50 cm.	Id.	0.80
3		Id. Con pies-derechos a cada 60 cm.	Id.	0.67
4		Id. Con pies-derechos a cada 40 cm.	Id. Con tablas de 2 cm x 19 cm clavadas a cada pie-derecho con 2 clavos de 63 mm.	1.00
5		Id.	Id. Con 3 clavos de 63 mm.	1.40
6		Id.	Id. Con tablas de 2 cm x 19 cm clavadas a cada pie-derecho con 2 clavos de 75 mm.	1.30
7		Id.	Id. Con 2 clavos de 88 mm.	1.50
8		Id.	Tablas sin machihembrar clavadas a cada pie-derecho con 2 clavos de 63 mm.: tablas de 1 cm x 4 cm.	0.70
9		Id.	Id.: tablas de 1.5 cm x 19 cm.	0.80
10		Id. Con riostras de 2 cm x 8 cm encajadas en pies-derechos, formando ángulos entre 45° y 60° con las soleras.	Tablas sin machihembrar, 2 cm x 19 cm, clavadas a cada pie-derecho con 2 clavos de 63 mm.	2.60
11		Pies-derechos de 4 cm x 8 cm a cada 40 cm.	Entablado simple, sin machihembrar, tablas de 2 cm x 19 cm clavadas a cada pie-derecho con 2 clavos de 63 cm.	4.30
12		Pies-derechos de 4cm x 8 cm con espaciamiento entre 40 cm y 50 cm, clavados a soleras de 4cm x 8 cm con clavos de 75 mm.	Paneles de madera contra-chapada de 1.20 m x 2.40 m, de 6 mm de espesor, con clavos de 50 mm a cada 12.5 cm en sus bordes y a cada 25 cm en pies-derechos intermedios.	3.00
13		Id.	Id. Con paneles de 9 mm de espesor, con clavos de 63 mm.	3.50
14		Id. Con pies-derechos a cada 60 cm y clavos de 90 mm.	Paneles de 8 mm de espesor de madera-cemento de 50 mm a cada 20 cm en sus bordes y cada 20 cm en pies derechos intermedios.	5.00

Tabla G.7.3-1 (continuación)
Coeficientes de conversión a longitud equivalente del muro de referencia

		Entramado	Revestimiento	Coeficiente
15		Id.	Paneles de tableros de partículas de 15 mm de espesor.	3.00
16		Pies-derechos de 4 cm x 8 cm a cada 40 cm, clavados a soleras de 4 cm x 8 cm con clavos de 75 mm. Riostras diagonales de 2 cm x 8 cm en 50% de los paños.	Paneles de yeso con fibras, de 12 mm de espesor, densidad 0.75.	1.50
17		Id.	Revoque de barro de 2 cm de espesor, mínimo, sobre base de caña.	1.50
18		Id.	Id. Con revestimiento por ambos lados.	2.50

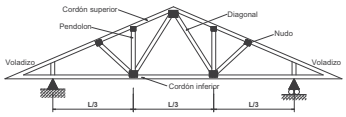
Notas

CAPÍTULO G.8
ARMADURAS

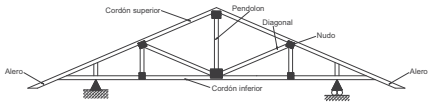
G.8.1 — GENERAL

Las cerchas o armaduras son componentes estructurales planos, de contorno poligonal, formados por triangulación de elementos simples o compuestos que trabajan a tensión, compresión, tensión con flexión y flexo-compresión. Existe una gran variedad de configuraciones de cerchas para soporte de cubiertas y entrepisos. Las armaduras de cubierta constituyen una de las aplicaciones más importantes de la madera como parte de sistemas de prefabricación total o parcial. En el diseño de cerchas deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos: Cargas, luz a salvar, apoyos, inclinación del cordón superior, distribución de miembros interiores, sistema de unión de los nudos, deflexiones, estabilidad lateral y separación.

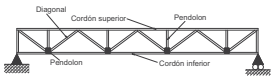
G.8.1.1 — **ALCANCE** — Los requerimientos de este Capítulo serán aplicables a todo tipo de armaduras y será el diseñador estructural el encargado de determinar las limitaciones de su aplicación, en función de los aspectos mencionados en G.8.1.



Cercha en forma de abanico con voladizo



Cercha en M con aleros



Cercha de cordones paralelos

Figura G.8.1-1 — Elementos en armaduras comunes

G.8.1.2 — **ANÁLISIS** — Las armaduras deberán diseñarse para soportar las cargas muertas y vivas y aquellas eventuales como el cielo-raso, las cargas originadas en el montaje y otras cargas especiales.

- Las fuerzas axiales en las barras pueden ser calculadas considerando los nudos como articulaciones.
- Para la determinación de las fuerzas axiales en las barras, las cargas distribuidas en la cuerda superior o inferior podrán ser consideradas como cargas puntuales equivalentes aplicadas en los nudos correspondientes.
- Los momentos de flexión generados por las cargas aplicadas en las cuerdas superiores podrán ser determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los montantes o en los diagonales.

G.8.1.3 — **CRITERIOS DE DISEÑO** — Todos los elementos y uniones de la armadura no deberán sobrepasar las fuerzas máximas admisibles definidas anteriormente.

- En caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de 600 mm o menor, los esfuerzos admisibles podrán ser incrementados en 10% siempre que existan elementos que garanticen un arriostramiento lateral adecuado.
- Las barras sometidas a la acción de fuerzas axiales y flexión deberán ser diseñadas a flexo-compresión o en tensión con flexión, de acuerdo con el Capítulo G.5.
- La longitud efectiva fuera del plano de la armadura será el espaciamiento entre ejes de correas
- La longitud efectiva en montantes o diagonales será el 80% de la longitud entre centros de uniones.
- La máxima relación de esbeltez, en los elementos sometidos a compresión será de 50. En los elementos sometidos a tensión será de 80.
- Las deflexiones máximas deberán satisfacer los requisitos establecidos en G.3.5.1.
- Cuando no sea posible satisfacer los requisitos de deflexiones admisibles podrán construirse las armaduras usando contraflecha. Esta no será menor de 1/300 de la luz total.

G.8.1.4 — Las cargas de la cubierta trasmitidas por las correas descansarán directamente en los nudos y si ello no es posible, en el diseño del cordón superior se deberán tener en cuenta, no solamente las fuerzas axiales de compresión sino los momentos flectores originados. El diseño será hecho de acuerdo con la fórmula de flexo-compresión, de G.5.2.1.

G.8.1.5 — Las cargas de cielo raso producen esfuerzos de flexión en el cordón inferior de las cerchas y por esta razón su diseño se hará en concordancia con la fórmula de tensión con flexión de G.5.1.1.

G.8.1.6 — En la determinación de la longitud efectiva de los cordones superior e inferior de las cerchas deberá considerarse en forma separada la esbeltez en el plano y fuera del mismo. La sección resistente será, en el primer caso, la altura del miembro y en el segundo caso, el espesor de la cuerda. La separación entre correas o riostras longitudinales será la longitud no arriostrada fuera del plano. Cuando se trate de elementos compuestos o múltiples se emplearán valores equivalentes, según lo definido en G.4.3.5 y G.4.3.6.

G.8.1.7 — El cálculo de las deflexiones de las armaduras se basará en los métodos habituales en la práctica de la ingeniería. En el caso de que el espaciamiento entre armaduras sea igual o menor que 600 mm se deberá utilizar el módulo de elasticidad promedio $\mathbf{E_{prom}}$; en caso contrario se deberá utilizar el $\mathbf{E_{min}}$.

El cálculo de las deflexiones en las cerchas considerará la deformación de los nudos y el incremento de deflexión con el tiempo a causa del flujo plástico y de los cambios del contenido de humedad de la madera.

En cerchas fabricadas con pernos la deflexión teórica debe incrementarse por lo menos, en un 100% para incluir las deformaciones debidas a las tolerancias de fabricación, a la acomodación de los pernos dentro de las perforaciones y al flujo plástico.

G.8.1.8 — Normalmente las cerchas sólo producen cargas verticales en los apoyos, siempre y cuando uno de ellos no ofrezca restricción al desplazamiento horizontal. Si el cordón inferior de la cercha se sitúa por encima del nivel de los apoyos, en el diseño deberán considerarse las fuerzas horizontales en los apoyos así como los esfuerzos cortantes y momentos generados en el último tramo del cordón superior. Se recomienda no elevar el cordón inferior a más de 1/3 de la altura total de la cercha.

G.8.1.9 — Toda cercha deberá ser adecuadamente asegurada en los apoyos para resistir las fuerzas de levantamiento originadas por el viento y las fuerzas horizontales originadas en sismos o vientos. El calculista de la estructura incluirá el diseño de los apoyos y su anclaje a otros elementos del edificio.

G.8.1.10 — **DIMENSIONES MÍNIMAS** — El calculista de la estructura determinará la sección de todos los miembros componentes de la armadura pero ellos tendrán, por lo menos, 65 mm de altura y 40 mm de ancho. En el caso de usar cuerdas, montantes o diagonales compuestas de elementos múltiples, el ancho de cada uno de ellos podrá ser reducido a 25 mm reales.

(a) En caso de usar cartelas de contrachapado de madera en las uniones, éstas deberán tener un espesor mayor de 10 mm.
(b) Se recomienda el doblado de las puntas de los clavos en el sentido perpendicular a la dirección de las fibras de la cara exterior del contrachapado.

G.8.1.11 — Las cerchas deberán ser instaladas a plomo, con el espaciamiento correcto y alineadas de tal manera que los cordones superiores e inferiores generen planos perfectos.

G.8.1.12 — Las cerchas prefabricadas coplanares deberán tener tolerancias no mayores de 1.6 mm. en las uniones en el momento de la fabricación y no mayores a 3.2 mm en las uniones una vez estén en servicio.

G.8.1.13 — Los clavos, pernos, platinas, conectores o cualquier elemento metálico de unión debe tener una apropiada protección contra la oxidación. En caso de usar cartelas metálicas, éstas deberán estar protegidas contra la corrosión.

G.8.1.14 — De particular importancia es el diseño e instalación de un eficiente sistema de arriostramiento longitudinal en las cerchas. El diseñador de la estructura deberá indicar claramente en los planos los sistemas de arriostramiento provisional y definitivo que recomienda. Un entablado de carácter permanente y debidamente unido al cordón superior de la cercha constituye un diafragma apropiado, según se definió en el Capítulo G.7. Si este no es el caso, será forzoso disponer de un sistema de contravientos alternados o de riostras en el plano de la cubierta con el fin de evitar el efecto castillo de naipes (colapso progresivo), debido a fuerzas horizontales en el sentido longitudinal. Para efectos de arriostramiento temporal durante la construcción se tendrá en cuenta lo estipulado en G.11.5.7.

Notas

CAPÍTULO G.9
SISTEMAS ESTRUCTURALES

G.9.1 — GENERAL

El presente Capítulo se refiere a la forma en que diferentes componentes de madera se combinan para formar sistemas estructurales que ofrezcan resistencia, estabilidad y confort a las edificaciones.

G.9.2 — ALCANCE

Las normas aquí establecidas se aplican a edificaciones parcial o totalmente hechas con madera y sus derivados. El calculista deberá verificar el comportamiento de vigas maestras, viguetas, alfardas, correas, separadores, riostras, tableros, entablados, paneles y demás elementos de soporte de la cubierta, de los cielo-rasos y de los entrepisos para asegurar su resistencia y estabilidad ante las solicitudes de carga. Para ello deberá aplicar las normas contendidas en el presente Título G, y dejar registro de los cálculos efectuados.

G.9.3 — CLASIFICACIÓN

Se distinguen 3 sistemas estructurales básicos con madera:

(a) Sistema de entramados livianos — Para formar las paredes se emplean soportes verticales o pies-derechos a corta distancia y soleras inferiores y correderas superiores que recogen cargas pequeñas transmitidas por entresuelos y alfardas del entrepiso y la cubierta, respectivamente. Consecuentemente, las cargas y las secciones son pequeñas y la rigidez del conjunto depende en gran parte de las láminas, listones o tableros que se instalan en uno o los 2 lados de los entramados de paredes o pisos, según lo establecido en el Capítulo G7.

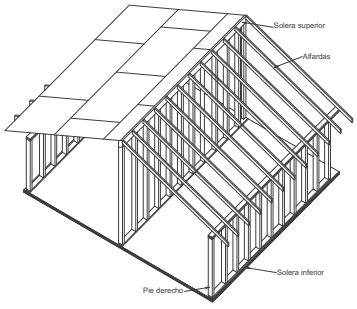


Figura G.9.3-1 — Sistema de entramado liviano

El sistema de entramados livianos produce cargas repartidas en la cimentación, ofrece estructuras muy seguras y debido a la multiplicidad de elementos idénticos, favorece la prefabricación liviana de componentes tales como soleras, pies derechos, viguetas, cerchas livianas, entrepisos y recubrimiento de paredes y pisos.

El sistema puede usarse con ventajas en la construcción de viviendas de 1 y 2 pisos.

(b) Sistema de Poste y viga — Los soportes verticales o columnas se sitúan a distancias relativamente grandes y se unen con vigas maestras que recogen viguetas o cerchas con el peso del entrepiso o de la cubierta. Respectivamente los esfuerzos en la madera son usualmente elevados y se requieren grandes secciones. Como las cargas sobre la cimentación son concebidas, se requiere de análisis detallado de arriostramientos, muros de corte o diafragmas para contrarrestar las fuerzas originadas por viento y sismos.

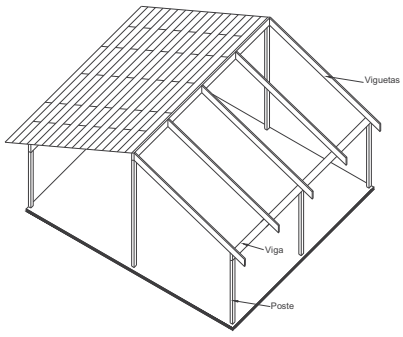


Figura G.9.3-2 — Sistema de poste y viga

El sistema de Poste y Viga se utiliza en forma extensiva pernos y platinas en las uniones y por lo general, se dejan las maderas a la vista. Los espacios entre columnas se rellenan con paredes que, como en el caso de entramados livianos, dependen de recubrimientos exteriores e interiores para resistir las fuerzas laterales. Cuando las paredes contengan materiales frágiles como vidrio se deben dejar tolerancias para los asentamientos y posibles movimientos, así como productos elásticos para sellas las juntas. La dificultad de secar secciones grandes puede incidir en la apariencia de las edificaciones pues son de esperar contracciones volumétricas y la aparición de grietas con el tiempo.

(c) Sistemas espaciales — Tipo estructural especial para cubrir grandes luces y consiste en la conexión transversal de entramados uniformes con otros de igual características de manera tal que se logre un comportamiento estructural, eficiente y seguro. Pertenecen a este sistema las **Reticulas espaciales:** conformadas por cuadriculadas paralelas con vértices desfasados entre ellas unidas con diagonales de 45 o 60 grados formando tetraedros o pirámides. **Cúpulas geodésicas**: grandes superficies curvas formadas pro pequeñas superficies planas conformadas por triángulos, hexágonos o pentágonos. **Lámelas**: grandes estructuras conformadas por barras de pequeña sección entrelazadas entre si.

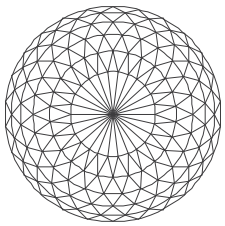


Figura G.9.3-3 — Cúpula Geodésica

En estos tres sistemas estructurales el diseñador tendrá en cuenta además de las cargas gravitacionales, las cargas horizontales generadas por viento y sismo. Para ello deberá especificar en forma apropiada riostras y contravientos, así como diafragmas y muros de corte para dos direcciones ortogonales, según lo establecido en el Capítulo G.7. El espesor del recubrimiento será definido de acuerdo con las fuerzas cortantes calculadas y la separación de los pies derechos.

Debe tenerse en cuenta que la efectividad del sistema resistente de fuerzas horizontales depende de las conexiones y por lo tanto, ellas deben diseñarse para lograr una efectiva transmisión de esfuerzos.

De particular importancia es la fijación de los elementos de recubrimiento como contrachapados, enlistonados y tableros a las estructuras de soporte. En consecuencia, el diseñador deberá especificar el tipo de grapas, tornillos o clavos, así como su espaciamiento y penetración.

G.9.4 — SISTEMAS ESTRUCTURALES COMBINADOS

Es muy frecuente, especialmente en proyectos de vivienda, combinar estructuras de mampostería o pórticos o paneles de concreto con componentes de madera. El calculista será responsable de analizar y asignar a cada material su participación en la resistencia y rigidez del conjunto y de determinar los detalles de conexión entre ellos.

G.9.4.1 — En el diseño de conexiones se debe impedir el contacto de los elementos de madera con el agua de mamposterías, concretos o pañetes cercanos. Para ello deben evitarse los empotramientos, dejar las paredes verticales de vigas de madera separadas con aislamientos de aire. Utilizar soportes metálicos o recubrir las maderas con barreras impermeables confiables. Deben igualmente observarse las recomendaciones sobre protección de la madera de los Capítulos G.11.4.4, G.11.4.5 Y G.11.4.6.

G.9.5 — MADERA LAMINADA

La madera laminada (Glulam en inglés) es una técnica que consiste en producir elementos macizos de gran resistencia, por ensamble de tablas pequeñas de excelente calidad, libres de defectos, encoladas con adhesivos estructurales unas a otras en sus extremos (unión "finger Joint") y caras, de forma tal que se comporten como una sola unidad estructural. Los elementos así formados pueden tener diferentes aplicaciones como columnas, vigas, viguetas, cerchas, pórticos y arcos de grandes dimensiones que pueden ser fabricados rectos o curvos y su longitud estará determinada por las limitaciones del transporte y de los equipos de montaje.

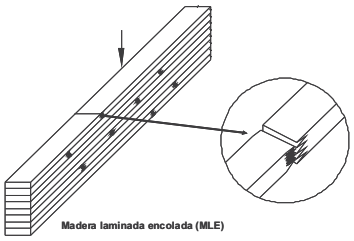


Figura G.9.5-1 — Madera Laminada encolada (MLE)

Para su correcta realización la técnica de laminación requiere especiales condiciones de temperatura y humedad relativa, así como madera seca a un contenido de humedad del 12% y cuidadoso proceso de fresado, corte prensado y acabado ya que, normalmente la madera laminada se deja a la vista.

Los adhesivos utilizados son generalmente resistentes a la humedad, de tal manera que la madera laminada puede ser empleada en estructuras a la intemperie. En ningún caso se permitirá el uso de adhesivo del tipo PVA, para elementos estructurales, ni siquiera para las uniones tipo finger Joint. La norma ICONTEC NTC 2500 regula la calidad de los adhesivos.

Las lamelas constitutivas de las secciones pueden ser organizadas de acuerdo con su resistencia y rigidez a fin de obtener componentes más eficientes, Por ejemplo en las vigas se colocan las mejores maderas en las caras superior e inferior y las de menor calidad hacia el centro.

Por la responsabilidad estructural que tienen los componentes de madera laminada las plantas de fabricación deben estar certificadas y en su defectos deben tener establecido un plan de calidad de manera tal que los procesos sean debidamente monitoreados y registrados por personal competente. Los fabricantes de madera laminada deben seguir rigurosamente las instrucciones de manejo de los equipos y de los adhesivos, así como observar las especificaciones sobre secado, inmunización, distribución del adhesivo, tiempo y presión del prensado, tiempo del curado, acabado superficial e identificación de las piezas y elementos de unión.

De particular importancia en la fabricación de madera laminada es evitar la delaminación de lamelas por incorrecto manejo del adhesivo o del prensado o del curado. El montaje de elementos de madera laminada requiere la participación de personal entrenado y de equipos pesados. En el montaje deben observarse todos los requisitos de seguridad industrial.

G.9.5.1 — **MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL** — Dado lo reciente de este sistema en Colombia se establecerá como método de diseño estructural el Método de esfuerzos admisibles.

G.9.5.2 — **NORMATIVIDAD** — Tanto para la obtención de los esfuerzos admisibles de la madera laminada como para la producción de elementos estructurales, los fabricantes se ceñirán a las normas vigentes internacionales, especialmente lo establecido en el Timber Construction Manual del AITC, Versión Quinta, 2004 (Referencia RG.9), _, en el Eurocode 5 o en las Normas Chilenas. En lo referente a los esfuerzos admisibles, estos deben ser certificados por un laboratorio de una Universidad Nacional o extranjera de reconocida trayectoria en la materia y como método estadístico de obtención de esfuerzos admisibles se deben seguir el del percentil del 5%.

CAPÍTULO G.10
ASERRADO

G.10.1 — ASERRADO DE MADERA PARA CONSTRUCCIÓN

G.10.1.1 — **GENERALIDADES** — El aserrado de madera para construcción deberá hacerse preferencialmente con sierras de cinta sin fin o sierras circulares que aseguren una escuadría regular a lo largo del bloque o pieza aserrada obtenida.

- **(a)** En maderas difíciles de aserrar con sistemas tradicionales se podrán dar mejores resultados si se introducen variables en la velocidad de las sierras o en la inclinación de los dientes y ángulos de corte.
- **(b)** La madera deberá aserrarse en corte radial, cuando se quieran piezas de uso estructural exigentes en estabilidad dimensional.
- **(c)** Los aserraderos deberán producir la madera aserrada en largos que correspondan a la dimensión real comercializada más 1% de la longitud. De la misma manera la escuadría o sección transversal de los bloques y vigas deberá corresponder en la práctica a la dimensión comercial más una tolerancia de 0.5 cm en cada uno de los lados de la escuadría. Para secciones inferiores la medida real deberá coincidir con la medida nominal. Para controlar distorsiones de concentración de esfuerzos se debe producir el aserrado alternando los cortes entre ambos lados del tronco, lo que permite liberar progresivamente las tensiones.
- **(d)** Los aserraderos deberán producir la madera aserrada en largos que correspondan a la dimensión real comercializada. De la misma manera la escuadría o sección transversal deberá corresponder en la práctica a la dimensión comercial. Para madera de aserrío (bloques o tablones) la dimensión comercial deberá corresponder a la dimensión real.
- **(e)** Las dimensiones de la madera aserrada deberán darse en el sistema métrico decimal, en metros para la longitud y centímetros para la sección transversal.

G.10.1.2 — **SECCIONES PREFERENCIALES** — Para normalizar la producción de piezas aserradas destinadas a la construcción, la escuadría inicial de las piezas o bloques grandes deberá ser tal que permita la posterior producción de secciones preferenciales con usos más frecuentes en la construcción.

- **(a)** Se deberá tener en cuenta que durante el reaserrado y producción definitiva de secciones reales habrá pérdidas por corte, cepillado y por contracciones debidas al secado de la pieza de madera.
- **(b)** La figura G.10.1-1 muestra las posibles combinaciones de escuadrías a partir de una base que es la de la mayor dimensión práctica con calidad exigida para madera estructural.
- **(c)** Con el objeto de lograr mayor eficiencia y economía en la estructura es recomendable que el diseñador se limite en lo posible al uso de secciones preferenciales recomendadas en la figura 10.1.2 – 1.para lograr mayor eficiencia y economía en el proceso constructivo. Estas secciones son dimensiones reales finales luego de descontar pérdidas por cortes, cepillado y contracciones por secamiento.
- **(d)** La figura G.10.1-1 contiene las dimensiones de las secciones preferenciales y la denominación de cada una de ellas.
- **(e)** La madera aserrada deberá comercializarse por volumen, siendo el metro cúbico la unidad comercial.

G.10.1.3 — **NORMAS DE REFERENCIA** — Para efectos de terminología aplicable a madera aserrada se deberá aplicar la norma NTC 172.

- **(a)** En lo relacionado con definiciones de defectos, se tendrán en cuenta las especificadas en la referencia RG 2 y en la norma NTC 824.
- **(b)** La medición de defectos de maderas aserradas se hará de acuerdo con lo especificado en la norma NTC 825 o al Manual de Clasificación Visual para Madera Estructural de la Junta del Acuerdo de Cartagena.
- **(c)** La madera rolliza deberá cumplir los requisitos establecidos en la norma NTC 1557, para poder convertirse en madera aserrada.
- **(d)** La medición y cubicación de madera rolliza, aserrada y labrada deberá hacerse según lo especificado en la norma NTC 273.
- **(e)** La clasificación de madera aserrada para la construcción, sus dimensiones y defectos admisibles se harán de acuerdo con lo estipulado en la norma NTC 1646.
- **(f)** Los bloques y las vigas deben ser suministrados con tolerancias adicionales de 0.5 cm en cada lado.

Bloque o Mesa	Viga	Planchón	Cerco	Repisa	Cuartón	Listón
33 / 33	16 / 33	8 / 33	16 / 16	8 / 16	8 / 8	2,5 / 8
41 / 41	20 / 41	10 / 41	20 / 20	10 / 20	10 / 10	3 / 10
49 / 49	25 / 49	7,5 / 49	25 / 25	7,5 / 25	7,5 / 7,5	3,75 / 7,5

Nota: Véase las propiedades de las secciones preferenciales en el Apéndice G-F.

Figura G.10.1-1 — Obtención de Secciones Preferenciales medidas nominales en cm.

CAPÍTULO G.11
PREPARACIÓN, FABRICACIÓN, CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO

G.11.1 — GENERALIDADES

G.11.1.1 — Todas las labores relativas a la preparación del material, fabricación, transporte e instalación de los elementos de madera, incluyendo sus uniones, deberá regirse por prácticas normalmente aceptadas por la Ingeniería y la Arquitectura y por los requerimientos de este Reglamento.

G.11.2 — PROCESOS DE PREPARACIÓN

G.11.2.1 — **SECADO DE LA MADERA** — Toda madera destinada a la construcción deberá secarse hasta un CH% lo más próximo posible al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente en el cual va a quedar instalada.

- **(a)** Para usos específicos en contacto permanente con el suelo o bajo agua, no habrá necesidad de secar la madera, a menos que deba ser previamente inmunizada. De la misma manera, madera estructural para vigas de sección transversal superior a 0.04 m² podrá instalarse en estado verde o simplemente semiseca.
- **(b)** Aquellas maderas destinadas a productos machihembrados, moldurados, pisos de parqué, puertas, ventanas y similares deberán secarse con 1% a 2% por debajo de la humedad de equilibrio del lugar de uso.
- **(c)** Las demás maderas para uso estructural o aplicaciones interiores en la construcción, deberán secarse hasta un CH% próximo a la humedad de equilibrio del medio ambiente de su destino final. Como regla general, las maderas para uso estructural deberán estar secas al momento de fabricación por debajo del 19% CH. Las maderas empleadas en los procesos de laminado o deberán secarse hasta un CH del 12%.
- **(d)** Las maderas destinadas a la construcción podrán secarse por dos sistemas comunes en la industria: secado natural y secado por medios artificiales.
- **(e)** El secado al aire se desarrollará mediante la exposición de la madera a la acción del medio ambiente. Este proceso se deberá realizar en patios cubiertos con buena ventilación, con prácticas de apilado apropiadas y bajo medidas de seguridad que eviten el deterioro por la acción del clima, agentes biológicos u otras causas.
- **(f)** Cuando el contenido de humedad deseado sea inferior al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente del lugar o cuando se requiera madera seca en el menor tiempo posible, se deberán utilizar métodos artificiales de secado.
- **(g)** El método artificial más aconsejable será en hornos o cámaras de secado mediante la aplicación de temperatura, humedad y ventilación diferentes a las naturales.
- **(h)** En general, los procesos de secado deberán ajustarse a las especificaciones y recomendaciones del Manual de Secado publicado por la Junta del Acuerdo de Cartagena (Referencia RG.4)
- **(i)** En el secado artificial en hornos se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones de carácter general:
  - **(1)** Los secamientos se deberán efectuar mediante un horario o programa de secado, según lo determine quien lleve a cabo el proceso, aplicable a cada especie y espesor de madera.
  - **(2)** Durante el proceso de secado y al final del mismo, se deberán llevar a cabo pruebas de control de secado y defectos por tensiones. Dichas pruebas consistirán en el "contenido de humedad estratificado" y la "prueba de tenedor". Mediante tales pruebas se podrá garantizar un secado libre de defectos y tensiones que puedan afectar la madera durante procesos ulteriores o en uso.
  - **(3)** Debe dejarse un registro escrito del proceso de secado en donde se identifique el sistema de secado, las fechas y el lote de secado con las especies, las cantidades, las secciones y la disminución del contenido de humedad obtenido.
- **(j)** Otro método de secado aplicable será el secado por deshumectadores, que utiliza recintos cerrados pero temperaturas no tan altas como el secado en hornos.
- **(k)** En circunstancias especiales se podrán utilizar otros métodos de secado artificial tales como secado al vacío, por alta frecuencia o secado en solventes orgánicos.
- **(l)** La comprobación del contenido de humedad en el comercio de madera para construcción se podrá hacer mediante el uso del xilohigómetro o medidor eléctrico de humedad.

- **(m)** En el Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino de la Junta del Acuerdo de Cartagena (Referencia RG.1) se encuentra a manera de información una tabla con datos sobre el comportamiento del secado de maderas aptas para construcción, así como una descripción gráfica de los defectos de secado más comunes (tabla 2.3 y figura 2.7 de la publicación citada).

G.11.2.2 — **PRESERVACION DE LA MADERA** — Se entiende por preservación o inmunización de la madera el proceso mediante el cual se aplica un producto químico capaz de protegerla contra el ataque de hongos, insectos o taladradores marinos.

- **(a)** Los productos químicos que se podrán utilizar son los especificados en las normas NTC 1764, NTC 1767, NTC 1854 y NTC 2247, consistentes en productos inorgánicos oleosolubles. Al utilizar los productos mencionados se deberán cumplir los requisitos establecidos en las normas ICONTEC correspondientes.
- **(b)** Toda madera antes de someterse a un proceso de inmunización deberá prepararse apropiadamente. Dicha preparación consistirá en una o varias de las siguientes acciones:
  - **(1)** ***Descortezado*** — Especialmente de madera que se va a utilizar en forma rolliza como postes, pilotes, etc.
  - **(2)** ***Secado*** — Según el proceso de inmunización el contenido de humedad es distinto pero en cada caso deberá ajustarse a las especificaciones técnicas del proceso.
  - **(3)** ***Incisionado*** — Maderas aserradas o rollizas de alta densidad o muy impermeables deberán incisionarse para asegurar una penetración más profunda y homogénea de la sustancia inmunizante.
  - **(4)** El dimensionamiento final y las operaciones de cajeado, perforaciones o trabajos similares deberán realizarse antes del proceso de preservación. Si por fuerza mayor debiera hacerse algún corte o taladrado posteriormente al tratamiento se deberá preestablecer la capa protectora mediante pastas preservadoras o similares.
- **(c)** Según los requerimientos de protección, el uso de la madera y las características de ella, se aceptarán dos métodos de preservación: tratamiento sin presión y tratamiento a presión.
- **(d)** Los tratamientos sin presión más aceptables son: aplicación con brocha, pulverización o aspersión, inmersión, baño caliente y frío, difusión y doble difusión.
- **(e)** Los tratamientos a presión aceptables son: a célula llena y a célula vacía.
- **(f)** Las maderas preservadas mediante procesos a presión deberán cumplir con la norma NTC 2083, en cuanto a los requisitos de penetración y retención neta de acuerdo con las condiciones de uso.
- **(g)** Los ensayos para determinar la penetración y retención de la sustancia inmunizante deberán ajustarse a las especificaciones de las normas NTC 1093 y NTC 1157 respectivamente.
- **(h)** La toma de muestras para los ensayos mencionados deberá seguir los procedimientos de la norma NTC 1822.
- **(i)** La evaluación del valor fungicida de los preservativos para madera se hará según la norma NTC 1128 (ASTM D 1413).
- **(j)** La efectividad de los preservativos en condiciones normales de uso de la madera inmunizada se podrá evaluar mediante la norma NTC 794.
- **(k)** La terminología más usual relacionada con los materiales y procedimientos de preservación será aquella establecida en la norma NTC 1149.
- **(l)** Algunas maderas no requerirán tratamientos inmunizantes debido a las condiciones de uso o a su propia durabilidad natural. La durabilidad natural o resistencia natural de las maderas a la pudrición podrá evaluarse en forma acelerada mediante el método descrito en la Norma NTC 1127.
- **(m)** En los tratamientos de vacío-presión las inmunizadoras deberán dejar registros escritos y suministrar al cliente la siguiente información mínima:
  - **(1)** Tipo de tratamiento utilizado.
  - **(2)** Tipo de inmunizante.
  - **(3)** Penetración.
  - **(4)** Retención.
  - **(5)** Garantía otorgada según uso.
  - **(6)** Precauciones y recomendaciones de uso.
- **(n)** En los procedimientos de aplicación manual deberán suministrarse al cliente el catálogo u hoja técnica del producto inmunizante. Durante la inmunización se debieran observar todas las normas de seguridad suministradas por el fabricante.

G.11.3 — FABRICACION

G.11.3.1 — **MATERIALES** — Desde el punto de vista de requisitos físicos, la madera utilizada debe cumplir con lo establecido en la tabla de clasificación G.1.3-1

(a) Toda madera que no sea naturalmente durable deberá ser preservada de acuerdo con las normas establecidas en este Reglamento.
(b) En estructuras se deberá usar madera seca con un contenido de humedad máxima del 19% o del 12% si se trata de madera laminada
(c) Las maderas contrachapadas y las láminas de madera aglomerada deben cumplir con las características especificadas en el diseño.
(d) Los elementos metálicos de las uniones deberán llevar pintura anticorrosiva o en su defecto protección de zincado, si así se especifica en el diseño.

G.11.3.2 — **DIMENSIONES** — Las piezas de madera deben tener las secciones y longitudes especificadas en los planos de taller.

(a) Las maderas precortadas, las partes prefabricadas o de los elementos que se corten en obra, deben tener las dimensiones y escuadrías especificadas en el diseño.
(b) Las perforaciones y cajas que se ejecuten en las piezas de madera no deben menoscabar su resistencia estructural. Véase el capitulo G.3.

G.11.3.3 — **TOLERANCIAS** — Las imprecisiones en el corte y ensamblaje de elementos prefabricados coplanares, se limitará a dos uniones por elemento estructural con una abertura promedio máxima de 1.6 mm en el centro del área de contacto. Las máximas tolerancias en las demás juntas del mismo elemento serán la mitad de este valor. La apertura de todas las uniones en elementos estructurales en servicio se limitará a 3.2 mm.

G.11.3.4 — **IDENTIFICACIÓN** — Todo elemento estructural deberá llevar una identificación visible y permanente que coincida con la señalada en los planos de taller y de montaje.

G.11.3.5 — **TRANSPORTE** — Para el transporte de elementos estructurales de madera se emplearán vehículos de la capacidad y dimensiones apropiadas a cada caso. Tales vehículos deberán estar preferiblemente carpados y dispondrán de carrocería y estacas de fijación que garanticen la inmovilidad de la carga durante el viaje.

Se evitará que los elementos estructurales sobresalgan de la carrocería, pero si tal es el caso, deberán zuncharse de una manera adecuada. Adicionalmente se deberán cumplir las normas establecidas por la autoridad competente.

G.11.4 — CONSTRUCCIÓN

G.11.4.1 — **OBJETIVOS** — En esta sección se dan recomendaciones de construcción para las edificaciones de madera y se fijan requisitos de diseño que aseguren el buen comportamiento de las mismas. Se sugiere seguir las recomendaciones del Capítulo "Protección por Diseño" del Manual de Diseño del Pacto Andino (Referencia RG.11).

G.11.4.2 — **LIMPIEZA DEL TERRENO** — En el terreno debe limpiarse de todo material vegetal y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de la humedad. En los casos de construcciones con entrepiso elevado sobre el terreno deben tomarse las medidas que impiden el crecimiento de vegetación y anidamiento de animales debajo del piso.

G.11.4.3 — **CIMENTACIÓN** — Las obras de cimentación deben realizarse de acuerdo con las pautas estructurales y según las características de resistencia del suelo que deberán estar establecidas en el estudio de suelos.

G.11.4.4 — **PROTECCIÓN CONTRA LA HUMEDAD** — Por ser higroscópica y porosa, la madera absorbe agua en forma líquida o de vapor. Si la humedad se acumula en la madera afecta sus propiedades mecánicas, se convierte en conductora de electricidad y sobre todo, queda propensa a la putrefacción y al ataque de hongos. La madera puede humedecerse por acción capilar, por lluvia o por condensación.

(a) La madera en contacto con el suelo o con alto riesgo de humedad debe ser preservada según lo establecido en G.11.2.2.

(b) Toda la madera, estructural o no, expuesta a la acción directa de la lluvia debe protegerse con sustancias hidrófugas o con superficies impermeables.
(c) Todo elemento estructural expuesto a la intemperie debe apoyarse sobre zócalos o pedestales de cemento o metálicos de tal forma que no permanezcan en contacto con el agua apozada y debe ser protegido, lo mismo que los elementos de madera de recubrimiento de muros exteriores, por medio de aleros y deflectores.
(d) Para prevenir la condensación es necesario evitar los espacios sin ventilación, especialmente en climas húmedos. En aquellos ambientes que por su uso estén expuestos al vapor, como baños y cocinas, además de suficiente ventilación, deben protegerse las superficies expuestas con recubrimientos impermeables.

G.11.4.5 — **PROTECCIÓN CONTRA LOS HONGOS** — Los hongos que atacan la madera son organismos parásitos de origen vegetal que se alimentan de las células que la componen desintegrándola. Se producen sobre la madera húmeda bajo ciertas condiciones de temperatura, por esporas traídas a través del aire o por el contacto directo con otros hongos. La protección de la madera debe comenzar, por lo tanto, desde que se corta. Las maderas con baja durabilidad natural y la madera de albura de todas las especies deben tratarse con sustancias preservantes.

(a) Debe especificarse madera que haya sido almacenada en condiciones de mínima humedad y que haya sido tratada con fumigantes durante el apilado.
(b) Debe desecharse la utilización de madera con muestras de putrefacción y hongos.
(c) La degradación de la madera causada por los hongos podrá evitarse si se utiliza con contenidos de humedad (CH%) menores a 18%. Se deberán tratar con sustancias preservantes, especialmente aquellas maderas con una baja durabilidad natural y la madera de albura de todas las especies.
(d) Debe evitarse el uso de clavos y otros elementos metálicos que atraviesen la madera en las caras expuestas a la lluvia, salvo que se sellen las aberturas. Se recomienda el uso de clavos galvanizados.

G.11.4.6 — **PROTECCIÓN CONTRA INSECTOS** — La madera puede ser atacada, especialmente en climas húmedos y cálidos, por insectos que perforan su estructura en busca de nutrientes. Entre estos insectos están las termitas subterráneas, los gorgojos y los comejenes.

(a) En zonas donde existan termitas subterráneas deben eliminarse los restos orgánicos alrededor de la construcción y establecerse barreras de tierra tratada con insecticidas hasta la profundidad de la cimentación.
(b) Donde existan termitas subterráneas y aladas deben colocarse barreras o escudos metálicos sobre las superficies de la cimentación en forma completamente continua.
(c) Donde el riesgo de ataque de insectos sea alto debe tratarse la madera de la construcción con los métodos descritos en G.11.2.2.

G.11.4.7 — **PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO** — Para el diseño debe tenerse en cuenta que la madera es un elemento combustible que se inflama a una temperatura aproximada de 270°C, aunque algunas sustancias impregnantes o de recubrimiento pueden acelerar o retardar el proceso ver capitulo J del presente reglamento. Las siguientes medidas contribuyen a proteger las edificaciones de madera contra el fuego.

(a) No deben utilizarse elementos de calefacción que aumenten peligrosamente la temperatura de los ambientes.
(b) Las paredes próximas a fuentes de calor deben aislarse con materiales incombustibles.
(c) Las edificaciones adyacentes construidas con madera deben separarse como mínimo 1.20 m entre sus partes salientes. Si la distancia es menor, los muros no deben tener aberturas y su superficie estará recubierta de materiales incombustibles con una resistencia mínima de 1 hora de exposición. Si están unidas, el paramento común debe separarse con un muro cortafuego de material incombustible. Este muro debe sobresalir en la parte superior por lo menos 0.50 m y en los extremos por lo menos un metro medidos a partir de los sitios que más sobresalgan de las construcciones colindantes. La estabilidad de este muro no debe sufrir con el colapso de la construcción incendiada.
(d) Las piezas estructurales básicas deben sobredimensionarse 3 mm en su espesor, en la cara más expuesta.
(e) Deben evitarse acabados que aceleren el desarrollo del fuego, tales como lacas y barnices oleosolubles.
(f) En el diseño de las instalaciones eléctricas debe tenerse en cuenta, además de las recomendaciones de G.11.4.9, un claro y fácil acceso a los tableros de cortacircuitos y de control.
(g) En edificaciones de uso comunitario: escuelas, centros de salud, oficinas, locales y centros comerciales, etc., por su tamaño y dada la gran velocidad de propagación del fuego en las edificaciones de madera, se deben considerar las siguientes recomendaciones:

(1) Acceso rápido y señalizado a las fuentes más probables de incendio.
(2) Distribución de extinguidores según las recomendaciones de expertos en combatir incendios.
(3) Salidas de escape suficientes, de fácil acceso y claramente señalizadas.
(4) En las edificaciones de varios pisos deben proveerse escaleras exteriores de escape.
(5) Sistemas automáticos de detección, ya sea por humo o calor.
(h) Los depósitos para el combustible de estufas y calentadores deben localizarse fuera de las edificaciones y deben rodearse de materiales incombustibles o retardadores del fuego.

G.11.4.8 — **PROTECCIÓN CONTRA SISMOS** — Para lograr que las construcciones de madera tengan una adecuada protección contra sismos es preciso que:

(a) Las estructuras de madera cumplan los requisitos establecidos en los títulos pertinentes de este Reglamento.
(b) El diseño arquitectónico cumpla los siguientes requisitos de carácter estructural:
(1) Que todos los elementos de la construcción estén debidamente unidos entre sí y la estructura anclada a la cimentación.
(2) Que la distribución de los muros en planta sea tal que la longitud de éstos en cada dirección permita resistir los esfuerzos producidos por el sismo.
(3) Que la cubierta no sea muy pesada con relación al resto de la estructura.
(c) Los elementos de las instalaciones de agua y desagüe se fijen a la construcción con soportes que eviten la rotura de los mismos durante los movimientos sísmicos.
(d) Las uniones de conexión a las redes públicas se hagan por medio de empalmes que permitan movimiento sin romperse.
(e) Las edificaciones de dos o más volúmenes se comporten independientemente en caso de sismo.

G.11.4.9 — **INSTALACIONES ELÉCTRICAS** — La instalación eléctrica de una construcción de madera debe cumplir con los requisitos generales exigidos por las empresas locales de suministro de energía y con lo establecido en el Código Eléctrico Nacional . Las instalación eléctrica deberá tener capacidad para entregar sin sobrecarga la energía eléctrica necesaria para el alumbrado y otros equipos instalados en la construcción.

G.11.4.9.1 — Conductores, cajas, tomacorrientes, interruptores y puntos de iluminación - Todos los cables y alambres eléctricos deben conducirse por entre tuberías metálicas o de plástico, flexibles o rígidas, unidas por cajas metálicas o plásticas.

(a) El diseño y ejecución de la instalación eléctrica deberá tener en cuenta el sistema constructivo con el fin de permitir una correcta fijación de tuberías, cajas y aparatos.
(b) Las perforaciones y cajas que sean necesarias practicar en los elementos estructurales no deben comprometer su resistencia y deberán regirse por G.3.4.3.1-Especificaciones de cajas en elementos a flexión madera aserrada.
(c) Debe tenerse especial cuidado de que la instalación eléctrica no sea perforada o interrumpida por clavos que atraviesen los paneles y entramados.
(d) En caso de utilizarse a la vista, éstas deben fijarse a los elementos estructurales.
(e) Toda instalación eléctrica, interna o a la vista, debe quedar protegida de la lluvia y la humedad.

G.11.4.9.2 — Circuitos - Los circuitos eléctricos deben llevar alambres y cables con capacidad de conducción suficiente para no sufrir sobrecargas.

(a) Cada circuito debe tener un interruptor de protección automático y además debe existir un interruptor general para todos los circuitos.
(b) Las cocinas, los calentadores y todos aquellos equipos que consuman gran cantidad de energía deben tener un circuito independiente cada uno, con cableado y cortacircuito de capacidad apropiada.
(c) En las instalaciones eléctricas de construcciones en madera es indispensable mantener continuidad en la masa, ya sea utilizando tubería o cajas metálicas o un cable desnudo a través de toda la instalación. Esta masa debe llevarse a tierra por medio de una barra metálica enterrada.

G.11.4.10 — **INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS** — Las instalaciones hidráulicas y sanitarias, deberán cumplir los reglamentos de construcción vigentes. El diseño de las redes de agua potable fría y caliente, aguas lluvias y redes de aguas negras y ventilación deberá tener en cuenta el sistema constructivo y estructural. Se tendrá cuidado de no debilitar las secciones de madera estructural para lo cual se deberán ceñir estrictamente a G.3.4.3.1, referente

a, especificaciones de cajas en elementos a flexión madera aserrada. Las tuberías de aguas negras en las baterías sanitarias deberán ser instaladas a lo largo de las vigas para no abrir cajas ni perforaciones en ellas, pero si ello no es posible, las tuberías deberán ser instaladas o por encima de las vigas, viguetas y piso, construyendo un sobre piso, con terminado en madera o baldosa. El diseño arquitectónico deberá contemplar ductos para bajantes de tuberías sanitarias, de ventilación y de lluvias. También se podrá contemplar la posibilidad de colocar las tuberías de las baterías sanitarias, por debajo de los elementos de entrepiso, para luego colocar un falso techo de acuerdo con la figura G.11-1. Se recomienda revestir la tubería sanitaria con lana de vidrio, para evitar ruidos por el escurrimiento del agua. El diseño arquitectónico contemplará la coincidencia de baños en pisos diferentes, para la utilización de la menor cantidad de bajantes, y en un mismo piso la ubicación de baños y cocinas con el mismo objetivo. El diseño hidráulico y sanitario deberá contemplar que en el recorrido de las tuberías no se afecte la estabilidad estructural de la edificación, con cajas y perforaciones innecesarias.

G.11.4.10.1 — ***Tuberías, aparatos y desagües*** - Pueden emplearse tuberías para el caso de agua potable fría P.V.C. plásticas y éstas serán de la calidad señalada en la tabla G.11.4-1 tanto para agua fría como para agua caliente. En el caso de agua caliente también se podrán utilizar tuberías de cobre, cuidando de utilizar abrazaderas y tornillos del mismo material, pues si se utilizan de material metálico diferente, se produce un proceso electroquímico altamente corrosivo. Las tuberías deberán fijarse convenientemente a la edificación, para evitar vibraciones que puedan romperlas o producir ruidos molestos. Antes de efectuar los revestimientos, en las tuberías de agua potable, se deberá hacer una prueba de presión, en tiempo de temperatura constante, para verificar que no existan filtraciones de agua y lo anterior de acuerdo con el código nacional de instalaciones sanitarias en edificios. Los aparatos sanitarios deben ser apropiados para ser fijados a las paredes de madera. Será necesario proveer en las estructuras y en los entramados los sitios de fijación de los aparatos, reforzándolos para el efecto. Las tuberías para suministro de agua y desagüe no deben servir de apoyo. Para los desagües podrán utilizarse tubería, plásticas tipo A. N. con mínimo una unión flexible cada 2 pisos en las bajantes, para que resistan las vibraciones y los cambios dimensionales naturales en las construcciones con madera y deben fijarse a la estructura en forma tal que las vibraciones y dilataciones no las deterioren. El mismo tratamiento deberán tener las bajantes de Ventilación y de Aguas Lluvias. Los puntos de empate a las redes externas de los elementos de agua y desagüe deben estar protegidos contra el efecto de los sismos cuando así lo requiere el Título A del Reglamento.

Tabla G.11.4-1
Especificaciones de tuberías Hidráulicas y red de incendio

		1/2"	3/4"	1"	1-1/4"	2"
AGUA FRIA	PVC	RDE-9	RDE-11	RDE-13.5	RDE-21	RDE-21
A. CALIENTE	CPVC	82 o C 100 psi				
A. CALIENTE	COBRE					
R. INCENDIO	H.G.	SCHDULE 40				

Tabla G.11.4-2
Especificaciones de tuberías Sanitaria, Ventilación y Lluvias

AGUA SANITARIA	PVC	TUBERIA SANITARIA
VENTILACION	PVC	VENTILACION
AGUAS LLUVIAS	PVC	TUBERIA SANITARIA-TUB.VENTILACION

G.11.5 – TRANSPORTE Y MONTAJE

G.11.5.1 — **GENERALIDADES** — Las recomendaciones aquí incluidas deben considerarse como mínimas para el transporte y montaje de estructuras de madera. Adicionalmente el constructor o el montador de las estructuras aplicarán las normas de la buena práctica constructiva para evitar accidentes y daños.

G.11.5.2 — **PERSONAL** — La entidad responsable del montaje se asegurará que los carpinteros armadores tengan suficiente experiencia, sean dirigidos por un capataz responsable e idóneo y disponga del equipo y herramientas adecuadas. Todo personal que participe en la operación de montaje deberá estar amparado por una ARP y una EPS.

G.11.5.3 — **PLANOS DE MONTAJE** — Los carpinteros armadores dispondrán de planos que contengan las indicaciones sobre izaje y ubicación de elementos estructurales, secuencia del armado, arriostramiento definitivo y precauciones especiales.

G.11.5.4 — **SUMINISTRO POR LA OBRA** — El constructor suministrará al armador de la estructura los ejes y niveles para adelantar el montaje. Igualmente entregará las bases, muros y vigas de apoyo niveladas y plomadas con mortero, hará los resanes y suministrará fuerza eléctrica de 110v a máximo 6 m del sitio de montaje, andamios y planchones completos, espacio de almacenamiento, campamento, vigilancia y vías de acceso.

G.11.5.5 — **TRANSPORTE, CARGUE Y DESCARGUE** — Las operaciones de transporte, cargue y descargue de elementos estructurales deberá hacerse de tal manera que no se introduzcan esfuerzos indeseables o daños en las superficies y aristas de los mismos. En lo posible se tratará de manipular las cerchas en forma vertical, esto es, como fueron diseñadas. Las operaciones de izado de elementos estructurales que se efectúan con grúas se deberá disponer de aparejos, estrobos y manilas apropiadas. El diseñador indicará en los planos de montaje los puntos de agarre.

G.11.5.6 — **ALMACENAMIENTO** — Las piezas de madera, vigas, cerchas, paneles prefabricados, etc., deben apilarse durante el transporte, y almacenarse en forma tal que no estén sometidos a esfuerzos para los que no hayan sido diseñados, los cuales pueden producir roturas y/o deformaciones permanentes.

(a) Las piezas y las estructuras de madera deben mantenerse cubiertas de la lluvia, bien ventiladas y protegidas de la humedad y del sol.
(b) Se recomienda almacenar los elementos estructurales sobre superficies niveladas, provistas de maderas separadas por distancias cortas de tal manera que la humedad del suelo no los afecte. Las pilas deben tener una estabilidad adecuada.
(c) Los patios de almacenamiento deberán quedar lo mas cerca posible al sitio de montaje y en la obra deberán tener área e iluminación suficientes para permitir el manipuleo cómodo y seguro de los elementos estructurales.

G.11.5.7 — **ANCLAJES, ARRIOSTRAMIENTOS Y EMPALMES** — Todos los miembros y elementos estructurales deberán estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para cumplir con los propósitos del diseño. Los carpinteros armadores deberán poseer la preparación y experiencia necesarias, de acuerdo con la calificación establecida por el constructor responsable de la obra.

G.11.5.7.1 — ***Anclajes*** — El diseñador deberá especificar en los planos el tipo de anclaje, sus dimensiones y separaciones. Los anclajes a los muros o a la estructura de concreto deben *ejecutarse de acuerdo con el diseño estructural*.

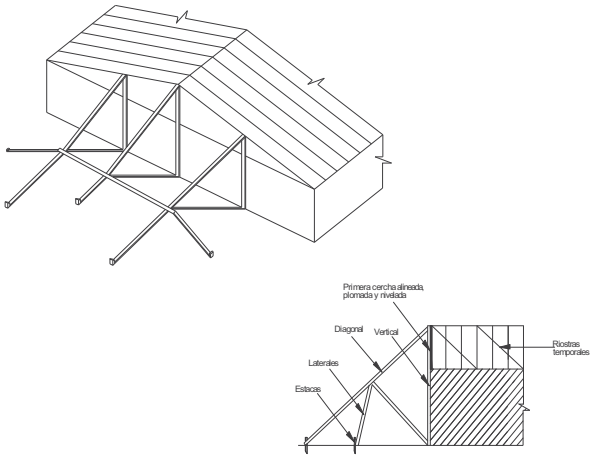


Figura G.11.5-1 — Apuntalamiento y arriostramiento temporales de cerchas

G.11.5.7.2 — ***Arriostramiento temporal*** — El objetivo del arriostramiento temporal es el de garantizar un adecuado soporte a los elementos en el plano perpendicular, con el fin de mantenerlos en la posición señalada en los planos y que puedan resistir las fuerzas sísmicas y de viento durante la construcción. El arriostramiento temporal es responsabilidad del armador de la estructura.

(a) El apuntalado y arriostramiento temporales deben hacerse con puntales y listones de suficiente calidad estructural y no deben removerse hasta que la estructura esté aplomada, nivelada, asegurada y arriostrada definitivamente en el lugar que le corresponde.
(b) Como es práctica normal amarrar todas las estructuras entre sí, es muy importante asegurarse de que el primer elemento este bien soportado y aplomado.
(c) En el caso de cerchas y pórticos no se recomienda el uso de espaciadores cortos entre los elementos estructurales; en su lugar deben emplearse piezas de madera largas, colocadas diagonalmente y clavadas a varios elementos con la separación definitiva.
(d) Debe prestarse atención especial al arriostramiento temporal de las cerchas, pórticos, arcos y vigas de cordones paralelos en el plano vertical.
(e) El arriostramiento temporal debe colocarse de tal manera que no impida la instalación del arriostramiento definitivo.
(f) El arriostramiento temporal deberá mantenerse hasta que se instale el arriostramiento definitivo.

G.11.5.7.3 — ***Arriostramiento definitivo*** — El diseñador deberá especificar en los planos la clase de arriostramiento definitivo, sus dimensiones y ubicación. Estos contravientos, riostras y separadores deberán garantizar la estabilidad vertical y horizontal de los elementos estructurales, así como prevenir el pandeo de los mismos. El montador de la estructura deberá consultar con el diseñador cualquier modificación hechas a los planos.

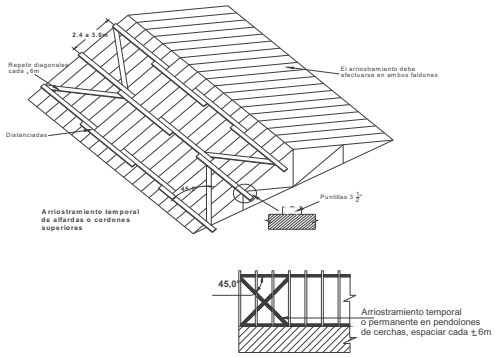


Figura G.11.5-2 — Arriostramiento Definitivo

G.11.5.7.4 — ***Cortes y cajas*** — El montador de las estructuras de madera no deberá efectuar cajas, disminuciones de la sección o cortes no autorizados por el diseñador de la misma.

G.11.5.7.5 — ***Empalmes y uniones*** — Para requisitos de instalación de pernos, tornillos golosos, tornillos tirafondos y clavos. Véase capítulo G.7.

G.11.5.7.6 — ***Rehabilitación de elementos defectuosos*** — La Norma NTC 2500 (Ref. RG.6) define en 3.1 la madera como un material heterogéneo poroso, de origen vegetal, constituido por células muertas, biodegradable, combustible, e higroscópico y anisotrópico. Como ser vivo que fue, el material de construcción "madera "presenta gran variedad físicas y mecánicas, y adicionalmente, cada pieza es un reflejo de todos los factores que afectaron su crecimiento. (Anillos de crecimiento, densidad, sentido de la fibra, nudos, depósitos, ataques de hongos e insectos.

G.11.5.7.7 — Por su mismo origen y debido a los procesos de apeo, aserrado, transporte, secado, inmunización y maquinado las piezas de madera pueden presentar diversos defectos que no afectan su resistencia. Si tales defectos no sobrepasan las tolerancias establecidas en la tabla G.3.3-1, se deben corregir durante el montaje por medios mecánicos (clavos, tirafondos, separadores) o por remoción y reemplazo de pequeñas áreas y el resane de fisuras y grietas con posterior aplicación del inmunizante y la pintura.

G.11.5.8 — **NORMAS DE SEGURIDAD** — Si algunas partes de la estructura que se está montando se utilizan como base para andamios se deben apoyar en sitios suficientemente resistentes.

(a) No debe dejarse ningún tornillo sin tuerca y arandela, ningún tornillo goloso debe sobresalir y a todo clavo que sobresalga se le debe doblar la punta.

(b) Durante el montaje deben respetarse las normas de seguridad del personal y emplearse los equipos de protección necesarios.

G.11.6 — MANTENIMIENTO

G.11.6.1 — **GENERALIDADES** — Toda edificación de madera aunque esté bien construida requerirá revisiones, ajustes y reparaciones para prolongar su vida útil. Al poco tiempo de construida probablemente será necesario arreglar fisuras en las uniones de las maderas y desajustes en puertas y ventanas debidos al asentamiento en el terreno y al acomodo de la madera a la humedad del ambiente. Posteriormente será necesario efectuar revisiones periódicas y ejecutar los arreglos necesarios, por ejemplo:

(a) Reclavar o apretar tuercas de los elementos que por la contracción de la madera debido a vibraciones o por cualquier otra razón se hayan desajustado.
(b) Si se encuentran roturas, deformaciones o podredumbres en las piezas estructurales dar aviso al constructor.
(c) Repintar las superficies deterioradas por efectos del viento y del sol.
(d) Si la madera ha sido tratada con inmunizantes colocados con brocha, aplicar un nuevo tratamiento con la periodicidad y las precauciones que recomienda el fabricante del producto que se use.
(e) Revisar los sistemas utilizados para evitar las termitas aéreas y subterráneas (véase G.11.4.6).
(f) Fumigar por lo menos una vez al año para evitar la presencia de insectos domésticos y ratas.
(g) Mantener las ventilaciones de áticos y sobrecimientos sin obstrucciones.
(h) Inspeccionar posibles humedades que puedan propiciar la formación de hongos y eliminar sus causas.
(i) Limpiar y si es necesario, arreglar canales y desagües de los techos.
(j) Verificar la integridad de la instalación eléctrica.
(k) Los sistemas especiales de protección contra incendios deberán ser verificados en forma periódica y se deberán dejar informes de la intervención efectuada.
(l) En caso de construcciones sobre pilotes, revisar el apoyo homogéneo de la estructura, su nivelación y estado.

CAPITULO G.12
ESTRUCTURAS DE GUADUA

G.12.1 — ALCANCE

G.12.1.1 — El presente capitulo establece los requisitos para el diseño estructural y sismo resistente de estructuras cuyo elemento resistente principal es el bambú Guadua angustifolia Kunth. Una estructura de guadua diseñada de acuerdo con los requisitos de este Reglamento, tendrá un nivel de seguridad equivalente al de estructuras diseñadas con otros materiales.

G.12.1.2 — Los requisitos de este Capítulo pueden ser utilizados para el diseño de elementos de estructuras construidas totalmente con guadua, o para estructuras mixtas de guadua y otros materiales.

G.12.1.3 — El diseño de construcciones para vivienda estará limitado a dos pisos, no se permitirán muros de mampostería o concreto en el nivel superior de las edificaciones. Esta norma no se podrá utilizar para el diseño de ningún tipo de puente o estructuras diferentes de edificaciones, limitándose a aquellas cuyo uso sea vivienda, comercio, industria y educación.

G.12.1.4 — Cuando se construyan estructuras con un área superior a 2000 m^2, se recomienda realizar una prueba de carga antes de darla en funcionamiento.

G.12.1.5 — Este Capítulo se puede complementar con el Capítulo E.7 — "Bahareque encementado", capitulo E.8 — "Entrepisos y uniones en bahareque encementado", y capitulo E.9 — "Cubiertas para construcción en bahareque encementado" del Título E — "Casas de uno y dos pisos" del presente Reglamento. Además se podrá complementar con las normas técnicas colombianas NTC-5300 Cosecha y postcosecha del culmo de guadua angustifolia kunth, NTC 5301 Preservación y secado del culmo de guadua angustifolia kunth, NTC 5407 Uniones de estructuras de guadua angustifolia kunth, NTC 5525 Métodos de ensayo para determinar las propiedades físicas y mecánicas de la guadua angustifolia kunth, publicadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC. Además, en su redacción, se utilizó como material base las guías de diseño para estructuras de guadua angustifolia kunth, de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá. Se recomienda el uso complementario de las normas citadas, pero en todo caso siempre primará lo expuesto en el presente capitulo.

G.12.2 — TÉRMINOS Y DEFINICIONES

G.12.2.1 — A continuación se definirán los términos más utilizados en este Capítulo:

Acción conjunta — Participación de tres o más elementos estructurales con una separación entre ellos no mayor de 600 mm, para soportar una carga o un sistema de cargas, y que están unidas entre sí de manera continua.

Alfarda — Par o cuchillo de una armadura de cubierta que se coloca perpendicular a la fachada.

Anisotropía — Propiedad de ciertos materiales que, como la guadua, presentan propiedades diferentes según la dirección que se considere.

Arandela — Pieza metálica en forma de corona, utilizada en uniones empernadas para repartir la fuerza en área mayor.

Armadura — Conjunto de elementos de guadua que ensamblados en configuraciones triangulares planas o espaciales conforman un sistema o sub-sistema estructural que resiste y transfiere carga en todas las direcciones, hacia la cimentación o los elementos de soporte.

Basa — Segundo segmento del culmo de guadua, a continuación de la cepa, con longitud entre 4 y 6 m.

Capacidad, de un elemento o componente estructural — Es la máxima fuerza axial, fuerza cortante y momento flector que es capaz de resistir un elemento o componente estructural.

Capacidad modificada para diseño — Es la capacidad de un elemento o componente estructural afectada por los coeficientes de modificación.

Carga de servicio — Cargas estipuladas en el Titulo B del presente Reglamento.

Cargar — Aplicar fuerzas a una estructura o elemento estructural.

Celosía — Viga de cordones paralelos con pendolones y diagonales que forman triángulos continuos.

Cepa — Primer segmento basal del culmo de guadua con longitudes que fluctúan entre 3 a 4 m; es la parte de la guadua que presenta el mayor diámetro y el mayor espesor de pared.

Cercha — Elemento estructural triangulado que recibe las cargas de la cubierta

Coeficiente de modificación — Son los coeficientes por los cuales se afecta a los esfuerzos admisibles y a los módulos admisibles de elasticidad, para tener en cuenta las condiciones de uso particular de un elemento o componente estructural y así obtener los valores modificados que pueden ser usados en el diseño estructural.

Columna — Pieza cuyo trabajo principal es a compresión.

Columna armada — Columna formada por varias piezas ensambladas.

Columna espaciada — Columna formada a partir de dos o más piezas individuales de guadua, empernadas entre sí para funcionar como una sola.

Condición de uso — Se refiere a la condición de exposición al medio ambiente, a la forma de uso y al tipo de cargas que solicitaran al elemento durante su etapa de servicio.

Conicidad — Se define como la diferencia de los promedios de los diámetros en los extremos, dividida por la longitud entre ellos. Para la Guadua angustifolia la conicidad del culmo no debe ser mayor que 0.006.

Contracción — Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad por debajo de la zona de saturación de las fibras, que se presenta en los sentidos radial, tangencial y longitudinal.

Cordones — Miembro superior o inferior de una armadura o cercha.

Cuchillo — Alfarda o par de una armadura de cubierta o vértices.

Culmo — Eje aéreo segmentado de los bambúes, formado por nudos y entrenudos, que emerge del rizoma; es el equivalente al tallo de un árbol.

Cumbrera o Caballete — Parte más alta del tejado en donde se unen los faldones.

Deformación inicial del eje — Es la deformación que puede experimentar una pieza de guadua por la curvatura del eje de la pieza, entendiéndose por curvatura la desviación del eje de la pieza respecto a la línea recta que une los centroides de sus secciones extremas.

Descargar — Remover fuerzas de una estructura o de un elemento estructural.

Densidad básica **(DB)** — se define como el cociente entre la masa en estado anhidro (guadua seca al horno) y el volumen de la guadua en estado verde (VV).

Diafragma — Subsistema estructural encargado de la transmisión y resistencia de las fuerzas horizontales principalmente por acción en su plano. Los diafragmas pueden ser horizontales (entrepisos y cubiertas), verticales (muros de corto) ó inclinados (cubiertas).

Distancia al extremo — Distancia del centro de un elemento de unión (conector) a la punta de la pieza de guadua.

Distancia centro a centro — Distancia del centro de un elemento de guadua al centro de otro elemento de guadua adyacente o distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento de unión adyacente.

Ductilidad por desplazamiento — Relación entre el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de rotura del material y el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de fluencia del material.

Elemento principal — En el diseño de uniones sometidas a cortante simple, es el elemento de guadua de mayor diámetro.

Elemento lateral o secundario — en conexiones sometidas a cortante simple o múltiple, son los elementos de guadua o platinas de acero no cubiertos por la definición anterior.

Entramado — Conjunto de elementos estructurales como vigas y viguetas en entrepisos y cubiertas o como pies derechos en muros, que se encargan de dar soporte al material de revestimiento.

Entrenudo — Porción del culmo comprendida entre dos nudos; también se le conoce como canuto o cañuto, su longitud varia a lo largo del culmo.

Esfuerzos admisibles — Son los esfuerzos de compresión paralela, compresión perpendicular, corte paralelo, flexión, tracción paralela y tracción perpendicular, que resisten los elementos estructurales de guadua.

Esfuerzos admisibles modificados para diseño — Es el esfuerzo resultante de multiplicar el esfuerzo admisible de referencia por los coeficientes de modificación aplicables. Es el esfuerzo que debe ser usado para realizar el diseño estructural y para revisar los criterios de aceptación.

Esfuerzo calculado — Es el esfuerzo resultante de las solicitudes de servicio.

Esterilla — Estera que se forma después de realizar incisiones longitudinales al culmo de guadua en estado verde y de abrirla en forma plana.

Faldón — Vertiente o cada uno de los planos o aguas que forma una cubierta.

Fibra — Célula alargada con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas.

Modulo de elasticidad longitudinal admisible — Modulo de elasticidad de un elemento de madera medido en la dirección paralela a la fibra, multiplicado por los coeficientes de modificación aplicables.

Modulo de elasticidad mínimo longitudinal admisible — Es el modulo anterior, llevado al percentil 5, obtenido de el ensayo de flexión pura y afectado por un factor de seguridad.

Montante o pendolón — Pieza de guadua, normalmente en posición vertical en el plano de trabajo, que forma parte de una armadura.

Mortero — Mezcla de arena, cemento y agua, que para efectos de este Capítulo es utilizada para llenar los entrenudos en conexiones empernadas, también se utiliza para pegar ladrillos y pañetar muros o techos.

Muro de corte — Elemento vertical del sistema de resistencia a cargas laterales de la estructura.

Perno — Elemento de acero para unión de guaduas, provisto de cabeza hexagonal en un extremo y rosca en el otro.

Pie derecho — elemento vertical que trabaja a compresión. Piezas verticales de los entramados o muros de corte.

Preservación — Tratamiento que consiste en aplicar substancias capaces de prevenir o contrarrestar la acción de alguno o varios tipos de organismos que destruyen o afectan la integridad de la guadua.

Preservante — sustancia que se aplica para prevenir o contrarrestar por un periodo de tiempo, la acción de alguno o varios tipos de organismos capaces de destruir o afectar la guadua.

Pudrición — Este tipo de defecto corresponde a la descomposición de los culmos de guadua por ataque de agentes biológicos o humedad, que producen cambios en su apariencia, color y propiedades físicas y mecánicas.

Revestimiento estructural — Material que recubre la superficie de un muro de corte o de un diafragma horizontal.

Revoque o Pañete — Capa de mortero sobre muro.

Rigidizador — Pieza de guadua cuyo objeto es disminuir el pandeo de elemento sometidos a compresión paralela.

Riostra o Contraviento — elemento estructural empleado para estabilizar una cubierta en su plano. Pieza que puesta de forma oblicua o transversal asegura la invariabilidad de forma de un entramado.

Secado — Proceso natural o mecánico mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la guadua.

Sección — Perfil o figura que resulta de cortar una pieza o cuerpo cualquiera por un plano.

Sección compuesta — Sección formada por la unión de dos o más guaduas.

Sección transversal — es aquella sección que resulta de cortar una guadua en sentido perpendicular a las fibras.

Sistema estructural — Es el conjunto de elementos o componentes estructurales o de subsistemas estructurales diseñados, detallados y ensamblados para resistir la totalidad o una porción de las cargas (verticales, horizontales o ambas) que actúan en una edificación, y para transferirlas a un punto final de aplicación (cimentación) a través de una o varias trayectorias continuas de carga.

Sobrebasa — Tercer segmento del culmo de guadua, localizado a continuación de la basa con longitudes hasta de 4 m.

Solera — Elemento superior o inferior del entramado de muros.

Solicitación — Fuerza interna (axial, cortante, momento flector o tracción) que actúa en una sección determinada de un elemento o componente estructural. También se entenderá, como los esfuerzos asociados a cada una de las fuerzas internas que actúen en una sección determinada de un elemento o componente estructural y que se calculan a partir de la teoría de la elasticidad.

Tirante — Elemento de un sistema estructural que trabaja a tracción bajo cargas de servicio.

Tuerca — Complemento metálico, generalmente hexagonal, provisto de cabeza y rosca helicoidal incorporada.

Varilla roscada — Elemento cilíndrico de acero con rosca helicoidal en toda su longitud para unión entre guaduas.

Varillón — Segmento terminal del culmo de guadua, localizado a continuación de la sobrebasa, con longitudes hasta de 4 m. Se utiliza tradicionalmente en cubiertas como soporte de tejas de barro.

Viga — Pieza cuyo trabajo principal es la flexión.

Viga de sección compuesta — Viga conformada por dos o más guaduas conectadas de tal forma que se garantice el trabajo en conjunto.

Vigueta — Pieza cuyo trabajo principal es la flexión, pero que hace parte de un conjunto de elementos que trabajan juntos.

Zuncho — Abrazadera metálica que envuelve la circunferencia de la guadua

G.12.2.2 — **NOMENCLATURA** — Los símbolos aplicados en este Capítulo se describen a continuación:

D_e = diámetro exterior de la guadua
$f_{0.05i}$ = esfuerzo del percentil 5 en la solicitación **i**
f_{ki} = valor característico en la solicitación **i**
m = promedio de una muestra estadística
n = numero de probetas de una muestra estadística
s = desviación estándar de una muestra estadística
t = espesor de la pared de la guadua

El resto de la nomenclatura utilizado en este Capítulo coincide con la utilizada en los capítulos de estructuras de madera del presente Titulo.

G.12.3 — MATERIALES

G.12.3.1 — **REQUISITOS DE CALIDAD PARA GUADUA ESTRUCTURAL** — La guadua rolliza utilizada como elemento de soporte estructural en forma de columna, viga, vigueta, pie derecho, entramados, entrepisos etc., debe cumplir con los siguientes requisitos:

(a) La guadua debe ser de la especie Guadua angustifolia Kunth. El presente capitulo no contempla la posibilidad de utilizar otras especies de bambúes como elemento estructural.
(b) La edad de cosecha para guadua estructural debe estar entre los 4 y los 6 años.
(c) El contenido de humedad de la guadua debe corresponder con el contenido de humedad de equilibrio del lugar. Cuando las edificaciones se construyan con guadua en estado verde se deben tener en cuenta todas las precauciones posibles para garantizar que las piezas al secarse tengan el dimensionamiento previsto en el diseño.
(d) La guadua estructural debe tener una buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada. Además se deben aplicar todos los recursos para protegerla mediante el diseño del contacto con la humedad, la radiación solar, los insectos y los hongos.

G.12.3.2 — CLASIFICACIÓN VISUAL POR DEFECTOS

G.12.3.2.1 — Las piezas de guadua estructural no pueden presentar una deformación inicial del eje mayor al 0.33% de la longitud del elemento. Esta deformación se reconoce al colocar la pieza sobre una superficie plana y observar si existe separación entre la superficie de apoyo y la pieza.

G.12.4.2.2 — Las piezas de guadua estructural no deben presentar una conicidad superior al 1.0%

G.12.3.2.3 — Las piezas de guadua estructural no pueden presentar fisuras perimetrales en los nudos ni fisuras longitudinales a lo largo del eje neutro del elemento. En caso de tener elementos con fisuras, estas deben estar ubicadas en la fibra externa superior o en la fibra externa inferior.

G.12.3.2.4 — Piezas de guadua con agrietamientos superiores o iguales al 20% de la longitud del culmo no serán consideradas como aptas para uso estructural.

G.12.3.2.5 — Las piezas de guadua estructural no deben presentar perforaciones causadas por ataque de insectos xilófagos antes de ser utilizadas.

G.12.3.2.6 — No se aceptan guaduas que presenten algún grado de pudrición.

G.12.3.2.7 — Todo proceso de preservación y secado de piezas de guadua rolliza debe seguir lo estipulado en la norma NTC 5301.

G.12.3.4 — **CLASIFICACIÓN MECÁNICA** — La clasificación mecánica de la guadua se ha realizado según lo estipulado en la norma NTC 5525, en relación con su capacidad a resistir cargas de compresión paralela, corte paralelo, flexión y tracción, así como, en su modulo de elasticidad. Las propiedades de la guadua se relacionan en la tabla G.12.7-1 y G.12.7-2

G.12.3.4.1 — Para calcular el peso propio de la estructura se recomienda usar un masa específica 800 kg/m^3 para la guadua angustifolia kunth. Esta masa específica también se puede calcular siguiendo los procedimientos de la norma NTC 5525. Véase B.3.2.

G.12.4 — OBTENCIÓN Y COMERCIALIZACIÓN

La obtención y comercialización de la guadua estructural debe cumplir con las disposiciones emanadas por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial y por la autoridad ambiental local.

G.12.5 — MATERIALES COMPLEMENTARIOS

El diseño de estructuras de guadua debe tener en cuenta las características de los materiales complementarios tales como clavos, pernos, conectores, adhesivos, soportes y tableros, según las recomendaciones de los fabricantes. Se deben tomar todas las medidas apropiadas de protección de estos materiales contra la humedad, la corrosión o cualquier agente que degrade su integridad estructural.

G.12.6 — BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

G.12.6.1 — **REQUISITOS DE DISEÑO** — Una estructura en guadua debe ser diseñada y construida teniendo en cuenta los siguientes requisitos

G.12.6.1.1 — Todos los elementos de guadua de una estructura deben ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de de las cargas de servicio consignadas en B.2.3.1 del presente Reglamento y las limitaciones de deflexión estipuladas en G.12.8.9

G.12.6.1.2 — Toda construcción de guadua debe tener un sistema estructural que se ajuste a uno de los tipos definidos en A.3.2 del presente Reglamento.

G.12.6.1.3 — El diseño estructural debe reflejar todas las posibles cargas actuantes sobre la estructura durante las etapas de construcción y servicio; además de las condiciones ambientales que puedan genera cambios en las suposiciones de diseño o que pueden afectar la integridad de otros componentes estructurales.

G.12.6.1.4 — El análisis y diseño de estructuras de guadua debe basarse en los principios de la mecánica estructural, los requisitos básicos descritos en A.3.1 del presente Reglamento y los requisitos particulares que se encuentran relacionados en el presente capitulo G.12

G.12.6.1.5 — Los elementos se consideraran homogéneos y lineales para el cálculo de los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas.

G.12.6.1.6 — El Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico para estructuras de guadua, cuyo sistema de resistencia sísmica sea el de pórticos con diagonales será de $R_0 = 2.0$. En el caso, en que el sistema de resistencia sísmica sea proporcionado por muros de madera laminada o muros de bahareque encementado, se debe tomar el valor correspondiente de R_0, para el sistema elegido.

G.12.6.2 — **REQUISITOS DE CALIDAD PARA LAS ESTRUCTURAS EN GUADUA** — Para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura en guadua durante toda su vida útil se debe tener en cuenta lo siguiente.

G.12.6.2.1 — Las estructuras sean diseñadas por un profesional que cumpla los requisitos al respecto de la Ley 400 de 1997.

G.12.6.2.2 — La construcción de la edificación debe realizarse por personal debidamente entrenado para tal fin y bajo la dirección de un profesional según lo prescrito por la Ley 400 de 1997, la Ley 1229 de 2008 y sus decretos reglamentarios.

G.12.6.2.3 — Los materiales y productos que sean usados en la construcción deben emplearse como se especifica en este Reglamento y siguiendo las especificaciones de uso dadas por el fabricante.

G.12.6.2.4 — Las estructuras de guadua por estar fabricadas con un material de origen natural deben tener un adecuado mantenimiento preventivo, que garantice, que los elementos no sean atacados por insectos u hongos durante su vida útil.

G.12.6.2.5 — La estructura debe tener durante toda su vida útil el mismo uso para el cual fue diseñada.

G.12.6.2.6 — Cuando la estructura de guadua se utilice como cubierta de piscinas de natación en donde se utiliza cloro, debe establecerse en el diseño y construcción que no se producirá ataque del cloro a la guadua y que se han tomado todas las precauciones para evitar un deterioro de la guadua y una disminución de su resistencia estructural por esta causa.

G.12.6.6 — Para la determinación del diámetro y del espesor real de la pared del culmo se debe seguir los siguientes procedimientos:

(a) ***Diámetro*** — Medir en cada segmento del culmo el diámetro en ambos extremos y en dos direcciones perpendiculares entre sí. El diámetro real corresponde al promedio de las cuatro (4) mediciones.
(b) ***Espesor*** — Tomar cuatro (4) mediciones en cada sección transversal del culmo, y medir además, el espesor en los mismos sitios en que se midió el diámetro. El espesor real corresponde al promedio de las ocho (8) mediciones, véase figura G.12.6-1

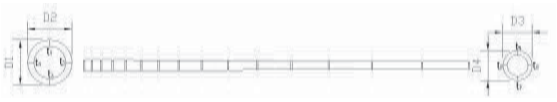


Figura G.12.6-1

G.12.6.7 — En ningún caso de debe utilizar estructuras de guadua cuando la temperatura a la cual van a estar sometidas exceda 65º C.

G.12.7 — MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

G.12.7.1 — Todos los elementos deben ser diseñados por el método de los esfuerzos admisibles como se define el Título B del presente Reglamento.

G.12.7.2 — Todas las uniones de la estructura se consideran articuladas y no habrá transmisión de momentos entre los diferentes elementos que conformen una unión, salvo si uno de los elementos es continuo, en este caso habrá transmisión solo en el elemento continuo.

G.12.7.3 — **ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD** — Toda guadua que cumpla con los requisitos de calidad establecidos en los numerales G.12.3.1 y G.12.3.2, debe utilizar para efectos de cálculo los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad consignados en las tablas G.12.7-1 y G.12.7-2 respectivamente, y que fueron obtenidos según lo estipulado en G.12.7.4 del presente Capitulo.

Tabla G.12.7-1
Esfuerzos admisibles F_i (MPa), CH=12%

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión ∥	F_{p^*} Compresión ⊥	F_v Corte
15	18	14	1.4	1.2

∥ = compresión paralela al eje longitudinal.

⊥ = compresión perpendicular al eje longitudinal.
*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

Tabla G.12.7-2
Módulos de elasticidad, E_i (MPa), CH=12%

Módulo promedio $E_{0.5}$	Módulo percentil 5 $E_{0.05}$	Módulo mínimo E_{min}
9.500	7.500	4.000

Para el análisis de elementos estructurales se debe utilizar $E_{0.5}$, como modulo de elasticidad del material. El E_{min} se debe utilizar para calcular los coeficientes de estabilidad de vigas (C_L) y de Columnas (C_p). El $E_{0.05}$ se debe utilizar para calcular las deflexiones cuando las condiciones de servicio sean críticas o requieran un nivel de seguridad superior al promedio. En todo caso, la escogencia del módulo de elasticidad indicado dependerá del criterio del ingeniero calculista.

G.12.7.4 — **Esfuerzos Admisibles** — Los valores de esfuerzos admisibles se determinan a partir del valor característico, el cual se obtiene con la siguiente ecuación:

$$f_{ki} = f_{0.05i}\left[1 - \frac{2.7\frac{s}{m}}{\sqrt{n}}\right] \qquad \text{(G.12.7-1)}$$

Donde:
f_{ki} = valor característico en la solicitación **i**
$f_{0.05i}$ = valor correspondiente al percentil 5 de los datos de las pruebas de laboratorio en la solicitación **i**
m = valor promedio de los datos de las pruebas de laboratorio
s = desviación estándar de los datos de las pruebas de laboratorio
n = numero de ensayos (por lo menos 20)
i = subíndice que depende del tipo de solicitación (**b** para flexión, **t** para tracción paralela a las fibras, **c** para compresión paralela a las fibras, **p** para compresión perpendicular a las fibras, **v** para cortante paralelo a las fibras)

Los valores experimentales utilizados en el diseño deben estar apropiadamente relacionados en la memoria de cálculo estructural que se radique para solicitar la licencia de construcción, indicando el nombre del laboratorio, fecha de realización de los ensayos, descripción de los equipos utilizados en las pruebas, número de pruebas realizadas y profesional que dirigió los ensayos.

Una vez determinado el valor característico para cada solicitación, se procede con el cálculo de los esfuerzos admisibles con la siguiente formula.

$$F_i = \frac{FC}{F_s \cdot FDC} f_{ki} \qquad \text{(G.12.7-2)}$$

Donde:
F_i = esfuerzo admisible en la solicitación **i**
f_{ki} = valor característico del esfuerzo en la solicitación **i**
FC = factor de reducción por diferencias entre las condiciones de los ensayos en el laboratorio y las condiciones reales de aplicación de las cargas en la estructura (véase tabla G.12.7-3)
F_s = factor de Seguridad (véase tabla G.12.7-3)
FDC = factor de duración de carga (véase tabla G.12.7-3)
i = subíndice que depende del tipo de solicitación (**b** para flexión, **t** para tracción paralela a las fibras, **c** para compresión paralela a las fibras, **p** para compresión perpendicular a las fibras, **v** para cortante paralelo a las fibras)

Tabla G.12.7-3
Factores de reducción

Factor	Flexión	Tracción	Compresión ∥	Compresión ⊥	Corte
FC	-	0.5	-	-	0.6
F_s	2.0	2.0	1.5	1.8	1.8
FDC	1.5	1.5	1.2	1.2	1.1

G.12.7.5 — **COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN** — Con base en los valores de esfuerzos admisibles de la tabla G.12.7-1 y los módulos de elasticidad de la tabla G.12.7-2, afectados por los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón del tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de carga, esbeltez y cualquier otra condición modificatoria, se determinan las solicitaciones admisibles de todo miembro estructural, según las prescripciones de los numerales siguientes, con los esfuerzos admisibles modificados de acuerdo con la formula general:

$$F_i' = F_i C_D C_m C_t C_L C_F C_r C_p C_c \qquad \text{(G.12.7-3)}$$

Donde

i = tiene el mismo significado que en el numeral anterior
C_D = coeficiente de modificación por duración de carga
C_m = coeficiente de modificación por contenido de humedad
C_t = coeficiente de modificación por temperatura
C_L = coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas
C_F = coeficiente de modificación por forma
C_r = coeficiente de modificación por redistribución de cargas, acción conjunta
C_p = coeficiente de modificación por estabilidad de columnas
C_c = coeficiente de modificación por cortante
F_i = esfuerzo admisible en la solicitación i
F_i' = esfuerzo admisible modificado para la solicitación i

Los coeficientes de modificación de aplicación general se indican en los numerales siguientes; los que dependen de la clase de solicitación se estipulan en las secciones del Capítulo G.12 correspondientes.

G.12.7.6 — **POR DURACIÓN DE LA CARGA** (C_D) — Se considera que la duración normal de una carga son 10 años, cuando un elemento estructural está sometido a duraciones de carga diferentes, se debe multiplicar los valores de la tabla G12.7-1 por los valores de la tabla G.12.7-4

Tabla G.12.7-4
Coeficientes de modificación por duración de carga

Duración de carga	Flexión	Tracción	Compresión ∥	Compresión ⊥	Corte	Carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.9	0.9	0.90	Muerta
Diez años	1.00	1.00	1.0	0.9	1.00	Viva
Dos meses	1.15	1.15	1.15	0.9	1.15	Construcción
7 dias	1.25	1.25	1.25	0.9	1.25	
Diez minutos	1.60	1.60	1.6	0.9	1.60	Viento y Sismo
impacto	2.00	2.00	2.0	0.9	2.00	Impacto

Los incrementos anteriores no son acumulables. Cuando hay combinación de cargas, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse para la condición más desfavorable.

G.12.7.7 — **POR CONTENIDO DE HUMEDAD** (C_m) — La guadua al igual que la madera pierde resistencia y rigidez, a medida que aumenta su contenido de humedad. Los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad reportados en las tablas G.12.7-1 y G.12.7-2 fueron calculados para un contenido de humedad de la guadua de CH=12%. Si las condiciones medioambientales en el sitio de construcción hacen variar el contenido de humedad de la guadua por encima del 12%, se deben ajustar los valores de las tablas G.12.7-1 y G.12.7-2, multiplicándolos por los valores de la tabla G.12.7-5

Tabla G.12.7-5
Coeficientes de modificación por contenido de humedad (C_m)

Esfuerzos		CH ≤ 12%	CH = 13%	CH = 14%	CH = 15%	CH = 16%	CH = 17%	CH = 18%	CH ≥ 19%
Flexión	F_b	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Tracción	F_t	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Compresión paralela	F_c	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70
Compresión perpendicular	F_p	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Corte	F_v	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.80
Modulo de elasticidad	$E_{0.5}$ / $E_{0.05}$ / E_{min}	1.0	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90

La guadua una vez ha sido cosechada tiende a secarse hasta alcanzar un contenido de humedad de equilibrio con el sitio en donde se encuentra. Si el secado es mecánico y se logra bajar el contenido de humedad de la guadua por debajo del 12%, esta podrá ganar humedad si el sitio final de la edificación tiene una humedad relativa del ambiente muy alta acompañada de una temperatura baja.

En la tabla G-D.1 del apéndice G-D del presente Titulo se muestran los contenidos de humedad de equilibrio para algunas de las principales ciudades de Colombia.

G.12.7.8 — **POR TEMPERATURA** (C_t) — Cuando los elementos estructurales de guadua estén sometidos a altas temperaturas, los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad de las tablas G.12.7-1 y G.12.7-2 respectivamente, deben ser multiplicados por los valores de la tabla G.12.7-6, para la condición de temperatura a la cual estén expuestos.

Tabla G.12.7-6.
Coeficientes de modificación por temperatura (C_t)

Esfuerzos		Condiciones de servicio	(C_t)		
			$T \le 37°C$	$37°C \le T \le 52°C$	$52°C \le T \le 65°C$
Flexión	F_b	Húmedo	1.0	0.60	0.40
		Seco		0.85	0.60
Tracción	F_t	Húmedo		0.85	0.80
		Seco		0.90	
Compresión paralela	F_c	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Compresión perpendicular	F_p	Húmedo		0.80	0.50
		Seco		0.90	0.70
Corte	F_v	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Modulo de elasticidad	E	Húmedo		0.80	0.80
		Seco		0.90	

G.12.7.9 — **POR ACCIÓN CONJUNTA** (C_r) — Los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 10% cuando exista una acción de conjunto garantizada de cuatro o más elementos de igual rigidez, como en el caso de viguetas y pies derechos en entramados $(C_r = 1.1)$, siempre y cuando la separación entre elementos no sea superior a 0.6 m

G.12.8 — DISEÑO DE ELEMENTO SOMETIDOS A FLEXIÓN

G.12.8.1 — El diseño de elementos a flexión en guadua rolliza seguirá los mismos procedimientos básicos usados en el diseño de vigas de otros materiales estructurales. Debido a que la guadua angustifolia kunth presenta una relación **MOR/MOE** muy alta, lo que la convierte en un material muy flexible, el análisis a flexión estará regido por el control de las deflexiones admisibles, salvo en algunas excepciones, no obstante, siempre se debe comprobar la resistencia a la flexión, corte y aplastamiento.

G.12.8.2 — En el diseño de miembros o elementos de guadua sometidos a flexión se deben verificar los siguientes efectos y en ningún caso pueden sobrepasar los esfuerzos admisibles modificados para cada solicitación.

(a) Deflexiones
(b) Flexión, incluyendo estabilidad lateral en vigas compuestas.
(c) Cortante paralelo a la fibra.
(d) Aplastamiento (compresión perpendicular a la fibra)

G.12.8.3 — Se debe garantizar que los apoyos de un elemento de guadua rolliza sometido a flexión no fallen por aplastamiento (compresión perpendicular), en la medida de lo posible estos deben terminar en nudos, si esto no ocurre o los nudos no proveen la suficiente resistencia, se deben rellenar los entrenudos (cañutos) de los apoyos con mortero de cemento.

G.12.8.4 — Cuando exista una carga concentrada sobre un elemento, ésta debe estar aplicada sobre un nudo; en todo caso se deben tomar las medidas necesarias para evitar una falla por corte paralelo a la fibra, y/o aplastamiento en el punto de aplicación. En estos casos se recomienda rellenar los entrenudos adyacentes a la carga con mortero de cemento.

G.12.8.5 — Cuando en la construcción de vigas se utiliza más de un culmo (vigas de sección compuesta), estos deben estar unidos entre sí con pernos o varilla roscada y cintas metálicas (zunchos), que garanticen el trabajo en conjunto. Estos conectores deben diseñarse para resistir las fuerzas que se generan en la unión.

G.12.8.6 — **PERFORACIONES** — Debe evitarse practicar perforaciones en las vigas; de requerirse, deben encontrarse consignadas en los planos y cumplir con las siguientes limitaciones:

G.12.8.6.1 — No son permitidas perforaciones a la altura del eje neutro en secciones donde se tengan cargas puntuales o cerca de los apoyos.

G.12.8.6.2 — En casos diferentes al anterior, las perforaciones deben localizarse a la altura del eje neutro y en ningún caso serán permitidas en la zona de tensión de los elementos.

G.12.8.6.3 — El tamaño máximo de la perforación será de 3.81 mm.

G.12.8.6.4 — En los apoyos y los puntos de aplicación de cargas puntuales se permiten las perforaciones, siempre y cuando estas sean para poder rellenar los entrenudos con mortero de cemento.

G.12.8.7 — **ÁREA NETA** — El área de la sección transversal constituida por un (1) solo culmo será calculada con la siguiente ecuación:

$$A = \frac{\pi}{4}\left(D_c^2 - (D_c - 2t)^2\right) \qquad \text{(G.12.8-1)}$$

Donde:

A = área neta de la sección transversal de guadua, mm^2
D_c = diámetro exterior de la guadua, mm
t = espesor de la pared de la guadua, mm

En el proceso de construcción de la estructura se deben respetar los parámetros de diseño en especial los referentes al diámetro exterior y el espesor mínimo de pared, los elementos utilizado en obra debe tener mínimo las mismas medidas del diseño en su parte superior (parte más estrecha de la guadua)

G.12.8.8 — **LUZ DE DISEÑO** — La luz de diseño considerada para vigas con apoyo simple, o en voladizo, será la luz libre entre caras de soporte más la mitad de la longitud del apoyo en cada extremo. En el caso de vigas continuas la luz de diseño considerada será la distancia centro a centro de apoyos.

G.12.8.9 — **DEFLEXIONES**

G.12.8.9.1 — La guadua angustifolia kunth presenta una relación **MOR/MOE** muy alta, lo que obliga a que el diseño de elementos a flexión este regido por las deflexiones admisibles. En este subcapítulo se establecen los requisitos y limitaciones de las deflexiones admisibles, obtención de la sección requerida y deflexiones inmediatas y diferidas.

G.12.8.9.2 — Las deflexiones en elementos de guadua se deben calcular de acuerdo a las formulas de la teoría elástica tradicional, se debe considerar la deflexión producida por la flexión y si el caso de análisis lo amerita se debe realizar una corrección del modulo de elasticidad $E'_{0.5}$ por cortante (G).

G.12.8.9.3 — Para el cálculo de la deflexión en vigas simplemente apoyadas se utilizaran las formulas de la tabla G.12.8-1

Tabla G.12.8-1
Formulas para el cálculo de deflexiones

Condición de carga	Deflexión
Carga Puntual en el centro de la luz	$\Delta = \frac{Pl^3}{48EI}K$ (G.12.8-2)
Carga distribuida	$\Delta = \frac{5}{384}\frac{\omega l^4}{EI}K$ (G.12.8-3)

Para otras condiciones de carga se deben utilizar las formulas de la teoría de la elasticidad. En las formulas de la tabla G.12.8-1, K corresponde a un factor tabulado de deflexión el cual se puede obtener en la tabla G.12.8-2

G.12.8.9.4 — Las deflexiones admisibles estarán limitadas a los valores de la tabla G.12.8-2

Tabla G.12.8-2
Deflexiones admisibles δ (mm), nota3

Condición de servicio	Cargas vivas (l/k)	Viento o Granizo (l/k)	Cargas totales (l/k) Nota 2
Elementos de techo / Cubiertas			
Cubiertas inclinadas			
Cielo rasos de pañete o yeso	l/360	l/360	l/240
Otros cielo rasos	l/240	l/240	l/180
Sin cielo raso	l/240	l/240	l/180
Techos planos	Nota 1	Nota 1	l/300
Techos industriales	-	-	l/200
Entrepisos			
Elementos de entrepiso	l/360	-	l/240
Entrepisos rígidos	-	-	l/360
Muros exteriores			
Con acabados frágiles	-	l/240	-
Con acabados flexibles	-	l/120	-

Notas:
1. Dependiendo del tipo de cielo raso
2. Por evaluación de cargas totales, a largo plazo estas no deben invertir pendientes de drenaje en techos.
3. Considerando únicamente la deflexión inicial G.12.8.9.7

G.12.8.9.5 — Las deflexiones de vigas, viguetas, entablados, pies derechos, se calcularán con el módulo de elasticidad promedio $E'_{0.5}$, no obstante, si las condiciones de servicio son severas o el nivel de seguridad requerido es muy alto, se podrá utilizar el módulo de elasticidad del percentil 0.05, $E'_{0.05}$, o el modulo de elasticidad mínimo, E_{mn}, en todo caso la escogencia del modulo dependerá del criterio del ingeniero diseñador estructural.

G.12.8.9.6 — **EFECTO DEL CORTANTE** — Para los elementos con relación de $l/D_e \leq 15$, se debe realizar una corrección por cortante (C_c), en la tabla G.12.8-3 se relacionan los valores de C_c para el modulo de elasticidad promedio $E_{0.5}$.

Tabla G.12.8-3
Valores de C_c

l/D_e	C_c
5	0.70
7	0.75
9	0.81
11	0.86
13	0.91
15	0.93

Nota: La guadua angustifolia kunth tiene una relación de $E/G = 28$

G.12.8.9.7 — **CARGAS PARA CÁLCULO DE SECCIÓN Y DEFLEXIONES** — Para efecto de calcular la sección transversal mínima requerida y solo para ese caso, se debe igualar la deflexión calculada con las cargas de la tabla G.12.8-4, con la deflexión admisible de la tabla G.12.8-2 y determinar el momento de inercia I requerido. Igualmente en la tabla G.12.8-4 se presentan las combinaciones de carga para el cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas a 30 años

Tabla G.12.8-4
Cargas w para cálculo de sección y deflexiones

Condición	CH ≤ 19% t ≤ 37°C Clima constante	CH ≥ 19% t ≤ 37°C Clima variable
Calculo de sección (w)	2.0 D + L	2.0 D + L
Deflexiones inmediatas (W_{-i})	D + L	D + L
Deflexiones diferidas (W_{-f})	2.8 D + 1.3 L	3.8 D + 1.4 L

G.12.8.10 — **FLEXIÓN**

G.12.8.10.1 — Los esfuerzos máximos de tensión y compresión producidos por flexión serán calculados para la sección de máximo momento. Estos esfuerzos no deben exceder al máximo esfuerzo admisible por flexión F_b de la tabla G.12.7-1, establecida para los culmos de guadua rolliza, modificado por los coeficientes de duración de carga y redistribución de carga, según el caso.

G.12.8.10.2 — Los coeficientes de modificación particulares para flexión son los que se indican a continuación.

G.12.8.10.3 — **ESTABILIDAD LATERAL Y COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN (C_L)** — En vigas o viguetas conformadas por una sola guadua el coeficiente modificación será $C_L = 1$. Cuando una viga está conformada por dos o más guaduas (viga de sección compuesta), se debe verificar si esta requiere o no de soporte lateral en la zona comprimida. El coeficiente de modificación por estabilidad lateral (C_L), tiene en cuenta la reducción de la capacidad de carga de un elemento sometido a flexión por causa de la inestabilidad lateral o pandeo, que sucede cuando la zona a compresión de una viga se comporta como una columna.

El modulo de sección S, para una guadua se expresa con la siguiente ecuación:

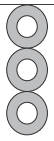
$$S = \frac{\pi\left(D_e^4 - \left[D_e - 2t\right]^4\right)}{32\,D_e} \qquad \text{(G.12.8-5)}$$

En donde:

S = modulo de sección en mm^3
D_e = diámetro promedio exterior del culmo en mm
t = espesor promedio de la pared del culmo en mm

G.12.8.10.9 — Para verificar la resistencia a la flexión de secciones compuestas de 2 o más culmos de guadua, se debe calcular el modulo de sección para cada condición particular. En la tabla G.12.8-6 se presentan algunos módulos de sección para secciones compuestas.

Tabla G.12.8-6
Módulos de sección para algunas vigas compuestas

Sección	S (mm^3)
	$\frac{\pi\left(5D_e^4 - 4D_e^2\left[D_e - 2t\right]^2 - \left[D_e - 2t\right]^4\right)}{32D_e}$ (G.12.8-6)
	$\frac{\pi\left(35D_e^4 - 4D_e^2\left[D_e - 2t\right]^2 - \left[D_e - 2t\right]^4\right)}{96D_e}$ (G.12.8-7)

G.12.8.10.10 — Cuando se empleen varios culmos para conformar un elemento a flexión, la inercia del conjunto se calcula como la suma las inercias individuales de cada uno de los culmos $\left(I = \sum I_i\right)$. Si el constructor garantiza un trabajo en conjunto la inercia podrá ser calculada con el teorema de los ejes paralelos:

$$I = \sum\left(A_i d_i^2\right) + \sum I_i \qquad \text{(G.12.8-8)}$$

Donde:

I = inercia de la sección compuesta, en mm^4
A_i = área para el i-esimo culmo, en mm^2
d_i = distancia entre el centroide del conjunto de culmos y el centroide del i-esimo culmo, en mm
I_i = la inercia individual de cada culmo referida a su propio centroide, en mm^4.

G.12.8.10.4 — Cuando una viga de sección compuesta esta soportada en toda la longitud de la zona a compresión y además está restringida en los apoyos a la rotación el coeficiente de modificación por estabilidad lateral será $C_L = 1$.

G.12.8.10.5 — En el caso de vigas de sección compuesta (dos o más guaduas), cuya relación alto (d) ancho (b) sea mayor que $1\left(d/b > 1\right)$, deben incluirse soportes laterales para prevenir el pandeo o la rotación

Figura G.12.8-1 — Ejemplo de sección compuesta

G.12.8.10.6 — **ESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS COMPUESTAS** — Para vigas de sección compuesta por dos o más guaduas se debe reducir el esfuerzo admisible a flexión (F_b), por el valor de C_L de la tabla G.12.8-5

Tabla G.12.8-5
Coeficientes C_L para diferentes relaciones d/b

d/b	C_L
1	1.00
2	0.98
3	0.95
4	0.91
5	0.87

G.12.8.10.7 — **ESTABILIDAD LATERAL** — En vigas compuestas por más de una guadua y cuya altura sea mayor que su ancho debe investigarse la necesidad de proveer soporte lateral a la zona comprimida del elemento, según las siguientes recomendaciones:

(a) Si $d/b = 2$ no se requerirá soporte lateral
(b) Si $d/b = 3$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos.
(c) Si $d/b = 4$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y del borde en compresión mediante correas o viguetas.
(d) Si $d/b = 5$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y proveer soporte continuo del borde en compresión mediante un entablado.

G.12.8.10.8 — **MOMENTO RESISTENTE** — El esfuerzo a flexión actuante (f_b) sobre cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo a flexión admisible (F'_b) modificado por los coeficientes correspondientes, de acuerdo a la formula G.12.8-4

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b \qquad \text{(G.12.8-4)}$$

En donde:

f_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa
M = momento actuante sobre el elemento en N mm
F'_b = esfuerzo admisible modificado, en MPa
S = modulo de sección en mm^3

G.12.8.11 — **CORTANTE**

G.12.8.11.1 — Los esfuerzos máximos de corte serán calculados a una distancia del apoyo igual a la altura (h) del elemento. Para vigas conformadas por una sola guadua dicha altura será igual al diámetro exterior (D_e) de la misma, exceptuando en voladizos donde el esfuerzo máximo de corte será calculado en la cara del apoyo. Para vigas conformadas por 2 la altura (h) corresponde a la altura real del elemento. El máximo esfuerzo cortante debe ser determinado teniendo en cuenta la distribución no uniforme de los esfuerzos en la sección y debe ser inferior al máximo esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras F'_v establecido para los culmos de guadua rolliza tabla G.12.7-1, modificado por los coeficientes a que haya lugar.

G.12.8.11.2 — ***Esfuerzo cortante paralelo a las fibras*** – El esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante (f'_v) sobre cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo cortante paralelo a las fibras admisible (F'_v), modificado por los coeficientes correspondientes, de acuerdo a la formula G.12-.8-9.

$$f_v = \frac{2V}{3A}\left(\frac{3D_e^2 - 4D_e t + 4t^2}{D_e^2 - 2D_e t + 2t^2}\right) \leq F'_v \qquad \text{(G.12.8-9)}$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante, en MPa
A = área de la sección transversal del elemento de guadua rolliza, en mm^2
D_e = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
F'_v = esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa
v = fuerza cortante en la sección considerada, en N

G.12.8.11.3 — **DISTRIBUCIÓN DE CONECTORES EN VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA** — Cuando se construyen vigas con dos o más culmos de guadua se debe garantizar su estabilidad por medio de conectores transversales de acero, que garanticen el trabajo en conjunto. El máximo espaciamiento de los conectores no puede exceder el menor valor de 3 veces el alto de la viga $(3h)$, un cuarto de la luz $(l/4)$ o el resultado de la formula G.12.8-10

$$j = \frac{7 \cdot \ell}{V} \qquad \text{(G.12.8-10)}$$

Donde:

j = espaciamiento entre conectores de vigas compuestas en mm
ℓ = luz de la viga en mm
V = máximo cortante en la viga en kN

G.12.8.11.4 — Todos los cañutos por los que atraviese un conector en vigas de sección compuesta, deben estar rellenos de mortero de cemento véase la figura G.12.8-2. El primer conector se debe ubicar a una distancia igual a 50mm, medidos desde la cara del apoyo.

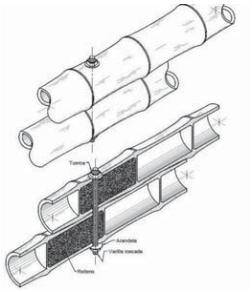


Figura G.12.8-2 - Detalle conectores secciones compuestas

G.12.8.12 — **APLASTAMIENTO**

G.12.8.12.1 — Los esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (f_p), deben verificarse especialmente en los apoyos y lugares en los que haya cargas concentradas en áreas pequeñas. El esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras actuante no debe exceder al esfuerzo admisible de compresión perpendicular modificado por los coeficientes a que haya lugar.

G.12.8.12.2 — El esfuerzo a compresión perpendicular a la fibra actuante se calcula con la formula G.12.8-11

$$f_p = \frac{3RD_c}{2t^2 l} \le F'_p \qquad \text{(G.12.8-11)}$$

En donde:

F'_p = esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa
f_p = esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, en MPa
D_c = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
l = longitud de apoyo, en mm
R = Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras, en N

G.12.8.12.3 — Todos los cañutos que estén sometidos a esfuerzos de compresión perpendicular a la fibra, deben estar rellenos de mortero de cemento, en el caso en que esto no se cumpla el valor del esfuerzo admisible F'_p se debe reducir a la 4 parte $(F'_p/4)$.

G.12.9 — DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FUERZA AXIAL

G.12.9.1 — **GENERAL** — Los elementos que serán diseñados por fuerza axial son aquellos solicitados en la misma dirección que el eje longitudinal que pasa por el centroide de su sección transversal.

G.12.9.1.1 — ***Elementos solicitados a tensión axial*** — El esfuerzo de tensión axial actuante (f_t) para cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo admisible a tensión axial (F'_t) modificado por los coeficientes de modificación correspondientes, de acuerdo a la formula G.12.9-1

$$f_t = \frac{T}{A_n} \le F'_t \qquad \text{(G.12.9-1)}$$

En donde:

f_t = esfuerzo a tensión actuante, en MPa
T = fuerza de tensión axial aplicada, en N
F'_t = esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa
A_n = área neta del elemento, en mm^2

G.12.9.1.2 — Todos los elementos que están solicitados por tensión axial y momento flector deben ser diseñados de acuerdo con lo estipulado en G.12.10.

G.12.9.1.3 — ***Tensión perpendicular a la fibra*** — En lo posible se deben evitar los diseños, en los cuales los elementos estructurales de guadua angustifolia estén sometidos a esfuerzos de tensión perpendicular a la fibra debido a su baja resistencia en esta solicitación, no obstante, si se presentan estos esfuerzos se debe garantizar la resistencia del elemento proporcionando refuerzo en la zona comprometida, a través de zunchos metálicos o platinas.

G.12.9.2 — ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN AXIAL

G.12.9.2.1 — ***Longitud efectiva*** — La longitud efectiva es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos. La longitud efectiva de una columna puede calcularse con la formula G.12.9-2.

$$\ell_e = \ell_u k \qquad \text{(G.12.9-2)}$$

Donde:

ℓ_u = longitud no soportada lateralmente del elemento, en mm
k = coeficiente de longitud efectiva, según las restricciones en los apoyos tabla G.12.9-1
ℓ_e = longitud efectiva, en mm

Tabla G. 12.9-1
Coeficiente de longitud efectiva (*)

Condición de los apoyos	k
Ambos extremos articulados (Ambos extremos del elemento deben estar restringidos al desplazamiento perpendicular a su eje longitudinal)	1.0
Un extremo con restricción a la rotación y al desplazamiento y el otro libre	2.1

* Cuando se justifique apropiadamente, se pueden utilizar valores de k de la tabla G.4.3-1

G.12.9.2.2 — ***Esbeltez*** — En columnas constituidas por un culmo de guadua, la medida de esbeltez está dada por la formula G.12-9-3

$$\lambda = \frac{l_e}{r} \qquad \text{(G.12.9-3)}$$

En donde:

λ = relación esbeltez del elemento

l_e = longitud efectiva del elemento, en mm
r = radio de giro de la sección, en mm

G.12.9.2.3 — El radio de giro de la sección constituido por un (1) solo culmo será calculado con la siguiente ecuación:

$$r = \frac{\sqrt{\left(D_c^2 + \left(D_c - 2t\right)^2\right)}}{4} \qquad \text{(G.12.9-4)}$$

En donde:

D_c = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm
r = radio de giro de la sección

G.12.9.2.4 — ***Elementos constituidos por dos (2) o más culmos*** — En el diseño de elementos solicitados a compresión constituidos por dos (2) o más culmos la medida de esbeltez será calculada usando la ecuación G.12-9-3, con el radio de giro r calculado con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \text{(G.12.9-5)}$$

En donde:

I = inercia de la sección calculada de acuerdo con el numeral G.12.9.2.5, en mm^4
A = área de la sección transversal, en mm^2
r = Radio de giro de la sección

G.12.9.2.5 — Cuando se empleen varios culmos para conformar un elemento a compresión, la inercia del conjunto se calcula como la suma las inercias individuales de cada uno de los culmos $\left(I = \sum I_i\right)$. Si el constructor garantiza un trabajo en conjunto la inercia podrá ser calculada con las siguientes expresiones:

(a) Para elementos en compresión tipo celosía, la inercia será calculada como $I = \sum\left(A_i d_i^2\right)$, siendo A_i el área para el i-esimo culmo y d_i la distancia entre el centroide del conjunto de culmos y el centroide del i-esimo culmo.

(b) Para elementos en compresión unidos en toda su longitud, la inercia será calculada como $I = \sum\left(A_i d_i^2\right) + \sum I_i$, siendo I_i la inercia individual de cada culmo referida a su propio centroide.

G.12.9.2.6 — ***Clasificación de columnas*** — Según su relación de esbeltez, las columnas de guadua rolliza se clasifican en cortas, intermedias o largas.

Tabla G.12.9-2
Clasificación de Columnas por esbeltez

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < C_k$
Larga	$C_k < \lambda < 150$

La esbeltez C_k es el límite entre las columnas intermedias y las columnas largas y esta dado por la siguiente formula.

$$C_k = 2.565\sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}} \qquad \text{(G.12.9-6)}$$

Donde

F'_c = esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, modificado, en MPa
$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad percentil 5, en MPa

Bajo ninguna circunstancia es aceptable trabajar con elementos de columna que tengan esbeltez mayor de 150.

G.12.9.2.7 — ***Esfuerzos máximos***

G.12.9.2.7.1 — ***Columnas cortas*** $(\lambda < 30)$ — El esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua rolliza en columnas cortas, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la ecuación G.12.9-7

$$f_c = \frac{N}{A_n} \le F'_c \qquad \text{(G.12.9-7)}$$

Donde

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa
N = fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N
A_n = área neta de la sección transversal, en mm^2
F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

G.12.9.2.7.2 — ***Columnas intermedias*** $(30 < \lambda < C_k)$ — El esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua rolliza en columnas intermedias, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la ecuación G.12.9-8

$$f_c = \frac{N}{A_n\left(1 - \frac{2}{5}\left[\frac{\lambda}{C_k}\right]^2\right)} \le F'_c \qquad \text{(G.12.9-8)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa
N = fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N
A_n = área neta de la sección transversal, en mm^2
F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa
λ = esbeltez, formula G.12.9-3
C_k = esbeltez que marca el límite entre columnas intermedias y largas, formula G.12.9-6

G.12.9.2.7.3 — ***Columnas largas*** $(C_k < \lambda < 150)$ — El esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua rolliza en columnas largas, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la ecuación G.12.9-9

$$f_c = 3.3\frac{E_{0.05}}{\lambda^2} \le F'_c \qquad \text{(G.12.9-9)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa
F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa
λ = esbeltez, formula G.12.9-3
$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad del percentil 5, en MPa

No se permiten columnas con esbeltez superior a 150

G.12.9.2.8 — Todos los elementos que además de estar solicitados por compresión axial se encuentran solicitados por momento flector deben ser diseñados de acuerdo a lo estipulados en G.12.10

G.12.10 — DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

G.12.10.1 — **ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN CON TENSIÓN AXIAL** — Los elementos de la estructura que se encuentren sometidos simultáneamente a fuerzas de tensión axial y flexión deben ser diseñados para cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \le 1.0 \qquad \text{(G.12.10-1)}$$

Donde:

f_t = esfuerzo a tensión actuante, en MPa
F'_t = esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa
F_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa
F'_b = esfuerzo a flexión admisible modificado, en MPa

G.12.10.2 — **ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXO-COMPRESIÓN** — Los elementos de la estructura que se encuentren sometidos simultáneamente a fuerzas de compresión y flexión deben ser diseñados para cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{k_m f_b}{F'_b} \le 1.0 \qquad \text{(G.12.10-2)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa
F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa
f_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa
F'_b = esfuerzo a flexión admisible modificado, en MPa
K_m = coeficiente de magnificación de momentos, calculado con la formula G.12.10-3:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5\left(N_a / N_{cr}\right)} \qquad \text{(G.12.10-3)}$$

Donde:

K_m = coeficiente de magnificación de momentos

N_a = carga de compresión actuante, en N
N_{cr} = carga critica de Euler, calculada con la formula G.12.10-4

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{\ell_e^2} \qquad \text{(G.12.10-4)}$$

Donde:

N_{cr} = carga critica de Euler, en N
$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad del percentil 5, en MPa
I = momento de inercia de la sección, en mm^4
ℓ_e = longitud efectiva del elemento, en mm

G.12.11 — UNIONES

G.12.11.1 — **GENERALIDADES** — Estas disposiciones son aplicables a las uniones contenidas en la NTC 5407 "Uniones de estructuras con Guadua Angustifolia Kunth". Todo elemento constituyente de una unión debe diseñarse para que no falle por tensión perpendicular a la fibra y corte paralelo a la fibra. En el caso de usar cortes especiales en la guadua se deben tomar las medidas necesarias para evitar que estos induzcan la falla de la unión.

G.12.11.1.1 — En ningún caso se permitirán uniones clavadas, ya que los clavos inducen grietas longitudinales debido a la disposición de las fibras de la guadua.

G.12.11.2 — **TIPOS DE CORTES** — Los tres tipos de cortes más utilizados para la fabricación de uniones con elementos de guadua, son: corte recto, corte boca de pescado y corte pico de flauta.

G.12.11.2.1 — ***Corte recto*** — Corte plano perpendicular al eje de la guadua

Figura G.12.11-1 - Corte Recto

G.12.11.2.2 — ***Corte boca de pescado*** — Corte cóncavo transversal al eje de la guadua, generalmente se utiliza para acoplar dos elementos de guadua.

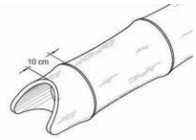


Figura G.12.11-2 - Corte Boca de pescado

G.12.11.2.3 — ***Corte pico de flauta*** — Este corte se utiliza para acoplar guaduas que llegan en ángulos diferentes a 0° y 90°, se puede hacer como una boca de pescado inclinado o con dos cortes rectos.

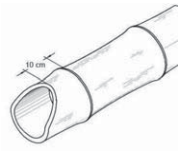


Figura G.12.11-3 - Corte Pico de flauta

G.12.11.3 — **UNIONES EMPERNADAS** — Estas disposiciones son aplicables a uniones empernadas de dos o más elementos de guadua o a uniones de elementos de guadua con platinas metálicas o para la fijación de guadua a elementos de concreto por medio de platinas y anclas. Las uniones empernadas se utilizan generalmente cuando las solicitudes sobre una conexión son relativamente grandes, requiriendo por lo tanto el uso de pernos, normalmente acompañados de platinas de acero.

G.12.11.3.1 — Los pernos y platinas usados en las conexiones empernadas deben ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor de 240 MPa; el diámetro mínimo permitido para los pernos es de 9.5 mm (#3) y el espesor mínimo de las pletinas será de 4.8 mm. (3/16"), Todos los elementos metálicos de las uniones deben ser diseñados según lo estipulado por el Titulo F de la presente norma.

G.12.11.3.2 — Las perforaciones hechas para la colocación de un perno deben estar bien alineadas respecto al eje del mismo y tener un diámetro mayor al diámetro del perno de 1.5mm. (1/16"). Las perforaciones hechas para el relleno de los entrenudos deben tener un diámetro máximo de 26mm, y deben ser debidamente tapadas con el mismo mortero de relleno, para que se garantice la continuidad estructural del elemento. En caso de una unión empernada longitudinalmente respecto al eje de la guadua, se debe garantizar que no se presente la falla de los tabiques involucrados en la conexión.

G.12.11.3.3 — Todos los pernos y demás elementos metálicos de la unión deben estar diseñados de acuerdo a los requisitos estipulados en el Titulo F de la presente norma y en el caso en que la unión sea entre un elemento de guadua y otro de concreto, la longitud e anclaje debe ser tal que cumpla con las exigencias del Titulo C de la misma norma. Todos los elementos metálicos usados en uniones empernadas que estarán expuestas a condiciones ambientales desfavorables deben tener algún tipo de tratamiento anticorrosivo.

G.12.11.3.4 — Es permitido el uso de abrazaderas o zunchos metálicos dentro del diseño de las conexiones, siempre y cuando se tomen las precauciones pertinentes para evitar el aplastamiento y la falla por compresión perpendicular a la fibra en elementos individuales, así como la separación y el deslizamiento entre elementos conectados.

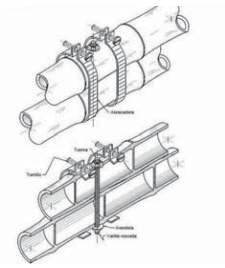


Figura G.12.11-4 - Zunchos

G.12.11.3.5 — En el caso de uniones en las cuales los culmos de guadua estén sometidos a cargas de aplastamiento, se hace necesario rellenar los entrenudos adyacentes a la unión y por donde pasen pernos con una mezcla de mortero de cemento en relación 1 a 3, preferiblemente con un aditivo plastificante que garantice la fluidez de la mezcla. El mortero usado para relleno de entrenudos debe ser tipo M o S, de acuerdo a la clasificación de morteros estipulada en el Titulo D de la presente Norma.

G.12.11.3.6 — En toda unión empernada que carezca de platinas, se deben utilizar arandelas metálicas entre la tuerca y la guadua o entre la cabeza del perno y la guadua, de acuerdo con la tabla G.12.11-1.

Tabla G.12.11-1
Dimensiones mínimas de arandelas para uniones empernadas

Diámetro del perno (mm)	9.5	12.7	15.9
Espesor de la arandela (mm)	4	5	6
Diámetro externo arandelas (mm)	45	50	65

G.12.11.3.7 — Todos los elementos metálicos utilizados en uniones empernadas, construidas con elementos de guadua húmeda $(CH > 30\%)$, o sometidos a ambientes húmedos o con alto contenido de salinidad deben tener un tratamiento anticorrosivo.

G.12.11.3.8 — Las cargas admisibles para uniones empernadas sometidas a cizallamiento doble se determinarán a partir de los valores P, Q y T dados en la tabla G.12.11-2, en función del diámetro exterior de la guadua (D_c) y del diámetro del perno (d).

Los valores de P indicados serán utilizados cuando la fuerza en la unión sea paralela a las fibras, tanto del elemento central como de los elementos laterales si los hubiese.

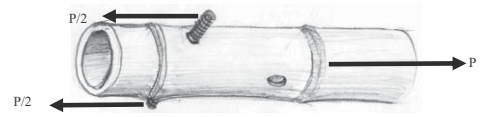


Figura G.12.11-5

Carga P

Las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela a las fibras del elemento central pero perpendicular a las fibras de los elementos laterales, o viceversa, se indican como **Q** , siempre y cuando el elemento central y los elementos laterales se encuentren en planos paralelos.

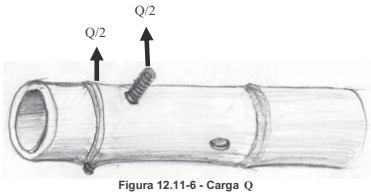


Figura 12.11-6 - Carga Q

Las cargas admisibles cuando la fuerza es perpendicular a las fibras de uno de los elementos y paralela a las fibras en el otro se indican como **T** , siempre y cuando los elementos de guadua estén en el mismo plano.

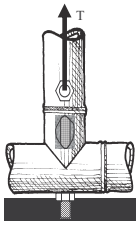


Figura G.12.11-7 - Carga T

Las cargas admisibles **P** y **Q** corresponden a dos situaciones límites. Si la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo a con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible se determinará mediante la ecuación de Hankison:

$$N = \frac{PQ}{P\,\mathrm{sen}^2\alpha + Q\cos^2\alpha} \qquad \text{(G.12.11-1)}$$

G.12.11.3.9 — Los valores de la tabla G.12.16, corresponden a uniones con un solo entrenudo entre el perno y el extremo del elemento. Si hay dos o más entrenudos entre el perno y el extremo del elemento, los valores de la tabla G.12.11-2 se podrán incrementar en un 30%, es decir el coeficiente de modificación por este concepto es de 1.3. Los valores de **Q** y **T** no se pueden modificar.

G.12.11.3.10 — Las cargas admisibles dadas en la tabla G.12.11-2 son representativas de guaduas con un contenido de humedad inferior al 19% y que se mantendrán secas durante su tiempo de servicio. En conexiones de 4 o más miembros cada plano de corte será evaluado como una conexión de cizallamiento simple. El valor de la conexión se calculará con el valor nominal más bajo así obtenido, multiplicado por el número de planos de corte.

Tabla G.12.11-2
Cargas admisibles para uniones empernadas con doble cizallamiento

Perno	De (mm)	P (N)	Q (N)	T (N)
#3	80	7212	2885	2000
	90	8008	3203	2100
	100	8804	3522	2200
	110	9601	3840	2300
	115	10041	4016	2400
	120	10481	4193	2500
	125	10922	4369	2600
	130	11362	4545	2700
	135	11802	4721	2800
	140	12242	4897	2900
	150	13039	5216	3000
#4	80	9710	3884	2000
	90	9916	3966	2100
	100	10943	4377	2200
	110	11970	4788	2300
	115	12521	5009	2400
	120	13072	5229	2500
	125	13623	5449	2600
	130	14174	5670	2700
	135	14725	5890	2800
	140	15276	6110	2900
	150	16303	6521	3000
#5	80	11540	4616	2000
	90	12806	5122	2100
	100	13250	5300	2200
	110	14515	5806	2300
	115	15185	6074	2400
	120	15855	6342	2500
	125	16525	6610	2600
	130	17195	6878	2700
	135	17865	7146	2800
	140	18535	7414	2900
	150	19800	7920	3000

G.12.11.3.11 — Las cargas admisibles de la tabla G.12.11-2 corresponden a uniones con un solo perno. Cuando una unión requiera más de dos pernos en línea paralela a la dirección de la carga, la carga admisible de la unión se obtendrá multiplicando los valores admisibles por perno obtenidos de dicha tabla, por el número de pernos y por un coeficiente de reducción por grupo, C_g , de acuerdo a la tabla G.12.11-3

Tabla G.12.11-3
Coeficiente de reducción por grupo C_g

Clase de unión	Numero de pernos				
	2	3	4	5	6
Uniones con elementos de guadua	1.0	0.97	0.93	0.89	0.82
Uniones con elementos de acero	1.0	0.98	0.95	0.92	0.90

El coeficiente de reducción por grupo solo puede aplicarse a la carga **P** , la carga **Q** y **T** no se pueden modificar.

G.12.11.3.12 — Si se utilizan arandelas de forma cóncava que permitan una mejor distribución de la carga en las paredes de la guadua y siempre y cando los cañutos donde estas estén ubicadas estén rellenos de mortero de cemento se podrán incrementar las cargas de la tabla G.12.16 en un 25%, los valores de **Q** no se pueden incrementar.

G.12.11.3.13 — El espaciamiento entre los pernos no debe ser inferior a 150 mm ni superior a 250 mm, en todo caso debe existir un entrenudo entre cada perno. La distancia desde el perno hasta el extremo libre del elemento debe ser superior a 150 mm en uniones sometidas a tracción y 100 mm en uniones sometidas a compresión.

G.12.11.4 — **OTRAS UNIONES** — Se permitirán otros tipos de uniones, siempre y cuando estas sean verificadas por un estudio científico con no menos de 30 ensayos, que permita verificar que la capacidad de la unión propuesta es equivalente o superior a las expuestas en la presente norma.

G.12.12 — PREPARACIÓN, FABRICACIÓN, CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO

G.12.12.1 — GENERALIDADES — Todas las labores relativas a la preparación del material, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento de estructuras de guadua, debe regirse por las practicas normalmente aceptadas por la ingeniería y la arquitectura y por loe requerimientos de este Reglamento.

G.12.12.2 — PROCESO DE PREPARACIÓN

G.12.12.2.1 — ***Secado de la guadua*** — Toda guadua destinada a la construcción de estructuras debe ser secada hasta un contenido de humedad (CH%), lo más cercano posible al contenido de humedad de equilibrio (CHE) con el medio ambiente de la zona en donde va a quedar instalada.

- **(a)** Como regla general, las guaduas para uso estructural deben estar secas al momento de fabricación por debajo del 19% CH.
- **(b)** El secado natural o al aire se realizara mediante la exposición de la guadua al medio ambiente. Este proceso se debe realizar en patios cubiertos con circulación de aire. Se recomienda que las guaduas se acomoden en tasajeras verticales, de no ser posible se pueden apilar de forma horizontal, pero garantizando que no se presenten curvaturas exageradas en el proceso de secado. Durante el proceso se debe evitar el deterioro del material por la acción del clima, agentes biológicos u otras causas.
- **(c)** Cuando el contenido de humedad requerido es inferior al contenido de humedad de equilibrio del medio ambiente del lugar o cuando se desee guadua seca en el menor tiempo posible, se podrán utilizar métodos artificiales de secado.
- **(d)** Durante el proceso de secado artificial debe garantizarse la integridad de la pieza de guadua, previniendo rajaduras excesivas o aplastamientos.

G.12.12.2.2 — ***Preservación de la guadua*** — Es el proceso mediante al cual se aplica a la guadua un producto químico capaz de protegerla contra el ataque de hongos u insectos.

- **(a)** Cualquier guadua que vaya a ser usada como elemento estructural debe tener como mínimo un tipo tratamiento de los estipulados en la norma NTC 5301.

- **(b)** Si el proceso de preservación se va a realizar por inmersión, se debe garantizar que las perforaciones de los tabique longitudinales no sobre pase 130 mm.
- **(c)** En los procedimientos de aplicación manual debe suministrarse al cliente el catalogo u hoja técnica del producto inmunizante. Durante el proceso de aplicación del persevante se deben seguir todas las normas de seguridad industrial suministradas por el fabricante del producto.
- **(d)** En ningún caso se deben instalar elementos de guadua sin inmunizar.

G.12.12.3 — **FABRICACIÓN**

G.12.12.3.1 — ***Materiales*** — Las guaduas que serán utilizadas como elementos estructurales deben estar libres de insectos y hongos. De igual forma no deben presentar rajaduras que puedan llegar a disminuir su resistencia.

- **(a)** Los culmos usados en la construcción de estructuras deben corresponder a guaduas maduras, es decir que no deben tener una edad inferior de 4 años ni superior a 6 años.
- **(b)** El contenido de humedad de las guaduas usadas para construcción de estructuras no debe sobrepasar el 19%CH ni estar por debajo del 10% CH. Su valor debe ser cercano a la humedad de equilibrio ambiental de la zona donde será instalada (CHE).
- **(c)** Para el lavado de la guadua deben usarse materiales poco abrasivos y procesos adecuados que no deterioren la superficie del material.
- **(d)** Los elementos metálicos usados en uniones que estarán expuestos acondiciones ambientales desfavorables deben ser resistentes a la corrosión o tener algún tipo de tratamiento anticorrosivo.

G.12.12.3.2 — ***Dimensiones*** — Todas las piezas de guadua deben cumplir con las especificaciones de longitudes y secciones mínimas de los planos de diseño.

G.12.12.3.3 — ***Tolerancias*** — Las imperfecciones en el corte, ensamblaje y secciones transversales de piezas de guadua no deben ser mayores al 2% del valor especificado en los planos de los diseños.

G.12.12.3.4 — ***Identificación*** — Todo elemento estructural debe llevar una identificación visible y permanente que coincida con la señalada en los planos de los diseños.

G.12.12.3.5 — ***Transporte y almacenamiento*** — Para el transporte de las guaduas deben emplearse vehículos con la capacidad y dimensiones apropiadas, estos deben estar carpados, garantizando la protección contra la acción directa de la lluvia y los rayos solares. Además, dispondrán de carrocería y estacas de fijación que impidan el movimiento de la carga durante el viaje.

- **(a)** Debe evitarse sobrecargar los miembros estructurales durante el transporte y almacenamiento. El número máximo de culmos apilados uno sobre el otro será de siete (7).
- **(b)** La guadua es un material higroscópico y poroso que absorbe el agua presente en el ambiente en forma de vapor o de líquido. Si la humedad de la guadua se incrementa se hará más vulnerable al ataque biológico, por lo tanto, el almacenamiento de las piezas de guadua debe hacerse en un lugar seco, bajo cubierta, con buena ventilación, y buen drenaje. Preferiblemente deben ser almacenados en posición vertical, aislados del piso sin estar en contacto con material orgánico.
- **(c)** Se evitara que los elementos de guadua sobre salgan de la carrocería del vehículo, de no ser posible, lo elementos deben ser zunchados de manera adecuada. Adicionalmente se deben cumplir con todos los requisitos establecidos para el transporte de carga de la Ley 769 de 2002, Código Nacional de Tránsito Terrestre y sus decretos reglamentarios.

G.12.12.4 — CONSTRUCCIÓN

G.12.12.4.1 — ***Objetivos*** — Esta sección tiene como objetivo dar recomendaciones de construcciones en guadua y fijar requisitos para garantizar el buen comportamiento de las estructuras.

G.12.12.4.2 — ***Limpieza del terreno*** — El terreno debe limpiarse de todo material vegetal y deben realizarse todas las obras de drenaje necesarias para asegurar la menor incidencia de la humedad. Cuando se construyan edificaciones con entrepiso elevado, se deben tomar las medidas necesarias que impidan el crecimiento de vegetación y anidamiento de animales bajo el piso.

G.12.12.4.3 — ***Cimentación*** — Las obras de cimentación deben realizarse de acuerdo con las pautas estructurales y según las características de resistencia del suelo que deben estar establecidas en el estudio de suelos.

G.12.12.4.4 — ***Protección contra la humedad*** — La guadua es un material higroscópico y poroso que absorbe el agua presente en el ambiente en forma de vapor o de líquido. Si la humedad de la guadua se incrementa sus propiedades mecánicas se disminuirán, comenzará a hincharse, trasmitirá con mayor facilidad el calor, la electricidad y se hará más vulnerable al ataque biológico.

(a) Se recomienda que los elementos de guadua nunca estén en contacto directo con el suelo, se deben construir zócalos o pedestales que alejen la guadua del suelo.
(b) No se permiten elementos de guadua expuestos a la intemperie.
(c) Para prevenir el fenómeno de condensación del agua, deben evitarse los espacios poco ventilados. En ambientes que por su uso estén expuestos a vapor, como cocinas y baños, además de buena ventilación, deben protegerse las superficies expuestas con recubrimientos impermeables.

G.12.12.4.5 — ***Protección contra hongos e insectos*** — La guadua en general es susceptible al ataque de hongos e insectos; los primeros atacan guaduas con altos contenidos de humedad, comenzando su acción desde el interior del culmo debido al alto contenido de parénquima, y los insectos, especialmente las termitas, gorgojos y comejenes atacan guaduas desde el momento del corte en el guadual, en busca de nutrientes contenidos en el material. La protección del material contra el ataque de hongos e insectos debe comenzar desde el momento del aprovechamiento en el guadual.

(a) Debe garantizarse que la guadua se almacene en condiciones de humedad mínima y que ha sido tratado con fumigantes durante el apilado.
(b) Bajo ningún motivo deben ser usadas guaduas que presenten muestras de áreas atacadas por hongos ni insectos.
(c) Para evitar el ataque de hongos, el contenido máximo de humedad de las guaduas usadas como elementos estructurales debe ser de 20%.

G.12.12.4.6 — **PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO** — Para el diseño debe tenerse en cuenta que la guadua es un material combustible y que se inflama con facilidad., aunque algunas substancias impregnantes o de recubrimiento pueden acelerar o retardar el proceso, véase Titulo J del presente Reglamento. Las siguientes medidas contribuyen a proteger las estructuras de guadua contra el fuego:

(a) Deben evitarse elementos de calefacción que aumenten peligrosamente la temperatura de los ambientes.
(b) Las paredes y elementos estructurales próximos a fuentes de calor como chimeneas, hornos, estufas, etc. Deben aislarse con materiales incombustibles.
(c) En ningún caso se debe utilizar estructuras en guadua cuando la temperatura a la que estarán sometidas durante toda su vida útil exceda los $65^{\bullet}C$.
(d) Los depósitos destinados para el almacenamiento de combustibles deben localizarse fuera de las edificaciones de guadua y estar rodeados de materiales incombustibles.
(e) Es recomendable limitar el uso de acabados como barnices, lacas, pinturas oleosolubles y cualquier otra sustancia que acelere el desarrollo del fuego.
(f) Las estructuras adyacentes de guadua deben estar separadas como mínimo 1.20 m; caso contrario los elementos deben contar con coberturas de materiales incombustibles con resistencia mínima de 1 hora de exposición. En el caso que dos estructuras estén unidas, el paramento común debe estar separado con un muro cortafuego que debe sobresalir en la parte superior como mínimo 0.50 m y en los extremos 1.00 m, medidos a partir de la parte más sobresaliente de las estructuras colindantes. Este muro debe estar diseñado para continuar estable aun con el colapso de la estructura incendiada.
(g) En las edificaciones de uso comunitario como escuelas, centros de salud, comercio, etc., se deben considerar las siguientes recomendaciones:
- Debe existir un acceso rápido y señalizado a las fuentes más probables de incendio.
- La distribución de extintores, aspersores y mangueras contra incendios debe seguir las recomendaciones dadas por expertos.
- La estructura debe contar con suficientes salidas de emergencia de fácil acceso y claramente señalizadas.

- Deben existir mecanismos automáticos de detección de humo y/o calor.

G.12.12.4.7 — ***Protección contra sismos*** — Con el fin de garantizar que una estructura de guadua tenga un adecuado desempeño ante eventos sísmicos se deben seguir las siguientes recomendaciones:

(a) Las estructuras de guadua deben cumplir con los requisitos establecidos en la presente norma.
(b) El diseño arquitectónico cumpla con los siguientes requisitos de carácter estructural:
- Que todos los elementos de la construcción estén debidamente unidos entre sí la estructura anclada a la cimentación.
- Que la distribución de los muros en planta sea tal que la longitud de estos encada dirección permita resistir los esfuerzos producidos por el sismo.
- Que la cubierta no sea muy pesada con respecto al resto de la estructura.

(c) Las tuberías usadas para las instalaciones de agua y desagües deben estar fijas a la construcción con soportes que eviten la rotura de estos durante los movimientos sísmicos.
(d) Construcciones de uno o más volúmenes deben tener un comportamiento independiente entre ellas
(e) La edificación debe ser lo más regular en planta posible, si se presentan planta irregulares estas se deben dividir en varias plantas regulares, separadas por juntas de dilatación.

G.12.12.4.8 — ***Protección contra viento*** — Todas las estructuras de guadua deben estar diseñadas para resistir solicitaciones provenientes de cargas de viento. Este diseño debe cumplir los requisitos y parámetros establecidos en el Titulo B de la presente norma.

G.12.12.4.9 — ***Montaje***

G.12.12.4.9.1 — ***Objetivo*** — Las recomendaciones dadas en el presente documento para el montaje de estructuras en guadua deben considerarse como mínimas y es permitido que el constructor aplique técnicas derivadas de su experiencia.

G.12.12.4.9.2 — ***Personal*** — La entidad encargada del montaje de la estructura de guadua debe garantizar que los armadores tengan la suficiente experiencia y preparación en construcción de edificaciones con este tipo de material. Estos deben contar con las herramientas y equipamiento de seguridad adecuados.

G.12.12.4.9.3 — ***Planos de montaje*** — Los carpinteros armadores contarán con planos que contengan las indicaciones de ensamblaje y ubicación de los elementos estructurales, arriostramiento definitivo y precauciones especiales.

G.12.12.4.9.4 — ***Suministro por la obra*** — El constructor dará al armador de la estructura los ejes y cotas para el montaje. También debe entregar lista la cimentación y anclajes en la estructura de concreto, suministrará energía eléctrica, andamios, espacio de almacenamiento, campamento, vigilancia y vías de acceso.

G.12.12.4.9.5 — ***Transporte cargue y descargue*** — Las operaciones de cargue y descargue de los elementos de guadua deben evitar daños en los culmos tales como aplastamientos, rajaduras y perforaciones. De igual forma deben evitar sobrecargas que puedan comprometer la resistencia del material.

G.12.12.4.9.6 — ***Almacenamiento*** — Los patios de almacenamiento del material deben estar lo más cerca posible al sitio de montaje y la obra debe contar con un área que permita la manipulación cómoda y segura de los elementos estructurales. Estos patios deben estar protegidos contra la lluvia y humedad.

G.12.12.4.9.7 — ***Anclajes, arriostramiento y empalmes*** — Todos los elementos estructurales deben estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para cumplir con los propósitos de diseño. Los carpinteros armadores deben tener la experiencia suficiente de acuerdo con la calificación establecida por el constructor responsable de la obra.

G.12.12.4.9.7.1 — ***Anclajes*** — El diseñador debe especificar en los planos el tipo de anclaje, sus dimensiones y espaciamiento. Los anclajes a los muros, cimentación o a la estructura de concreto deben construirse de acuerdo con el diseño estructural.

G.12.12.4.9.7.2 — ***Arriostramiento temporal*** — El objetivo del arriostramiento temporal es el de garantizar un adecuado soporte a los elementos estructurales en plano perpendicular, con el fin de mantenerlos en la posición señalada en los planos y que puedan resistir las cargas de viento y sismo durante la construcción. El arriostramiento temporal es responsabilidad del armador de la estructura.

G.12.12.4.9.7.3 — ***Arriostramiento definitivo*** — El diseñador debe especificar en los planos la clase de arriostramiento definitivo, sus dimensiones y ubicación. Estos elementos deben garantizar la estabilidad vertical y horizontal de la estructura. Así como prevenir el pandeo en elementos esbeltos.

G.12.12.4.10 — ***Mantenimiento*** — Toda edificación construida en guadua necesitará revisiones ajustes y reparaciones a lo largo de su vida útil. Estas reparaciones se deben muchas veces a las dilataciones que sufre el material por acomodo a la humedad y temperatura del sitio. Además, se deben ejecutar revisiones periódicas y realizar los arreglos necesarios para garantizar el correcto funcionamiento estructural.

(a) Todos los elementos de guadua que se hayan desajustado por contracciones del material, deben ser reajustados.
(b) Si algún elemento de la estructura presenta rotura, aplastamiento, deformación excesiva o podredumbre se debe dar aviso inmediato al constructor, para que éste haga el reemplazo de la pieza.
(c) Se deben hacer revisiones periódicas para verificar si el material está siendo atacado por algún agente biológico.
(d) Verificar la integridad de las instalaciones eléctricas, de suministro de agua y sanitarias. De igual forma en las estructuras donde existan sistemas especiales de protección contra incendios, se debe realizar una revisión periódica para verificar su correcto funcionamiento.

Notas

APÉNDICE G-A
METODOLOGÍA PARA OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES

G.A.1 — ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD

Los esfuerzos admisibles y los módulos de elasticidad de las tablas G-A-1, G-B-1 a G-B-6, que corresponden a los grupos de maderas ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, y ES6 del Apéndice G-B, fueron obtenidos de acuerdo con los esfuerzos básicos de las referencias R.G.7, y R.G.32 a una humedad CH=12% y reducidos a esfuerzos admisibles de acuerdo a la siguiente metodología:

$$F_i = \frac{FC\,F_d}{FS\,FDC} F_{i0.05}$$

$$F_{i0.05} = \bar{F}_i\left(1 - 1.645 COV_i\right)$$

en donde:

FC = factor de calidad
F_d = factor de altura
FS = factor de seguridad
FDC = factor de duración de carga
F_i = esfuerzo admisible i
$F_{i0.05}$ = esfuerzo 5° percentil i
$\bar{F}_i$ = esfuerzo básico promedio i
$F_R i$ = factor de reducción i
COV_i = coeficiente de variación de esfuerzos

Factores de Reducción

(a) Factor de Calidad (FC) — Obtenido del estudio de PADT-REFOR, 1984, comparación de ensayos de probetas y elementos a dimensión real.
(b) Factor Altura (C_d) — Obtenido de considerar elementos de hasta 300 mm de altura
(c) Factor de Seguridad (FS) — Se consideró un factor de seguridad adecuado a la complejidad de la madera.
(d) Factor de Duración de la Carga $FDC = 1.60$ — Se consideró una reducción de resistencia del 0.625 para 10 años, con respecto al ensayo de 5 minutos.

Determinación del 5° percentil — $E_{0.05}$, $F_{i0.05}$, se determina estadísticamente y corresponde a un valor tal, que se esperan un 5% de valores más bajos en la distribución de esfuerzos.

FR = factor de reducción. Se refiere a $\frac{FC\,F_d}{FS\,FDC}$

Determinación de esfuerzos admisibles F_i — Se determinan a partir del $F_{i0.05}$, esfuerzos en el 5° percentil, multiplicado por el factor de reducción FR .

Determinación del E_{min} — Equivale al $E_{0.05}$, multiplicado por 1.03 para ser llevado a flexión pura y dividido por $FS = 1.66$, como factor de seguridad.

COV_i corresponde al coeficiente de variación estipulado en la norma NTC-301 y que estadísticamente es definido por

$$COV_i = \frac{s}{m}$$

Siendo:

m = promedios del esfuerzo correspondiente
s = desviación estándar

Tabla G-A-1
Factores de Reducción de Módulo de E y esfuerzos F_i

	MOE	Flexión (F_b)	Compresión Paralela (F_c)	Tensión (F_t)	Compresión perpendicular (F_p)	Corte (F_v)
FC		0.80	-	0.64	-	-
F_d		0.90	-	0.84	-	-
FS		2.00	1.6	2.00	1.6	3.0
FDC		1.60	1.6	1.60	-	1.6
FR_i		0.225	0.39	0.16875	0.625	0.2083
Norma NTC – 30I COV_i	0.22	0.16	0.18	0.16	0.28	0.14
$F_{0.05}$		$0.7368F$	$0.7039F_c$	$0.7368F_t$	$0.5394F_p$	$0.7697F_v$
$F_i = F_R i F_{i0.05}$		$0.1660F_b$	$0.2745F_c$	$0.1245F_t$	$0.3371F_p$	$0.1600F_v$
$E_{0.5} = \bar{E}$	$E_{0.5}$			MOE módulo de elasticidad $\bar{E} = E_{0.5}$ módulo de elasticidad longitudinal promedio		
$E_{0.05}$	$0638E_{0.5}$	$E_{0.05} = E_{0.5}\left(1 - 1.645 COV_E\right)$		$E_{0.05}$ módulo de elasticidad longitudinal 5° percentil		
E_{min}	$0.96E_{0.5}$	$E_{min} = E_{0.5}\left(1 - 1.645 COV_E\right)\frac{1.03}{F_s = 1.66}$		E_{min} módulo de elasticidad longitudinal mínimo		

APENDICE G-B
PARÁMETROS DE ESTRUCTURACIÓN DEL REGLAMENTO NSR-10 TÍTULO G

G-B.1 — CLASIFICACIÓN DE MADERAS

G-B.1.1 — Selección de maderas en los grupos E_S , ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6, de acuerdo con los valores de módulo de elasticidad MOE y esfuerzos de 75 maderas estudiadas por el SERVICIO NACIONAL DE APRENDIZAJE –SENA- , Regional Antioquia – Chocó y Universidad Nacional de Colombia y 178 maderas en estudios compilados por el Profesor J. A. Lastra Rivera, U. Distrital; Libro Técnico No. 1 Asociación Colombiana de Ingenieros Forestales - ACIF. Bogotá 1986.

G-B.1.2 — Los valores básicos fueron llevados al quinto percentil y luego reducidos de acuerdo a la metodología explicada en G.2.2.2, para obtener los esfuerzos admisibles que aparecen en los cuadros de clasificación de maderas.

G-B.1.3 — El parámetro principal, módulo de elasticidad MOE , aparece prácticamente en toda la formulación, desde la escogencia de la sección para elementos a flexión, pasando por las deflexiones admisibles e interviniendo en la reducción de los esfuerzos de flexión con el factor C_L factor de estabilidad de vigas , en la reducción de la carga admisible para columnas con el factor C_P factor de estabilidad de columnas y en los esfuerzos combinados en la determinación del esfuerzo crítico de Euler. Este parámetro y el conjunto de esfuerzos reemplazan al anterior parámetro de selección DB densidad básica, que en realidad es un parámetro incierto y si bien da una idea de la resistencia de la madera , como dice Borg Madsen en su texto Structural Behavior of Timber "... la densidad es un pobre indicador de resistencia y no debería ser usado como estimativo de resistencia para madera" página 229, pues conlleva a múltiples errores , ya que la madera puede ser fuerte en determinados parámetros o menos fuerte o débil en otros.

G-B.1.4 — Por el sistema escogido, se garantiza que dentro de los grupos seleccionados todas las maderas presentan características de elasticidad y resistencia superiores a los límites inferiores del grupo.

G-B.1.2 — PARÁMETROS DE LA FORMULACIÓN

G-B.1.2.1 — La columna vertebral de la formulación corresponde a NDS National Design Specification for Wood Construction American Forest and Paper Association and American Wood Council, edición 2005, impresión 2008.

G-B.1.2.2 — Se han tomado conceptos y formulación de la norma Chilena oficial NCH1198.Of2006, Instituto Nacional de Normalización, copia 2007; en lo referente a columnas espaciadas y armadas, en razón a que el sistema puede resultar similar al utilizado en nuestro medio.

G-B.1.2.3 — Igualmente se han tomado conceptos y formulación del Profesor Madsen en lo referente al coeficiente C_F que complementa al establecido por el NDS en cuanto a reducción de esfuerzos por longitud del elemento, así mismo se tomaron conceptos y formulación en lo referente a deflexiones a largo plazo, deducidas por el Profesor Madsen. El concepto de deformabilidad por cargas de aplastamiento se basa en el tipo de ensayo para la deducción del esfuerzo de aplastamiento y que corresponde a la relación entre esfuerzo y deformación en elementos dentro del límite elástico.

G-B.1.2.4 — El concepto de acortamiento por carga de compresión axial se toma de la referencia Formwork for Concrete M. K. Hurd, preparado bajo la Dirección de ACI Committee 347, Año 2004, página 6-44.

G-B.1.2.5 — En resumen es una formulación actualizada, de alto nivel y buen respaldo.

Tabla G-B.1
Maderas Tipo "ES1" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0.5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	DIPTERYX OLEIFERA	CHOIBA	0.850	23 300	29.6	24.6	7.3	2.7	22.2
2	MYROXYLON BALSAMUN	BALSAMO	0.810	19 160	29.9	26.8	7.8	3.2	22.4
3	LICANIA SP.	AMBURE PICHANGILLO	0.766	23 100	32.5	26.0	7.2	2.5	24.4
4	PLTYMISCIUM PINNATUM	GUAYACAN TREBOL	0.780	Nota 1	37.7	34.0	7.4	2.1	28.3
5	PELTOGYNE PORPHYROCORDIA	NAZARENO	0.890	19 900	29.6	26.4	7.1	3.5	22.2
6	ESCHWEILERA PITTIERI	COCO MANTECO	0.744	21 700	31.9	23.4	8.2	2.0	23.8
7	LECYTHIS SP	COCO MONO	0.751	Nota 1	34.0	25.0	7.8	Nota 1	25.5
8	TRIGONIASTRUM SP	MARFIL	0.769	Nota 1	34.2	29.1	9.7	Nota 1	25.7
9	LAGERTROEMIA SP	PUNTE CASCARILLO	Nota 1	19 000	31.2	25.6	7.8	2.3	23.4
10	XYLOPIA SP	YAYA BLANCA	0.763	Nota 1	39.7	31.3	9.0	Nota 1	29.8
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS				18 000	29.5	23.0	6.0	2.0	21.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0.5}$ 18 000
$E_{0.05}$ 13 250
E_{min} 7 130
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Tabla G-B.2
Maderas Tipo "ES2" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0.5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	CLATHROTROPIS BRACHYPETALA	SAPAN	0.820	24 600	33.3	26.8	4.5	2.2	25.0
2	TUBEBUIA SERRATIFOLIA	GUAYACAN POLVILLO	0.920	22 100	29.6	25.1	5.4	2.3	22.2
3	HUMIRIA BALSAMIFERA	OLOROSO	0.680	19 500	28.7	23.7	6.1	2.4	21.5
4	GOUPIA GLABRA	PIAUNDE	O.679	22 100	29.5	25.2	5.4	2.3	22.1
5	HELICOSTYLIS TOMENTOSA	LECHE PERRA	0.714	Nota 1	32.4	27.2	5.1	Nota 1	24.3
6	MANILKARA BIDENTATA	BALATA NISPERILLO	0.870	24 300	31.8	22.5	5.5	2.8	23.9
7	HETEROSTENON VAGELERI	GUAMO ROSADO	0.719	Nota 1	31.9	24.6	5.7	2.1	23.9
8	POUTERIA SP	CAIMO	0.810	21 500	29.0	22.8	4.3	2.2	21.7
9	POUTERIA SP	PUNTE AMARILLO	0.686	Nota 1	28.6	24.7	7.8	Nota 1	21.5
10	ESCHWEILERA SP	TETE CONGO	0.728	24 500	32.8	26.5	4.9	2.2	24.6
11	POUTERIA SP	PIASTE CAIMITO	0.754	25 600	35.2	28.2	5.2	2.0	26.4
12	LICANIA SP	AMBURE CUERO SAPO	0.759	24 100	35.0	26.8	5.2	2.7	26.3
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS			Nota 1	18 000	28.5	22.0	4.3	2.0	20.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0.5}$ 18 000
$E_{0.05}$ 13 250
E_{min} 7 130
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Tabla G-B.3
Maderas Tipo "ES3" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0,5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	HYMENAEA COURMARIL L	ALGARROBO	0.77	16 300	25.2	24.3	3.9	3.2	18.9
2	ASPIDOPERMA DUGANDI STAND	CARRETO	0.77	16 800	29.0	22.4	4.9	3.0	21.8
3	AGONANDRA BRASILIENSIS	CAIMANCILLO	Nota 1	15 300	31.5	22.9	8.2	2.0	23.6
4	ANDIRA SP	CAÑABRAVO	0.657	Nota 1	25.7	20.0	5.1	Nota 1	19.3
5	ANDIRA SP	PALO PALMA	0.630	17 800	23.0	20.3	5.2	1.8	17.2
6	APULEIA SP	MAQUI	0.680	Nota 1	27.4	21.6	5.6	1.7	20.6
7	CONCEVEIBA GUIANENSE	CASACO	0.613	Nota 1	25.2	21.5	5.5	Nota 1	18.9
8	DACRYODES CANALENSIS AUBL	ANIME INCIENSO	0.594	Nota 1	25.6	21.4	6.1	Nota 1	19.2
9	EUGENIA SP	COMITURE	0.754	Nota 1	26.8	25.5	6.6	4.0	20.1
10	DIALIUM GUIANENSE	TAMARINDO	0.880	17 500	31.9	25.3	7.5	3.7	23.9
11	HUMIRIASTRUM COLOMBIANUM	ACEITUNO ROJO	0.690	Nota 1	26.1	23.3	6.0	Nota 1	19.6
12	OCOTEA SP	CASCARILLO	0.655	Nota 1	24.6	21.1	7.0	3.7	18.5
13	ORMOSIA SP	PALMILLO	0.716	20 100	30.8	22.4	5.6	1.7	23.1
14	PIPTADENIA SPECIOSA	GUACAMAYO	Nota 1	14 100	25.0	22.5	7.2	2.1	18.8
15	STERCULIA CARIBAEA	VARA DE INDIO	0.760	22 300	29.9	20.3	4.6	1.7	22.4
16	SWARTZIA SP	GUAMILLO	0.630	14 100	24.7	22.3	5.7	Nota 1	18.5
17	CHLOROPHORA TINCTORIA	DINDE PALO MORA	0.710	15 200	23.4	22.5	3.7	1.7	17.6
18	TERMINALIA SP	AGUAMIEL	0.650	19 200	26.6	20.2	Nota 1	Nota 1	20.0
19	SACOGLOTIS SPROSARA	CHANUL	0.69	18 300	24.4	21.0	3.4	1.8	18.3
20	GOUPIA GLABRA	CHAQUIRO ZAINO	0.691	15 060	21.5	18.2	4.0	Nota 1	16.1
21	PSEUDOLMEDIA SP	LECHEVIVA	0.663	16 700	23.7	20.8	4.6	1.6	17.7
22	MABEA AFF. BIGLANDULOSA	TINGUI -TINGUI	0.570	18 200	24.6	20.3	4.9	1.6	18.5
VALORES DE DISEÑO			Nota 1	14 000	23.0	19.0	3.8	1.6	17.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0,5}$ 14 000
$E_{0,05}$ 11 000
E_{min} 5 500
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Tabla G-B.4
Maderas Tipo "ES4" MPa
CH = 12%

No	Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0,5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	CARINIANA PYRIFORMIS MIERS	ABARCO	0.55	13 200	17.1	14.9	3.7	1.9	12.8
2	CALOPHYLLUM MARIAE	ACEITE MARIA	0.46	16 400	19.6	18.0	2.3	1.5	14.7
3	MORA MEGISTOSPERNA	NATO ALCORNOQUE	0.63	15 500	21.0	16.6	3.2	1.5	15.8
4	TERMINALIA AMAZONIA	GUAYABO PALOPRIETO	0.65	14 000	20.2	17.9	3.5	2.6	15.2
5	MINQUARTIA GUIANENSIS AUBL	PUNTE CANDADO	0.76	17 100	26.3	19.5	2.8	1.6	19.7
6	ASTRONIUM GRAVEOLENS	DIOMATE GUSANERO	0.87	15 300	19.9	20.4	Nota 1	2.3	14.9
7	CALYCOPHYLLUM SPRUCEANUM	GUAYABO COLORADO	0.74	16 200	21.8	18.1	6.2	2.5	16.4
8	CENTROLOBIUM PARAENSE	GUAYACAN HOBO	0.58	15 000	21.7	18.4	3.5	1.9	16.3
9	ANIBA PENIUTILIS	CACHAJO COMINO	0.492	12 500	18.7	17.4	3.6	1.4	14.0
10	CLARISIA RACEMOSA	AJI	0.570	16 600	21.0	17.5	3.1	1.6	15.8
11	CHLOROPHORA TINCTORIA	MORITO	Nota 1	13 500	24.8	23.6	9.3	2.0	18.6
12	DENDROBANGIA SP	CHONTADURILLO	0.620	16 600	19.8	17.0	4.6	1.7	14.9
13	HIERONYMA CHOCOENSIS	CARGAMANTO	0.548	Nota 1	21.3	18.7	3.2	1.6	16.0
14	HIMATANTHUS ARTICULATA	PERILLO BLANCO	0.526	Nota 1	20.1	17.0	4.6	Nota 1	15.1
15	MORA MEGISTOSPERMA	NATO	0.635	15 500	21.0	16.6	3.2	1.5	15.8
16	PIPTADENIA RIGIDA	HEDIONDO	0.630	17 500	23.1	17.8	3.1	1.9	17.3
17	MATISIA SP	SARE	0.572	17 700	21.3	21.5	4.1	1.6	16.0
18	HIERONYMA SP	PANTANO	0.627	12 600	19.0	16.1	4.1	1.9	14.3
19	PROTIUN NEGLECTUM	ANIME	0.640	16 600	24.2	19.4	2.5	2.0	18.0
20	VOCHYSIA SP	PALO SANTILLO	0.680	18 000	27.2	21.4	4.5	1.4	20.4
21	XYLOPIA EMARGINATA	ESCOBILLO	0.590	21 300	27.4	21.2	2.7	1.7	20.5
22	ESCHWEILERA SP	TETE BLANCO	0.580	17 600	24.3	22.0	3.1	1.9	18.2
23	TAPURA SP	BIJO REDONDO	0.560	15 100	20.0	15.3	3.9	1.7	15.0
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS			Nota 1	12 500	17.0	15.0	2.8	1.5	12.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0,5}$ 12 500
$E_{0,05}$ 10 000
E_{min} 5 000
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Tabla G-B.5
Maderas Tipo "ES5" MPa
CH = 12%

No	Nombre Científico	Nombre	DB	$E_{0,5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	CLARISIA RACEMOSA	MORA AJI	0.46	11 400	15.1	14.0	2.7	1.8	11.3
2	PENTACLETHRA MACROLOBA	DORMILÓN	0.43	13 500	16.5	13.4	2.9	1.4	12.4
3	SYMPHONIA GLOBULIFERA	MACHARE	0.58	17 200	24.7	19.7	3.5	1.3	18.5
4	EUCALYPTUS GLOBULUS	EUCALIPTO	0.55	13 800	17.7	12.9	2.7	1.9	13.3
5	ERISMA UNCINATUM	FLOR MORADO MUERILLO	0.47	11 500	14.8	14.4	1.8	1.5	11.1
6	COPAIFERA OFFICINALIS	COPAIBA	0.60	12 300	15.4	14.4	3.8	2.0	11.6
7	CARAPA GUIANENSIS	GUINO TANGARE	0.49	12 700	17.3	14.0	2.5	1.5	13.0
8	HYERONIMA LAXIFLORA	CHUGUACA PANTANO	0.55	12 100	17.6	18.6	2.4	2.1	13.2
9	BEILSCHLUMIEDIA SP	ACEITUNO	0.61	12 000	22.1	13.4	2.4	1.5	16.6
10	BRASILETTIA MOLLIS	YAGUARO		11 900	23.0	19.2	6.1	1.5	17.3
11	CASEARIA OFF SILVESTRIS	GENEME ESCOBO	0.590	11 200	15.8	15.2	2.8	1.4	11.8
12	CLARISEA RACEMOSA	ARRACACHO	0.520	14 500	19.5	19.2	4.8	1.1	14.6
13	COURATARI GUIANENSIS	COCO CABUYO	0.540	14 400	19.1	15.6	2.4	1.5	14.3
14	ORMOSIA SP	ALGODONCILLO	0.518	17 800	19.2	20.8	2.0	1.5	14.4
15	PLATYMISCIUM POLYSTACHYWIL	CORAZON FINO	Nota 1	11 200	21.3	25.3	9.6	2.1	16.0
16	POUNTERIA SP	MEDIACARO	0.630	11 800	23.9	21.1	5.2	1.9	17.9
17	TABEBUIA ROSEA	ROBLE FLORMORADO	0.540	12 400	18.3	17.4	2.2	2.1	13.7
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS			Nota 1	11 200	15.0	13.0	2.0	1.1	11.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0,5}$ 11 200
$E_{0,05}$ 8 250
E_{min} 4 435
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Tabla G-B.6
Maderas Tipo "ES6" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre	DB	$E_{0,5}$	F_b	F_C	F_P	F_v	F_t
1	PINUS PATULA SCHLECHT	PINO PATULA	0.43	10 000	12.6	10.2	1.7	1.6	9.5
2	TECTONA GRANDIS	TECA	0.53	10 800	16.7	12.5	2.5	1.8	12.5
3	QUARARIBEA ASTEROLEPSIS	PUNULA	0.45	10 700	12.7	11.9	2.3	1.3	9.5
4	SAMANEA SAMAN	SAMAN	0.49	9 400	13.0	9.8	2.0	1.8	9.8
5	EUCALIPTUS SALIGNA	EUCALIPTO SALIÑA	0.40	11 100	13.1	10.7	1.5	1.4	9.8
6	PODOCARPUS OLEIFOLIUS	PINO CHAQUIRO	0.44	8 700	13.0	10.6	2.4	1.7	9.8
7	PINUS RADIATA DON	PINO RADIATA COLOMB	0.39	11 000	13.2	11.9	2.5	1.4	9.9
8	COPAIFERA SP	CANIME	0.480	9 800	14.5	11.7	2.9	2.0	10.9
9	LONCHOCARPUS SANCTAMARTAE	MACURUTU	0.645	10 100	25.1	19.9	7.1	2.1	18.8
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS			Nota 1	9 000	12.5	10.0	1.5	1.3	9.0

Valores de diseño asumidos
$E_{0,5}$ 9 000
$E_{0,05}$ 6 500
E_{min} 3 564
(1) se deben efectuar ensayos previamente

Notas:

APÉNDICE G-C
CONTRACCIONES

G-C-1 — COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN DE MADERAS COLOMBIANAS

En la tabla G-C-1, aparecen los coeficientes de contracción determinados experimentalmente para las especies de los grupos ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6 se deben utilizar para determinar los cambios en dimensiones que se presentan por los cambios en dimensiones que se presentan por cambios en el contenido de humedad CH%, siendo esta una relación lineal, para la cual se debe utilizar la siguiente formula.

$$\text{Dimensión } CH_{1T,R} = \text{Dimensión } CH_{2T,R}\left(1 - K_{TR}\left(\frac{CH_2 - CH_1}{100}\right)\right)$$

En donde:

Dimensión $CH_{1T,R}$ = Dimensión a la humedad CH_1, en dirección tangencial o radial

Dimensión $CH_{2T,R}$ = Dimensión a la humedad CH_2 en dirección tangencial o radial

$1K_{TR}$ = Coeficiente de contracción lineal en la dirección tangencial o radial entre CH=15 y CH=0

Para los casos en que el contenido de humedad cambie, entre los periodos de construcción y servicio, se deberán tener en cuenta este cambio dimensional.

Igualmente la relación contracción volumétrica, tabla G-C-1 y contracción tangencial/contracción radial según las tablas G-C.2 a G-C.8, nos indica el grado de estabilidad dimensional de la especie.

Tabla G-C.1
Contracción volumétrica %

	Norma DIN total Verde a anhidro	Norma DIN parcial (CH15% a anhidro)
Pequeña	Menor de 10	Menor de 4.5
Moderada	10 - 15	5.0 - 7.0
Alta	15 - 20	7.5 - 10
Muy alta	> 20	> 11

Tabla G-C.2
Relación: Contracción tangencial/contracción radial $R = C_T/C_R$

Muy estable	Menor de 1.5
Estable	1.5 -1.8
Moderadamente estable	1.8 - 2.4
Inestable	Mayor de 2.5

Tabla G-C-3
Contracciones volumétricas (%)
Madera Tipo "ES1"

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD	R	K_T	K_R
1	DIPTERYX OLEIFERA	CHOIBA	8.80	5.00	3.80	1.31	0.33	0.25
2	MYROXYLON BALSAMUN	BALSAMO	3.24	1.84	1.27	1.44	0.12	0.08
3	LICANIA SP.	AMBURE PICHANGILLO	11.78	7.29	4.34	1.69	0.49	0.29
4	PLTYMISCIUM PINNATUM	GUAYACAN TREBOL	3.79	2.33	1.46	1.59	0.15	0.10
5	PELTOGYNE PORPHYROCORDIA	NAZARENO	3.80	2.40	1.4	1.71	0.16	0.09
6	ESCHWEILERA PITTIERI	COCO MANTECO	8.77	5.49	3.44	1.59	0.37	0.23
7	LECYTHIS SP	COCO MONO	10.50	6.49	3.84	1.69	0.43	0.26
8	TRIGONIASTRUM SP	MARFIL	10.30	6.15	4.41	1.39	0.41	0.29
9	LAGERSTROEMIA SP	PUNTE CASCARILLO	9.43	5.86	3.70	1.58	0.39	0.25
10	XYLOPIA SP	YAYA BLANCA	10.40	7.09	3.18	2.23	0.47	0.21

Tabla G-C-4
Contracciones Volumétricas %
Maderas tipo "ES2"

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD.	R	K_T	K_R
1	CLATHROTROPIS BRACHYPETALA	SAPAN	11.90	6.69	5.02	1.30	0.45	0.335
2	TUBEBUIA SERRATIFOLIA	GUAYACAN POLVILLO	14.60	8.00	6.60	1.21	0.53	0.440
3	HUMIRIA BALSAMIFERA	OLOROSO	10.13	6.12	4.12	1.56	0.41	0.275
4	GOUPIA GLABRA	PIAUNDE	9.64	5.45	3.54	1.54	0.36	0.240
5	HELICOSTYLIS TOMENTOSA	LECHE PERRA	10.40	5.79	4.62	1.25	0.39	0.310
6	MINILKARA BIDENTATA	BALATA NISPERILLO	7.00	4.50	2.50	1.80	0.30	0.170
7	HETEROSTEMON VAGELERI	GUAMO ROSADO	10.08	6.03	4.06	1.48	0.40	0.270
8	POUTERIA SP	CAIMO	18.10	11.30	6.80	1.70	0.75	0.450
9	POUTERIA SP	PUNTE AMARILLO	9.40	5.73	3.55	1.61	0.38	0.240
10	ESCHWEILERA SP	TETE CONGO	12.45	6.46	5.38	1.20	0.43	0.360
11	POUTERIA SP	PIASTE CAIMITO	10.58	6.23	4.34	1.41	0.42	0.280
12	LICANIA SP	AMBURE CUERO SAPO	11.09	6.83	4.36	1.56	0.46	0.290

Tabla G-C-5
Contracciones Volumétricas %
Maderas Tipo "ES3"

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD	R	K_T	K_R
1	HYMENAEA COURBARIL L	ALGARROBO	4.90	3.20	1.70	1.80	0.21	0.11
2	ASPIDOPERMA DUGANDI STAND	CARRETO	7.10	5.10	2.00	2.55	0.34	0.13
3	AGONANDRA BRASILIENSIS BENTH	CAIMANCILLO	12.02	6.92	4.62	1.53	0.46	0.31
4	ANDIRA SP	CAÑABRAVO	9.70	5.83	3.63	1.61	0.39	0.24
5	ANDIRA SP	PALO PALMA	7.90	5.26	2.62	2.00	0.35	0.18
6	APULEIA SP	MAQUI	10.54	6.22	4.41	1.41	0.42	0.29
7	CONCEVEIBA GUIANENSE	CASACO	8.40	5.64	2.58	2.19	0.38	0.17
8	DACRYODES CANALENSIS AUBL	ANIME INCIENSO	8.40	4.57	4.09	1.12	0.31	0.27
9	EUGENIA SP	COMITURE	7.59	4.98	2.63	1.89	0.33	0.18
10	DIALIUM GUIANENSE	TAMARINDO	9.03	5.80	3.20	1.81	0.39	0.21
11	HUMIRIASTRUM COLOMBIANUM	ACEITUNO ROJO	9.20	5.70	3.34	1.70	0.38	0.22
12	OCOTEA SP	CASCARILLO	6.47	3.87	2.45	1.58	0.26	0.16
13	ORMOSIA SP	PALMILLO	9.64	6.00	3.47	1.75	0.40	0.23
14	PIPTADENIA SPECIOSA	GUACAMAYO	7.87	4.85	2.72	1.77	0.32	0.18
15	STERCULIA CARIBAEA	VARA DE INDIO	17.70	11.70	6.00	2.00	0.78	0.40
16	SWARTZIA SP	GUAMILLO	7.47	4.92	2.55	1.93	0.33	0.17
17	CHLOROPHORA TINCTORIA	DINDE PALO MORA	2.50	1.60	0.90	1.77	0.11	0.06
18	TERMINALIA SP	AGUAMIEL	7.35	4.47	2.89	1.55	0.30	0.19
19	SACOGLOTIS PROCERA	CHANUL	9.40	5.80	3.60	1.61	0.39	0.24
20	GOUPIA GLABRA	CHAQUIRO SAINO	6.90	4.40	2.60	1.69	0.29	0.17
21	PSEUDOLMEDIA SP	LECHEVIVA	9.11			1.70		
22	MABEA AFF. BIGLANDULOSA	TINGUI - TINGUI	8.46	5.41	3.26	1.68	0.36	0.22

Tabla G-C-6
Contracciones Volumétricas %
Maderas Tipo "ES4"

No	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD	R	K_T	K_R
1	CARINIANA PYRIFORMIS MIERS	ABARCO	8.30	5.13	3.17	1.61	0.34	0.21
2	CALOPHYLLUM MARIAE	ACEITE MARIA	9.40	6.40	3.20	2.00	0.43	0.21
3	MORA MEGISTOSPERNA	NATO ALCORNOQUE	8.20	5.60	2.80	2.00	0.37	0.19
4	TERMINALIA AMAZONIA	GUAYABO PALOPRIETO	5.40	3.40	2.00	1.70	0.23	0.13
5	MINGUARTIA GUIANENSIS	PUNTE CANDADO	3.40	2.20	1.20	1.83	0.15	0.08
6	ASTRONIUM GRAVEOLENS	DIOMATE GUSANERO	6.63	4.80	1.83	2.62	0.32	0.12
7	CALYCOPHYLLUM APRUCEANUM	GUAYABO COLORADO	6.90	4.50	2.40	1.87	0.30	0.16
8	CENTROLOBIUM PARAENSE	GUAYACAN HOBO	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
9	ANIBA PENUTILIS	CACHAJO COMINO	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
10	CLARISIA RACEMOSA	AJI	9.02	6.09	2.93	2.08	0.41	0.20
11	CHLOROPHORA TINCTORIA	MORITO	7.22	4.32	2.50	1.73	0.29	0.17
12	DENDROBANGIA SP	CHONTADURILLO	8.20	4.50	2.70	2.03	0.30	0.18
13	HIERONYMA CHOCOENSIS	CARGAMANTO	8.21	4.76	3.35	1.40	0.32	0.22
14	HIMATANTHUS ARTICULATA	PERILLO BLANCO	8.60	5.35	3.21	1.67	0.36	0.21
15	MORA MEGISTOSPERMA	NATO	8.20	5.14	2.97	1.77	0.34	0.20
16	PIPTADENIA RIGIDA	HEDIONDO	9.00	6.40	2.60	2.50	0.43	0.17
17	MATISIA SP	SARE	8.23	5.14	3.09	1.66	0.34	0.21
18	HIERONYMA SP	PANTANO	7.16	4.14	2.81	1.47	0.28	0.19
19	PROTIUN NEGLECTUM	ANIME	12.50	8.40	4.10	2.00	0.56	0.27
20	VOCHYSIA SP	PALO SANTILLO	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
21	XYLOPIA EMARGINATA	ESCOBILLO	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
22	ESCHWEILERA SP	TETE BLANCO	7.98	4.73	3.20	1.47	0.32	0.21
23	TAPURA SP	BIJO REDONDO	8.32	5.71	2.55	2.24	0.38	0.17

Tabla G-C-7
Contracciones Volumétricas %
Maderas Tipo "ES5"

No	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD	R	K_T	K_R
1	CLARISIA RACEMOSA	MORA AJI	2.20	1.50	0.70	2.14	0.10	0.05
2	PENTACLETHRA MACROLOBA	DORMILÓN	7.70	5.80	1.90	3.05	0.39	0.13
3	SYMPHONIA GLOBULIFERA	MACHARE	8.02	5.40	2.80	1.92	0.36	0.19
4	EUCALYPTUS GLOBULUS	EUCALIPTO	15.20	10.80	4.40	2.45	0.72	0.29
5	ERISMA UNCINATUM	FLOR MORADO MUERILLO	6.50	4.60	1.90	2.42	0.31	0.13
6	COPAIFERA OFFICINALIS	COPAIBA	4.50	3.20	1.30	2.69	0.21	0.09
7	CARAPA GUIANENSIS	GüIÑO TANGARE	6.00	4.20	1.90	2.31	0.28	0.13
8	HYEROMINA LAXIFLORA	CHUGUACA PANTANO	7.30	4.80	2.50	1.92	0.32	0.17
9	BEILSCLUMIEDIA	ACEITUNO	12.70	8.70	4.00	2.20	0.58	0.27
10	BRASILETTIA MOLLIS	YAGUARO	6.40	4.37	1.80	2.42	0.29	0.12
11	CASEARIA OFF SILVESTRIS	GENEME ESCOBO	3.70	2.01	1.39	1.47	0.13	0.09
12	CLARISEA RACEMOSA	ARRACACHO	8.66	5.72	2.79	2.05	0.38	0.19
13	COURATARI GUIANENSIS	COCO CABUYO	10.90	6.50	4.30	1.50	0.43	0.29
14	ORMOSIA SP	ALGODONCILLO	9.21	5.37	3.88	1.38	0.36	0.26
15	PLATYMISCIUM POLYSTACHYWM	CORAZON FINO	6.65	3.65	2.35	1.55	0.24	0.16
16	POUNTERIA SP	MEDIACARO	8.60	5.19	3.56	1.48	0.35	0.24
17	TABEBUÍA ROSEA	ROBLE FLORMORADO	4.80	2.90	1.90	1.52	0.19	0.13

Tabla G-C-8
Contracciones Volumétricas %
Maderas Tipo "ES6"

No.	Nombre Científico	Nombre Vulgar	Contracciones % Desde CH = 15% hasta CH = 0%				Coeficientes de contracción lineal %	
			VOLUM	TANG	RAD	R	K_T	K_R
1	PINUS PATULA SCHLECHT	PINO PATULA	5.54	3.74	1.80	2.07	0.25	0.12
2	TECTONA GRANDIS	TECA	4.30	2.69	1.61	1.67	0.18	0.11
3	QUARARIBEA ASTEROLEPSIS	PUNULA	4.60	3.07	1.53	2.00	0.21	0.10
4	SAMANEA SAMAN	SAMAN	2.00	1.20	0.70	1.71	0.08	0.05
5	EUCALIPTUS SALIGNA	EUCALIPTO SALIÑA	8.88	6.46	2.42	2.66	0.43	0.16
6	PODOCARPUS OLEIFOLIUS	PINO CHAQUIRO	6.70	4.30	2.40	1.79	0.29	0.16
7	PINUS RADIATA DON	PINO RADIATA COLOMB	8.20	5.20	3.00	1.73	0.35	0.20
8	COPAIFERA SP	CANIME	8.60	5.10	3.70	1.50	0.34	0.25
9	LONCHOCARPUS SANCTAMARTAE	MACURUTU	8.62	4.07	3.75	1.08	0.27	0.25

Notas:

APENDICE G-D
EQUILIBRIO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

G-D.1 — Como se presenta en la figura G-D.1 se puede deducir que para cada condición del medio ambiente existe una cierta cantidad de agua sorbida en la madera y por consiguiente un contenido de humedad en la madera. Así se puede deducir que existe una relación entre los conjuntos de valores de temperatura, humedad relativa y contenido de humedad de la madera que corresponde al *Equilibrio de Contenido de Humedad* y que se define como la humedad máxima que puede adquirir la madera en un medio ambiente de condiciones higrotérmicas fijadas.

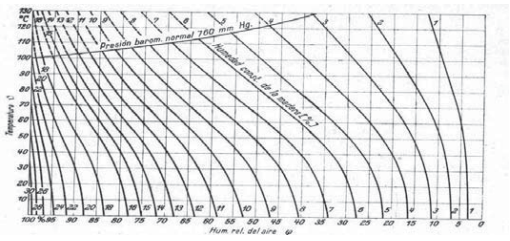


Figura G-D.1 — Isotermas de Sorción

Toda madera expuesta a condiciones ambientales, aún desde el momento en que se corta el árbol, empieza a perder humedad y se equilibra con el ambiente. Así mismo si el contenido de humedad de una madera está por encima o por debajo del punto de equilibrio perderá o ganará humedad hasta alcanzar dicho punto. En la tabla G-D-1 se presta el Equilibrio de Contenido de Humedad (*ECH*) para las principales ciudades de Colombia.

El concepto de *ECH* tiene mucha importancia industrial ya que su conocimiento permite:

- Determinar las condiciones de marcha de los secaderos.
- Fijar hasta que contenido de humedad debe ser secada una madera para su posterior utilización.
- Permite el uso de tablas de Temperatura, Humedad Relativa y Equilibrio de contenido de humedad.

Por otra parte cuando la condensación capilar se ha producido en todos los capilares existentes en la pared celular, cuyos radios son compatibles con las condiciones de saturación del ambiente, la madera habrá adquirido por sorción de vapor de agua su humedad máxima en la pared celular. Esta humedad se llama *Punto de Saturación de las Fibras (PSF)*.

Este punto de saturación de la pared celular señala que una madera seca, no puede alcanzar una humedad ilimitada por sorción de vapor de agua existente en la atmósfera, sino que esta humedad tiene un límite que corresponde al PSF: Si se pretende sobrepasar este límite, no habrá más remedio que introducir en agua en forma líquida, es decir por inmersión.

Otra consecuencia importante desde el punto de vista del secado y relacionada con el *PSF*, es la contracción que ocurre en la madera cuando se seca desde este punto hasta el contenido de humedad final.

Tabla G-D-1
Equilibrio de Contenido de Humedad (*ECH*) para las principales ciudades de Colombia.

Ciudad	HR%	T ºC	ECH%
Armenia	77	22	15
Barranquilla	76	28	14
Bogotá	80	11	16
Bucaramanga	75	22	14
Buenaventura	87	28	18.5
Cali	75	24	12
Cartagena	79	28	15
Cúcuta	66	27	16
Ibagué	80	21	16
Manizales	78	18	13
Medellín	69	21	12
Montería	82	27	16
Neiva	67	26	16
Pasto	79	17	16
Pereira	75	22	14
Popayán	79	18	16
Quibdó	87	28	18.5
Sincelejo	77	28	15
Tunja	80	13	16
Turbo	85	27	17.5
Valledupar	70	28	13
Villavicencio	75	25	14

APÉNDICE G-E
NORMAS NTC EXPEDIDAS POR EL ICONTEC
Complementarias del Título G
(Actualizadas a Octubre de 2008)

Código	Título	Fecha de ratificación	Actualización
NTC 1011	Maderas. Determinación de los esfuerzos unitarios básicos.	27/08/1975	Ninguna
NTC 1854	Madera. Preservativos para madera. Creosota	16/06/1999	Segunda
NTC 1933	Pinturas. Lacas nitrocelulosicas para acabados sobre madera.	06/06/1984	Ninguna
NTC 206	Maderas. Determinación del contenido de humedad para ensayos físicos y mecánicos.	19/08/1992	Segunda
NTC 2083	Madera. Madera preservada. Clasificación y requisitos.	17/02/1999	Primera
NTC 2247	Maderas. Preservativos ccb para madera.	17/02/199	Primera
NTC 2432	Elementos de fijación. Clavos para ser usados en madera y materiales a base de madera. Definiciones.	01/06/1988	Ninguna
NTC 2471	Maderas. Preservativo para maderas. Naftenato de cobre.	16/11/1988	Ninguna
NTC 2500	Ingeniería civil y arquitectura. Uso de la madera en la construcción.	16/04/1997	Primera
NTC 2610	Maderas. Preservativo para madera. Sales CCA.	20/06/1990	Ninguna
NTC 273	Madera rolliza, aserrada y labrada. Medición y cubicación.	29/11/1968	Ninguna
NTC 290	Maderas. Determinación del peso específico aparente.	18/09/1974	Primera
NTC 2912	Maderas. Tableros de fibra. Determinación de la resistencia a la flexión.	17/07/1991	Ninguna
NTC 2918	Maderas. Insecticidas para madera. Clorpirifos.	21/08/1991	Ninguna
NTC 301	Requisitos de las probetas pequeñas para los ensayos físicos y mecánicos de la madera.	18/04/2007	Primera
NTC 3368	Madera. Método de ensayo para evaluar los preservativos de la madera mediante ensayos de campo con estacas.	17/05/2000	Primera
NTC 3377	Maderas. Ensayos con probetas pequeñas.	17/06/1992	Ninguna
NTC 3427	Maderas. Métodos para el deterioro acelerado de la madera tratada con retardante de fuego para ensayos de incendio.	16/09/1992	Ninguna
NTC 3447	Maderas. Uso y calibración de medidores portátiles de humedad.	21/10/1992	Ninguna
NTC 3509	Tornillería. Tornillo de cabeza ranurada para madera.	17/03/1993	Ninguna
NTC 4603	Madera. Método de ensayo para la detección y estimación de la retención de preservativos de madera por bioensayos con aspergillus.	19/05/1999	Ninguna
NTC 4622	Preservativos para madera. Tablas normalizadas para la corrección del volumen y de la gravedad específica para la creosota.	16/06/1999	Ninguna
NTC 4693	Madera. Toma de muestras de preservativos para madera previamente a ensayos.	27/10/1999	Ninguna
NTC 5253	Materias primas para la industria de las madera y contratipos. Resinas de urea-formaldehído, uf.	24/03/2004	Ninguna
NTC 5279	Métodos de ensayo estático para madera de tamaños estructurales.	28/07/2004	Ninguna
NTC 663	Maderas. Determinación de la resistencia a la flexión.	25/04/1973	Ninguna
NTC 701	Maderas. Método para determinar la contracción.	29/08/1973	Ninguna
NTC 775	Maderas. Determinación de la resistencia al cizallamiento paralelo al grano.	27/03/1974	Ninguna
NTC 784	Maderas. Determinación de la resistencia a la compresión axial o paralela al grano.	17/04/1974	Ninguna
NTC 785	Maderas. Determinación de la resistencia a la compresión perpendicular al grano.	17/04/1974	Ninguna
NTC 787	Maderas. Toma de muestras para ensayos físicos y mecánicos.	15/05/1974	Ninguna

Código	Título	Fecha de ratificación	Actualización
NTC 790	Maderas. Acondicionamiento para los ensayos físicos y mecánicos.	15/05/1974	Ninguna
NTC 824	Maderas. Glosario de defectos.	18/04/2007	Primera
NTC 825	Maderas aserradas y cepilladas. Métodos de medición de los defectos.	23/07/1975	Ninguna
NTC 918	Maderas. Determinación de la dureza-método janka.	09/04/1975	Ninguna
NTC 944	Maderas. Determinación de la tracción paralela al grano.	14/05/1975	Ninguna
NTC 951	Maderas. Método de extracción de clavos.	28/05/1975	Ninguna
NTC 960	Maderas. Determinación de la resistencia al hendimiento-clivaje.	27/08/1974	Ninguna
NTC 961	Maderas. Determinación de la tracción perpendicular al grano.	28/05/1975	Ninguna
NTC 206 - 1	Maderas. Determinación de contenido de humedad para ensayos físicos y mecánicos.	22/12/2005	Ninguna
NTC 206 - 2	Medición directa del contenido de humedad en la madera y material a base de madera.	22/12/2005	Ninguna
NTC 206 - 3	Maderas. Uso y calibración de medidores portátiles de humedad.	22/12/2005	Ninguna
NTC 5423	Adhesivos. Determinación del porcentaje de falla de la madera en uniones adhesivas.	28/06/2006	Ninguna
NTC 143	Maderas. Procedimiento para el secado natural de madera verde.	25/10/2006	Ninguna
NTC 145	Maderas. Procedimiento para el secado artificial de madera verde.	25/10/2006	Ninguna
NTC 5445	Maderas. Clasificación de maderas secas.	25/10/2006	Ninguna
NTC 5497	Determinación de la resistencia al calor y a la humedad de uniones adhesivas de madera.	20/06/2007	Ninguna
NTC 5498	Determinación de la integridad de las uniones adhesivas en productos estructurales de madera laminada para uso exterior.	20/06/2007	Ninguna
NTC 1093	Maderas. Métodos de ensayo para evaluar la penetración en madera y para diferenciar entre el duramen y la albura.	25/11/1998	Primera
NTC 1127	Maderas. Determinación de su durabilidad natural. Ensayo acelerado.	05/10/1983	Primera
NTC 1128	Maderas. Método de ensayo para preservativos de madera mediante el sistema de bloques en tierra.	25/11/1998	Primera
NTC 1149	Preservación de maderas. Terminología.	29/05/2002	Primera
NTC 1157	Maderas. Método de ensayo para determinar la retención de preservativos en madera y el contenido de componentes activos en los preservativos.	16/06/1999	Tercera
NTC 1305	Maderas. Clasificación de madera aserradas	08/06/1977	Ninguna
NTC 1317	Maderas. Determinación de la trabajabilidad en lijado.	13/07/1977	Ninguna
NTC 1318	Maderas. Determinación de la trabajabilidad en cepillado.	13/07/1977	Ninguna
NTC 1366	Maderas. Determinación de la trabajabilidad en taladro.	23/11/1977	Ninguna
NTC 1367	Maderas. Determinación de la trabajabilidad en cajeado.	23/11/1977	Ninguna
NTC 1368	Maderas. Determinación de la trabajabilidad en moldurado.	23/11/1977	Ninguna
NTC 1557	Maderas. Madera rolliza para aserrar. Especies latifoliadas.	06/08/1980	Ninguna
NTC 1592	Elementos mecánicos. Tornillos para madera (serie inglesa).	17/03/1993	Primera
NTC 1646	Maderas. Madera aserrada para construcción. Dimensiones, clasificación y defectos.	07/10/1981	Ninguna
NTC 172	Madera rolliza y aserrada. Glosario.	16/05/1973	Primera
NTC 1764	Maderas. Preservativos CCA para madera.	17/02/1999	Segunda
NTC 1822	Madera. Madera preservada. Toma de muestras.	21/06/2000	Primera
NTC 1823	Madera. Maderas. Determinación de la tenacidad.	16/03/1983	Ninguna

APÉNDICE G-F
PROPIEDADES DE SECCIONES PREFERENCIALES
MEDIDAS NOMINALES

Escuadría en cm	Perímetro cm	Área cm2	CASO A		CASO B	
			Módulo de Sección Z, cm3	Momento de Inercia I cm4	Módulo de Sección Z, cm3	Momento de Inercia I cm4
Mesa 20 x 20	80	400	1333	13.333	333	13.333
Viga 10 x 20	60	200	667	6667	667	1667
Planchón 5 x 20	50	100	333	3333	83	208
Cerco 10 x 10	40	100	167	833	167	833
Repisa 5 x 10	30	50	83	417	42	104
Cuartón 5 x 5	20	25	21	52	21	52
Listón 2,5 x 5	15	12.5	10	26	5	7
Mesa 25 x 25	100	625	2604	32.552	2604	32.552
Viga 12 x 25	74	300	1250	15.625	600	3600
Planchón 6 x 25	62	150	625	7813	150	450
Cerco 12 x 12	48	144	288	1728	288	1728
Repisa 6 x 12	32	72	144	864	72	216
Cuartón 6 x 6	24	36	36	108	36	108
Listón 3 x 6	18	18	18	54	9	13
Mesa 30 x 30	120	900	4500	67.500	4500	67.500
Viga 15 x 30	90	450	2250	33.750	1125	8437
Planchón 7,5 x30	70	150	1125	11.250	281	1055
Cerco 15 x 15	60	225	562	4219	562	4219
Repisa 7,5x 15	45	112	281	2109	141	527
Cuartón 7,5 x 7,5	30	56	70	264	70	264
Listón 3,7 x 7,5	22.5	28	35	132	18	33

Notas:

1. Aproximación

$< 0.5 = 0$

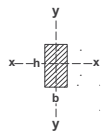
$> 0.5 = 1$

2. Módulo de Sección

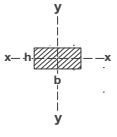
$$z = \frac{(bd)^2}{6}$$

3. Momento de Inercia

$$z = \frac{(bd)^3}{12}$$



CASO A



CASO B

Notas:

APÉNDICE G-G
CARGAS ADMISIBLES PARA EL DISEÑO DE ENTABLADOS
Tomado del Manual de Diseño para madera del Grupo Andino 1984, página 8-73 y 8-74

Tabla G-G-1
Cargas máximas en entablados de madera Grupo A

Carga puntual **" P "** EN kgf. Carga uniformemente distribuida **" W "** en kgf/m^2. **MADERAS GRUPO "A"**

ESPESOR (cm)	Espaciamiento de los apoyos ℓ																	
	30		40		50		60		80		100		120		140		160	
	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W
1.0	87	1650	49	696	31	356	22	206	12	87								
1.5	293	5567	165	2349	105	1203	73	696	41	294	26	150	18	87	13	55		
2.0			390	5567	250	2850	173	1650	98	696	62	356	43	206	32	130	24	87
2.5					488	5567	339	3222	190	1359	122	696	85	403	62	254	48	170
3.0							585	5567	329	2349	211	1203	146	696	107	438	82	294
3.5									523	3730	334	1910	232	1105	171	696	131	466
4.0											499	2850	347	1650	255	1039	195	696
4.5													494	2349	363	1479	278	991

Tabla G-G-2
Cargas máximas en entablados de madera Grupo B

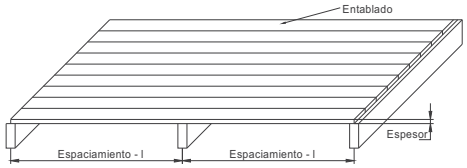
Carga puntual **" P "** EN kgf. Carga uniformemente distribuida **" W "** en kgf/m^2. **MADERAS GRUPO "B"**

ESPESOR (cm)	Espaciamiento de los apoyos ℓ																	
	30		40		50		60		80		100		120		140		160	
	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W
1.0	67	1269	38	535	24	274	17	159	9	67								
1.5	225	4282	127	1807	81	925	56	535	32	226	20	116	14	67				
2.0			300	4282	192	2193	133	1269	75	535	48	274	33	159	24	100	19	67
2.5					375	4282	260	2478	146	1046	94	535	65	310	48	195	37	131
3.0							450	4282	253	1807	162	925	113	535	83	337	63	226
3.5									402	2869	257	1469	179	850	131	535	100	359
4.0											384	2193	267	1269	196	799	150	535
4.5													380	1807	279	1138	214	762

Tabla G-G-3
Cargas máximas en entablados de madera Grupo C

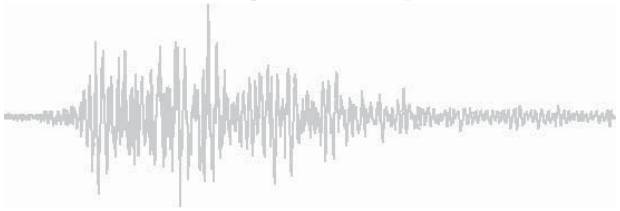
Carga puntual **" P "** en kgf. Carga uniformemente distribuida **" W "** en kgf/m^2. **MADERAS GRUPO "C"**

ESPESOR (cm)	Espaciamiento de los apoyos ℓ																	
	30		40		50		60		80		100		120		140		160	
	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W	P	W
1.0	60	1142	34	482	22	247	15	143	8	60								
1.5	183	3667	114	1626	73	833	51	482	28	203	18	104	13	60				
2.0			244	3667	173	1973	120	1142	68	482	43	247	30	143	22	90	17	60
2.5					305	3667	234	2230	132	941	84	482	59	279	43	176	33	118
3.0							366	3667	228	1626	146	833	101	482	74	303	57	203
3.5									362	2582	232	1322	161	765	118	482	30	323
4.0											346	1973	240	1142	176	719	135	482
4.5													342	1626	251	1024	192	686



REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO H — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

TÍTULO H
ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

CAPÍTULO H.1
INTRODUCCIÓN

H.1.1 — REQUISITOS GENERALES

H.1.1.1 — **OBJETIVO Y ALCANCE** — Establecer criterios básicos para realizar estudios geotécnicos de edificaciones, basados en la investigación del subsuelo y las características arquitectónicas y estructurales de las edificaciones con el fin de proveer las recomendaciones geotécnicas de diseño y construcción de excavaciones y rellenos, estructuras de contención, cimentaciones, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes y la definición de espectros de diseño sismorresistente, para soportar los efectos por sismos y por otras amenazas geotécnicas desfavorables.

H.1.1.2 — **OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS** — Los estudios geotécnicos definitivos son obligatorios para todas las edificaciones urbanas y suburbanas de cualquier grupo de uso, y para las edificaciones en terrenos no aptos para el uso urbano de los grupos de uso II, III y IV definidos en el Título A de este Reglamento.

H.1.1.2.1 — ***Firma de los Estudios*** — Siguiendo los artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997, modificada y adicionada por la Ley 1229 de 2008, los estudios geotécnicos para cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidos y avalados por Ingenieros Civiles, titulados, matriculados en el COPNIA y con tarjeta profesional vigente. Para el cumplimiento de este requisito todos los informes de los estudios geotécnicos y todos los planos de diseño y construcción que guarden alguna relación con estos estudios, deben llevar la aprobación del ingeniero director del estudio. Los profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de cinco (5) años en diseño geotécnico de cimentaciones, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de posgrado en geotecnia.

H.1.1.2.2 — ***Cumplimiento y Responsabilidad*** — El cumplimiento de estas Normas no exime al ingeniero responsable de la ejecución del estudio geotécnico de realizar todas las investigaciones y análisis necesarios para la identificación de las amenazas geotécnicas, la adecuada caracterización del subsuelo, y los análisis de estabilidad de la edificación, construcciones vecinas e infraestructura existente.

H.1.2 — REFERENCIAS

Las disposiciones particulares de este Título H del Reglamento se relacionan de manera directa con las siguientes secciones del Reglamento, en las cuales se tratan otros aspectos geotécnicos, o se menciona el estudio geotécnico o el ingeniero geotecnista:

Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente
Capítulo A.1 — Introducción
- A.1.3 — Procedimiento de diseño y construcción de edificaciones, de acuerdo con el Reglamento
  - A.1.3.2 — Estudios geotécnicos
  - A.1.3.5 — Diseño de la cimentación
    - A.1.3.9.3 — Supervisión técnica exigida por los diseñadores
- A.1.4 — Consideraciones especiales
  - A.1.4.1 — Por tamaños y grupo de uso
- A.1.5 — Diseños, planos y memorias
  - A.1.5.4 — Estudio geotécnico

Capítulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño
- A.2.1 — General
  - A.2.1.2 — Efectos locales diferentes
- A.2.4 — Efectos locales
  - A.2.4.1 — General
  - A.2.4.2 — Tipos de perfil de suelo

A.2.4.3 — Parámetros empleados en la definición de tipos de suelo
A.2.4.4 — Definición del tipo de perfil de suelo
A.2.4.5 — Procedimiento de clasificación
A.2.9 — Estudios de Microzonificación Sísmica
A.2.10 — Estudios sísmicos particulares de sitio
Capítulo A.3 — Requisitos generales de diseño sismo resistente
A.3.4 — Métodos de análisis
A.3.4.2 — Método de análisis a utilizar
A.3.7 — Fuerzas sísmicas de diseño de los elementos estructurales
A.3.7.2 — Cimentación
Capítulo A.7 — Interacción Suelo-Estructura
Capítulo A.12 — Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos de usos III y IV
A.12.2 — Movimientos sísmicos del umbral de daño
A.12.3 — Espectro sísmico para el umbral de daño
Apéndice A-2 — Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura

Título B — Cargas
Capítulo B.1 — Requisitos generales
B.1.2 —Requisitos básicos
B.1.2.1.3 — Fuerzas causadas por deformaciones impuestas
Capítulo B.2 — Combinaciones de carga
B.2.3 — Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio
Capítulo B.5 — Empuje de tierra y presión hidrostática

Título C — Concreto estructural
Capítulo C.1 — Requisitos generales
C.1.1.6 — Pilotes, pilas excavadas y cajones de cimentación
C.1.1.7 — Losas sobre el terreno
Capítulo C.15 — Cimentaciones
Capítulo C.21 — Requisitos de diseño sismo resistente
C.21.9 — Elementos de fundación
Capítulo C.22 — Concreto estructural simple
C.22.7 — Zapatas

Título D — Mampostería estructural
Capítulo D.4 — Requisitos constructivos para mampostería estructural
D.4.4 — Requisitos constructivos para cimentaciones

Título E — Casas de uno y dos pisos
Capítulo E.2 — Cimentaciones
Capítulo E.6 — Recomendaciones adicionales de construcción en mampostería confinada
E.6.2 — Cimentaciones

Título H — Estudios geotécnicos

Título I — Supervisión técnica
Capítulo I.1 — Generalidades
I.1.1 — Definiciones
I.1.2 — Obligatoriedad de la supervisión técnica
Capítulo I.2 — Alcance de la supervisión técnica
I.2.3 — Alcance de la supervisión técnica
I.2.4.6 — Control de ejecución
Capítulo I.4 — Recomendaciones para el ejercicio de la supervisión técnica
I.4.2.4 — Grado de supervisión técnica recomendada
I.4.3.7 — Control de ejecución

CAPÍTULO H.2
DEFINICIONES

H.2.0 — NOMENCLATURA

c	=	intercepto de cohesión total
c'	=	intercepto de cohesión efectiva
F_a	=	fuerzas actuantes
F_r	=	fuerzas resistentes
F_s	=	factor de seguridad
F_{SB}	=	Factor de seguridad básico
F_{SBM}	=	factores de seguridad básicos mínimos directos
S_u	=	resistencia no drenada
U_a	=	presión de gas (aire) para materiales secos
U_F	=	presión de fluidos o presión de poros
U_w	=	presión de líquido (agua) para materiales saturados
ϕ	=	ángulo de fricción total
ϕ'	=	ángulo de fricción efectivo
σ'	=	esfuerzo normal efectivo
σ	=	esfuerzo normal total
τ_R	=	esfuerzo resistente
τ_A	=	esfuerzo actuante
τ_F	=	esfuerzo cortante a la falla

H.2.1 — ESTUDIO GEOTÉCNICO

H.2.1.1 — **DEFINICIÓN** — Conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la edificación, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas.

H.2.1.1.1 — ***Investigación del Subsuelo*** — Comprende el estudio y el conocimiento del origen geológico, la exploración del subsuelo (apiques, trincheras, perforación y sondeo y otros) y los ensayos y pruebas de campo y laboratorio necesarios para identificar y clasificar los diferentes suelos y rocas y cuantificar las características físico-mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

H.2.1.1.2 — ***Análisis y Recomendaciones*** — Consiste en la interpretación técnica conducente a la caracterización del subsuelo y la evaluación de posibles mecanismos de falla y de deformación para suministrar los parámetros y las recomendaciones necesarias para el diseño y la construcción de los sistemas de cimentación y contención y de otras obras en el terreno influenciadas por factores geotécnicos.

H.2.2 — TIPOS DE ESTUDIOS

H.2.2.1 — ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR — Conjunto de actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

El estudio debe presentar en forma general el entorno geológico y geomorfológico, características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para la elaboración del proyecto incluyendo la zonificación del área, amenazas de origen

geológico, criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno. Este estudio no es de presentación obligatoria, pero es recomendable para proyectos especiales o de magnitud considerable, en los que pueda orientar el proceso de planeamiento. Su realización no puede reemplazar, bajo ninguna circunstancia, al estudio geotécnico definitivo.

H.2.2.2 — ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO — Trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe precisar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a este Reglamento y en especial los Títulos A y H. Su presentación es obligatoria ya que en este se definen el tipo de suelo, el diseño y las recomendaciones de la cimentación y del proceso constructivo.

H.2.2.2.1 — *Contenido* — El estudio geotécnico definitivo debe contener como mínimo los siguientes aspectos:

(a) ***Del proyecto* —** Nombre, plano de localización, objetivo del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. No se podrán considerar como ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO aquellos estudios realizados con cargas preliminares ni donde sólo se hayan tenido en cuenta las cargas de gravedad.

(b) ***Del subsuelo* —** Resumen del reconocimiento de campo, de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, la morfología del terreno, el origen geológico, las características físico-mecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado.

(c) De cada unidad geológica o de suelo, se dará su identificación, su espesor, su distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio, siguiendo los lineamientos del Capítulo H.3. Para el análisis de efectos locales, la definición de tipo de suelo se debe hacer siguiendo los lineamientos del numeral A.2.4. Se debe estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación ó de cuerpos de agua cercanos.

(d) ***De los análisis geotécnicos* —** Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados que incluyan los aspectos contemplados especialmente en el Título H y en el numeral A.2.4. También, el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de cimentación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o anclados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta, además de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, la influencia de los factores hidráulicos.

(e) ***De las recomendaciones para diseño* —** Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de apoyo, presiones admisibles, asentamientos calculados incluyendo los diferenciales, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sismo resistente y parámetros para análisis de interacción suelo-estructura junto con una evaluación del comportamiento del depósito de suelo o del macizo rocoso bajo la acción de cargas sísmicas así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos y el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos. Se debe incluir también la evaluación de la estabilidad de las excavaciones, laderas y rellenos, diseño geotécnico de filtros y los demás aspectos contemplados en este Título.

(f) ***De las recomendaciones para la protección de edificaciones y predios vecinos* —** Cuando las condiciones del terreno y el ingeniero encargado del estudio geotécnico lo estime necesario, se hará un capítulo que contenga: estimar los asentamientos ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, diseñar un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o predios vecinos, estimar los asentamientos inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, calcular los asentamientos y deformaciones laterales producidos en obras vecinas a causa de las excavaciones, y cuando las deformaciones o asentamientos producidos por la excavación o por el descenso del nivel freático superen los límites permisibles deben tomarse las medidas preventivas adecuadas.

(g) ***De las recomendaciones para construcción. Sistema Constructivo* —** Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotecnista responsable, de acuerdo con lo establecido en el numeral H.8.1. La entrega de este documento o su inclusión como un numeral del informe, deberá ser igualmente verificada por las autoridades que expidan las licencias de construcción. En el sistema constructivo se deben establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción. Para proyectos de categoría Alta o Especial (véase el numeral H.3.1.1) se debe cumplir lo indicado en el numeral H.2.2.3.

(h) ***Anexos* —** En el informe de suelos se deben incluir planos de localización regional y local del proyecto, ubicación de los trabajos de campo, registros de perforación y resultado de pruebas y ensayos de campo y laboratorio. Se debe incluir la memoria de cálculo con el resumen de la metodología seguida, una muestra de cálculo de cada tipo de problema analizado y el resumen de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

H.2.2.3 — ASESORÍA GEOTÉCNICA EN LAS ETAPAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN — Para proyectos clasificados como categoría Media, Alta o Espacial (véase numeral H.3.1.1), se debe realizar la asesoría en la etapa de diseño como una etapa posterior al estudio geotécnico por parte de un ingeniero civil especialista en geotecnia, con la experiencia estipulada en el Título VI de la Ley 400 de 1997. En todos los casos de clasificación de las unidades, los planos de diseño deben guardar relación con el estudio geotécnico.

Así mismo, los proyectos clasificados como categoría Media, Alta o Especial, deberán contar con el acompañamiento de un Ingeniero Geotecnista, (Título VI de la Ley 400 de 1997, artículo 28) quien aprobará durante la ejecución de la obra los niveles y estratos de cimentación, los procedimientos y el comportamiento durante la ejecución de las excavaciones, rellenos, obras de estabilización de laderas y actividades especiales de adecuación y/o mejoramiento del terreno. Para esto, deberá dejar memoria escrita del desarrollo de dichas actividades y los resultados obtenidos. Especial atención se deberá dar a preservar la estabilidad y evitar asentamientos de las construcciones aledañas o adyacentes al proyecto, para lo cual se deberá implementar las recomendaciones que el diseñador geotécnico del proyecto entregue para tal fin. Se deberá suscribir un acta de vecindad de forma previa al inicio del proyecto que deje constancia del estado de las edificaciones y terrenos adyacentes al proyecto. En caso de que se detecten efectos adversos en las edificaciones vecinas por efecto del desarrollo del proyecto, se deberá implementar una instrumentación adecuada y adoptar las medidas necesarias para evitar la propagación de dichos efectos, sin perjuicio de otro tipo de acciones que se deriven de estos hechos.

H.2.2.4 — ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES — Deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar o en el definitivo; se debe hacer de acuerdo con lo exigido en el capitulo H.5, y debe considerar las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno local y regionalmente, por lo cual deberán analizarse los efectos de procesos de inestabilidad aledaños o regionales que puedan tener incidencia en el terreno objeto de estudio.

H.2.3 — AGUA SUBTERRÁNEA

En las cimentaciones el problema más frecuente encontrado durante el proceso de excavación y construcción, es la existencia del agua subterránea libre o confinada. La presencia de agua, en relación a los esfuerzos, produce una disminución de las propiedades, tal como se indica en H.2.4.1 para la resistencia, además de flujo y erosión interna. Los estudios geotécnicos deberán analizar la existencia de agua libre, flujos potenciales de agua subterránea y la presencia de paleo cauces.

H.2.4 — FACTORES DE SEGURIDAD

H.2.4.1 — DEFINICIÓN — En Ingeniería Civil en general el Factor de Seguridad FS se define como la relación entre fuerzas resistentes F_R y actuantes F_A y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla:

$$F_S = F_R / F_A \qquad \text{(H.2.4-1)}$$

$$F_S = \tau_f / \tau_A \qquad \text{(H.2.4-2)}$$

En Ingeniería Geotécnica el Factor de Seguridad Básico o directo, F_{SB}, se define como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla τ_f y esfuerzo cortante actuante τ_A

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A \qquad \text{(H.2.4-3)}$$

Usualmente en Ingeniería Geotécnica el esfuerzo cortante a la falla τ_f se expresa con el Criterio de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \qquad \text{(H.2.4-4)}$$

en la cual

τ_f = esfuerzo cortante a la falla
c' = intercepto de cohesión efectiva
ϕ' = ángulo de fricción efectivo
σ' = esfuerzo normal efectivo

$$\sigma' = \sigma - U_F \qquad \text{(H.2.4-5)}$$

σ = esfuerzo normal total
U_F = presión de fluidos o presión de poros
U_w = presión de líquido (agua) para materiales saturados
U_a = presión de gas (aire) para materiales secos

Se advierte que los esfuerzos normales empleados son valores relativos a la presión atmosférica P_A y que cualquier otra definición de esfuerzo cortante a la falla debe ir en término de esfuerzos efectivos, salvo lo expresado en H.2.4.3.

También se define el esfuerzo cortante actuante τ_A como esfuerzo cortante de trabajo o de diseño τ_D y entonces:

$$\tau_A = \left[c' + \sigma' \tan \phi'\right] / F_{SB} \qquad \text{(H.2.4-6)}$$

H.2.4.2 — COMPORTAMIENTO APARENTE — Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente del Criterio de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

c = intercepto de cohesión total $= S_U$
ϕ = ángulo de fricción total $= \phi = 0.0$

y entonces $\tau_F = S_u$ = resistencia no drenada

$$\tau_A = S_u / F_{SBU} \qquad \text{(H.2.4-7)}$$

en la cual, generalmente, $F_{SBU} > F_{SB}$

Se permite emplear la resistencia no drenada S_U para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados:

(a) Estáticos de cimentaciones superficiales
(b) Estáticos de cimentaciones profundas
(c) Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporal

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

(a) Estáticos de empujes de tierras
(b) Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos
(c) Estabilidad de taludes permanentes
(d) De materiales no saturados
(e) De materiales fisurados
(f) Seudo estáticos
(g) Dinámicos

H.2.4.3 — VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD GEOTÉCNICO BÁSICO F_{SB} — La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

(a) La magnitud de la obra.
(b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
(c) La calidad de la información disponible en materia de suelos.

En cualquier caso los Factores de Seguridad Básicos F_{SB} aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos F_{SBM} o F_{SBUM} de la tabla H.2.4-1, en la cual las cargas se refieren a valores nominales sin coeficientes de mayoración, tal como se indica en el aparte B.2.3 de este Reglamento, en el cual, para los cimientos y el material térreo de cimentación se empleará para las fuerzas sísmicas E un factor $R = 1.0$. En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo F_{SBM} podrá ser inferior a 1.00

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

H.2.4.4 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS — El Factor de Seguridad Básico o directo F_{SB} definido en H.2.4.1 es el factor de seguridad geotécnico real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en los diferentes capítulos de este Título H, pero en todo caso se debe demostrar que el empleo de éstos F_S indirectos implica Factores de Seguridad Básicos F_{SB} iguales o superiores a los valores mínimos F_{SBM}.

H.2.5 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS

Para efectos de la clasificación de suelos del Artículo A.2.4.3 y de este Título H:

H.2.5.1 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES — Se consideran como suelos no cohesivos o granulares los que cumplen las siguientes condiciones, de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SCUS), con algunas modificaciones:

(a) Todos los materiales clasificados como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC.
(b) Todos los materiales clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No 200 y que tengan límite líquido $wL \leq 30\%$ e índice plástico $IP \leq 10\%$.

H.2.5.2 — SUELOS COHESIVOS — Se consideran como suelos cohesivos todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

H.2.6 — NORMAS TÉCNICAS

H.2.6.1 — Las siguientes normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, forman parte integrante del Reglamento NSR-10.

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:

NTC 1493 — Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)

NTC 1494 — Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)

NTC 1495 — Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D 2216)

NTC 1503 — Suelos. Ensayo para determinar los factores de contracción. ASTM D 427)

NTC 1504 — Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería. (ASTM D 2487)

NTC 1522 — Suelos. Ensayo para determinar la granulometría por tamizado NTC 1527.

NTC 1528 — Suelos. Ensayo para determinar la masa unitaria en el terreno. Método del balón de caucho. (ASTM D2167)

NTC 1667 — Determinación de la masa unitaria en el terreno por el método del cono de arena. (ASTM D 1556)

NTC 1886 — Suelos. Determinación de la humedad, ceniza y materia orgánica. (ASTM D2974)

NTC 1917 — Suelos. Determinación de la resistencia al corte. Método de corte directo (CD). (ASTM D 3080)

NTC 1936 — Suelos. Determinación de la resistencia en rocas. Método de la compresión triaxial. (ASTM D2664)

NTC 1967 — Suelos. Determinación de las propiedades de consolidación unidimensional. (ASTM D 2435)

NTC 1974 — Suelos. Determinación de la densidad relativa de los sólidos (ASTM D854)

NTC 2041 — Suelos cohesivos. Determinación de la resistencia. Método de compresión triaxial. (ASTM D 2850)

NTC 2121 — Suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo. Método para tubos de pared delgada. (ASTM D1587)

NTC 2122 — Suelos. Ensayo de la relación de soporte. Suelos compactados. (ASTM D1833)

NTC 4630 — Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos.

Normas ASTM:

ASTM D 2166-06 — Suelos. Ensayo para determinar la resistencia a la compresión inconfinada.

.

ASTM D 6066 – 96 (2004) — Práctica estándar para determinar la resistencia de arenas a la penetración normalizada, para evaluación del potencial de licuación.

ASTM D1143/D1143M-07 — Ensayo para pilotes bajo carga axial estática de compresión.

ASTM D 3689-07 — Ensayo para pilotes individuales bajo carga axial estática de tracción.

ASTM D 3966-07 — Ensayo para pilotes bajo carga lateral.

ASTM D4945-08 — Ensayo para pilotes bajo altas deformaciones en cargas dinámicas.

ASTM D 5882-07 — Ensayo a bajas deformaciones para la integridad de pilotes

CAPÍTULO H.3
CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

H.3.0 — NOMENCLATURA

G = módulo de rigidez al cortante
ξ = porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico

En este Capítulo se definen el número mínimo y la profundidad mínima de los sondeos exploratorios del subsuelo, los cuales dependen del tamaño de la edificación propuesta (unidad de construcción). El ingeniero geotecnista, podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración.

H.3.1 — UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

Se define como unidad de construcción

(a) Una edificación en altura,
(b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,
(c) Cada zona separada por juntas de construcción,
(d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m
(e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

H.3.1.1 — CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS — Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

H.3.2 — INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO PARA ESTUDIOS DEFINITIVOS

H.3.2.1 — INFORMACIÓN PREVIA — El ingeniero geotecnista responsable del proyecto debe recopilar y evaluar los datos disponibles sobre las características del sitio, tales como la geología, sismicidad, clima, vegetación, existencia de edificaciones e infraestructura vecinas y estudios anteriores. El ingeniero geotecnista responsable del proyecto debe dar fe de que conoce el sitio y lo ha visitado para efectos de la elaboración del estudio.

Por su parte el ordenante del estudio, debe suministrar al ingeniero geotecnista la información del proyecto necesaria para la ejecución del estudio, como el levantamiento topográfico del terreno, escenario urbanístico dentro del cual se desarrolla, desarrollo del proyecto por etapas, tipo de edificación, sistema estructural, niveles de excavación,

secciones arquitectónicas amarradas a los niveles del terreno existente, sótanos, niveles de construcción, cargas, redes de servicio, información sobre edificaciones vecinas y los otros aspectos adicionales que el ingeniero geotecnista considere necesarios.

H.3.2.2 — EXPLORACIÓN DE CAMPO — Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto, ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para buscar un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. y H.3.2-1. En el caso de macizos rocosos se debe hacer la clasificación de éstos por uno de los métodos usuales (RMR, Q, GSI) y realizar levantamiento de discontinuidades en los afloramientos, apiques o muestras.

El cumplimiento de estas normas mínimas no exime al ingeniero geotecnista de realizar los sondeos exploratorios necesarios adicionales, para obtener un conocimiento adecuado del subsuelo, de acuerdo con su criterio profesional. En caso de no realizar estos sondeos, deberá consignar esta recomendación en su informe geotécnico.

H.3.2.3 — NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS — El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla H.3.2-1.

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

H.3.2.4 — CARACTERÍSTICAS Y DISTRIBUCIÓN DE LOS SONDEOS — Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas en H.3.1-1 y H.3.2-1:

(a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
(b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud del sondeo..
(c) Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
(d) Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo - de acuerdo con esta normativa - siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento.
(e) El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.
(f) En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un datum preestablecido.

H.3.2.5 — PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS — Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno:

(a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
(b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.

(c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
(d) Longitud total del pilote más largo, mas 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.
(e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.
(f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A.
(d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:
- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
- Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;
- Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

(g) La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
(h) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3.2-1.. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.
(i) En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques ó trincheras

H.3.2.6 — NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS — Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán Inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

Los sondeos realizados en la frontera entre unidades adyacentes de construcción de un mismo proyecto, se pueden considerar válidos para las dos unidades siempre y cuando domine la mayor profundidad aplicable.

Efecto por repetición — Para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción.

H.3.3 — ENSAYOS DE LABORATORIO

H.3.3.1 — SELECCIÓN DE MUESTRAS — Las muestras obtenidas de la exploración de campo deberán ser objeto de los manejos y cuidados que garanticen su representatividad y conservación. Las muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el ingeniero geotecnista y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto.

H.3.3.2 — TIPO Y NÚMERO DE ENSAYOS — El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales rocosos por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista. El ingeniero geotecnista ordenará los ensayos de laboratorio que permitan conocer con claridad la clasificación, peso unitario y permeabilidad de las muestras escogidas. Igualmente los ensayos de laboratorio que ordene el ingeniero geotecnista deben permitir establecer con claridad las propiedades geomecánicas de compresibilidad y expansión de las muestras escogidas, así como las de esfuerzo-deformación y resistencia al corte ante cargas monotónicas. Los análisis de respuesta de sitio deben realizarse con resultados de ensayos de laboratorio que establezcan con claridad las propiedades esfuerzo deformación ante cargas cíclicas de los materiales de las muestras escogidas.

H.3.3.3 — PROPIEDADES BÁSICAS — Las propiedades básicas para la caracterización de suelos y rocas son como mínimo las siguientes:

H.3.3.3.1 — ***Propiedades básicas de los suelos*** — Las propiedades básicas mínimas de los suelos a determinar con los ensayos de laboratorio son: peso unitario, humedad y clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización. Igualmente debe determinarse como mínimo las propiedades de resistencia en cada uno de los materiales típicos encontrados en el sitio mediante compresión simple ó corte directo en suelos cohesivos, y corte directo o SPT en suelos granulares.

H.3.3.3.2 — ***Propiedades básicas de las rocas*** — Las propiedades básicas mínimas de las rocas a determinar con los ensayos de laboratorio son: peso unitario, compresión simple (o carga puntual) y eventualmente la alterabilidad de este material mediante ensayos tipo desleimiento-durabilidad o similares.

H.3.3.4 — CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DETALLADA — Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: resistencia al cortante, propiedades esfuerzo-deformación, compresibilidad, expansión, permeabilidad y otras que resulten pertinentes de acuerdo con la naturaleza geológica del área, se determinarán en cada caso mediante procedimientos aceptados de campo o laboratorio, debiendo el informe respectivo justificar su número y representatividad de manera precisa y coherente con el modelo geológico y geotécnico del sitio. Cuando por el análisis de las condiciones ambientales y físicas del sitio así se establezca, los procedimientos de ensayo deben precisarse y seleccionarse de tal modo que permitan determinar la influencia de la saturación, condiciones de drenaje y confinamiento, cargas cíclicas y en general factores que se consideren significativos sobre el comportamiento mecánico de los materiales investigados.

Las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G, y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ, a diferentes niveles de deformación, se determinarán en el laboratorio mediante ensayos de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico u otro similar y técnicamente reconocido. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

H.3.3.5 — EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO — El ingeniero responsable del estudio podrá llevar a cabo pruebas de campo para la determinación de propiedades geomecánicas, en cuyo caso deberá realizarlos con equipos y metodologías de reconocida aceptación técnica, patronados y calibrados siempre y cuando, sus resultados e interpretaciones se respalden mediante correlaciones confiables y aceptadas con los ensayos convencionales, sustentadas en experiencias publicadas y se establezcan sus intervalos más probables de confiabilidad.

CAPÍTULO H.4
CIMENTACIONES

H.4.0 — NOMENCLATURA

F_{SICP} = factores de seguridad indirectos mínimos
τ_L = resistencia al cortante en la interfaz suelo / elemento de cimentación $\leq \tau_f$
σ_c = resistencia a compresión simple del material rocoso o del material del pilote, la que sea menor.
P_A = presión atmosférica
ψ = factor empírico que puede tomarse como 0.5 para rocas arcillosas, 1.0 para rocas calcáreas o concreto y 2.0 para rocas arenosas.

H.4.1 — GENERALIDADES

Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobe la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales que presenten propiedades mecánicas adecuadas en términos de resistencia y rigidez, o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

En el diseño de toda cimentación se deben considerar tanto los estados límite de falla, del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación, como los estados límites de servicio. Los edificios se deben diseñar empotrados en su base para que los esfuerzos se transmitan en forma adecuada a la cimentación En los cálculos se tendrá en cuenta la interacción entre los diferentes elementos de la cimentación de la estructura y de las edificaciones vecinas, como analizar si hay superposición de bulbos de carga, los efectos de los sótanos, las excentricidades de los centros de gravedad y de cargas que en conjunto se ocasionan.

Los parámetros de diseño deben justificarse plenamente, con base en resultados provenientes de ensayos de campo y laboratorio.

H.4.2 — CIMENTACIONES SUPERFICIALES - ZAPATAS Y LOSAS

H.4.2.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA — El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales se calculará por métodos analíticos o empíricos, debidamente apoyados en experiencias documentadas, recurriendo a los métodos de la teoría de plasticidad y/o análisis de equilibrio límite que consideren los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla por cortante general, se estudiarán las posibles fallas por cortante local, es decir aquellas que puedan afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, así como la falla por punzonamiento en suelos blandos. En el cálculo se deberá considerar lo siguiente:

- **(a)** Posición del nivel freático más desfavorable durante la vida útil de la edificación,
- **(b)** Excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación,
- **(c)** Influencia de estratos de suelos blandos bajo los cimientos,
- **(d)** Influencia de taludes próximos a los cimientos,
- **(e)** Suelos susceptibles a la pérdida parcial o total de su resistencia, por generación de presión de poros o deformaciones volumétricas importantes, bajo solicitaciones sísmicas (Véase el Capítulo **H.7),**
- **(f)** Existencia de galerías, cavernas, grietas u otras oquedades.

H.4.2.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO — La seguridad para los estados límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia. Pueden utilizarse relaciones entre el módulo de elasticidad y el valor de la penetración estándar y la penetración con cono, con el soporte experimental adecuado.

Los asentamientos inmediatos bajo cargas estáticas se calcularán utilizando la teoría de la elasticidad. En suelos granulares se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas sísmicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos por consolidación se producen por la migración gradual del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Su cálculo se realizará con los parámetros determinados de las pruebas de consolidación unidimensional o triaxial realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente bajo los cimientos. Los incrementos de presión a las diferentes profundidades, inducidos por la presión que los cimientos transmiten al suelo, se calcularán con la teoría de la elasticidad. La presión de contacto en los cimientos se estimará considerando hipótesis extremas de repartición de carga, o a partir de un análisis de interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los asentamientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos se calcularán en un número de sitios ubicados dentro y fuera del área cargada.

Para determinar los asentamientos por sismo hay que considerar las cargas verticales de los apoyos y las cargas resultantes de los momentos, especialmente en muros pantalla. El ingeniero estructural le suministrará al ingeniero geotecnista la información relativa al sismo para que el evalúe los asentamientos por este tipo de cargas (instantáneas) y los integre con los de rebotes, consolidaciones, etc.

H.4.2.3 — CAPACIDAD ADMISIBLE —La capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (Véase H.4.2.1), reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos (Véase H.4.8). Esta capacidad debe ser claramente establecida en los informes geotécnicos.

H.4.3 — CIMENTACIONES COMPENSADAS

H.4.3.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA —La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como se indica en H.6.2.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción, para lo cual se deberá considerar una posición conservadora del nivel freático. Las celdas de la losa de cimentación que estén por debajo del nivel freático deberán considerarse como llenas de agua, y el peso de esta deberá adicionarse al de la subestructura, a menos que se tomen precauciones para que esto no suceda. Se prestará especial atención a la evaluación de la carga de falla por cortante local, o cortante general del suelo, bajo la combinación de carga que considere el sismo.

H.4.3.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO —Para estas cimentaciones se deberá calcular:

- **(a)** Los asentamientos inmediatos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado al realizar la excavación (Véase el Capítulo H.6),
- **(b)** Los asentamientos transitorios y permanentes del suelo de cimentación bajo la hipótesis de cargas estáticas permanentes combinadas con carga sísmica cíclica,
- **(c)** Los asentamientos debidos al incremento o reducción neta de carga en el contacto cimentación-suelo.
- **(d)** Los asentamientos inmediatos, de consolidación y los debidos a sismo se calcularán como se indica en H.4.2.2. La técnica empleada en la realización de la excavación (Véase H.8.3) será, en gran medida, la responsable de que se obtengan resultados de asentamientos acordes a los valores calculados.

H.4.3.3 — CAPACIDAD ADMISIBLE —La capacidad admisible se determinará como se indica en H.4.2.3.

H.4.4 — CIMENTACIONES CON PILOTES

La capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos.

H.4.4.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA — Se deberá verificar que la cimentación diseñada resulte suficiente para asegurar la estabilidad de la edificación en alguna de las siguientes condiciones:

- **(a)** Falla del sistema suelo-zapatas, o suelo-losa de cimentación, despreciando la capacidad de los pilotes, como se indica en H.4.2.1.
- **(b)** Falla del sistema suelo-pilotes, despreciando la capacidad del sistema suelo-zapatas o suelo-losa, para lo

cual debe considerarse que la carga de falla del sistema es la menor de los siguientes valores: 1) suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales; 2) capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes; 3) suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes.

La capacidad de carga bajo cargas excéntricas se evaluará calculando la distribución de cargas en cada pilote mediante la teoría de la elasticidad, o a partir de un análisis de interacción suelo-estructura. No se tendrá en cuenta la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tracción, a menos que se hayan diseñado y construido con ese fin.

Además de la capacidad a cargas de gravedad se comprobará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales. Para solicitaciones sísmicas se deberá tener en cuenta que sobre los pilotes actúa, además de la carga sísmica horizontal del edificio, la carga sísmica sobre el suelo que está en contacto con el pilote. Se podrán presentar casos en que los pilotes o pilas proyectados trabajen por punta y fricción, en estos casos se deben hacer los respectivos análisis para compatibilizar las deformaciones de los dos estados límites con factores de seguridad diferenciales.

H.4.4.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO —Los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas de gravedad se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa. En el cálculo de los movimientos anteriores se tendrá en cuenta las excentricidades de carga.

Para pilotes por punta o pilas los asentamientos se calcularán teniendo en cuenta la deformación propia bajo la acción de las cargas, incluyendo si es el caso la fricción negativa, y la de los materiales bajo el nivel de apoyo de las puntas.

Deberá comprobarse que no resulten excesivos el desplazamiento lateral ni el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volcamiento sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la condición de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con métodos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

H.4.4.3 — USO DE PILOTES DE FRICCIÓN PARA CONTROL DE ASENTAMIENTOS — Cuando se utilicen pilotes de fricción como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos en suelos cohesivos blandos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos, los pilotes generalmente no tienen la capacidad para soportar por sí solos el peso de la edificación ya que se diseñan para trabajar al límite de falla en condiciones estáticas. Para determinar la capacidad admisible, deberá entonces tenerse en cuenta que estos pilotes no pueden tomar las cargas sísmicas de la edificación. Adicionalmente deberá considerarse la posibilidad que las zapatas o losa de cimentación puedan perder el sustento del suelo de apoyo. En todos los casos se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y servicio.

En ese caso, el espacio que se deje entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición puedan los pilotes llegar a apoyarse en esta capa como consecuencia de la consolidación del estrato en que se colocaron.

A criterio del ingeniero geotecnista se puede considerar la posibilidad de utilizar los pilotes de control de asentamientos para mejoramiento de la capacidad portante del conjunto.

H.4.5 — CIMENTACIONES EN ROCA

Para cimentaciones en macizos rocosos se seguirán los mismos lineamientos anteriores, teniendo en cuenta que la resistencia y rigidez de los macizos rocosos son siempre menores que los de las muestras de roca (material rocoso) y adoptando los siguientes:

H.4.5.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA — el macizo rocoso debe evaluarse por medio de dos modelos complementarios:

- **(a)** Considerar el macizo rocoso como un medio continuo equivalente, con envolvente de resistencia (esfuerzo cortante vs esfuerzo normal efectivo) curva o con parámetros lineales equivalentes para el intervalo de esfuerzos que se esté considerando.
- **(b)** Considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo, para lo cual se deberán analizar los mecanismos de falla cinemáticamente posibles por las discontinuidades.
- **(c)** El estado límite será el menor que resulte de los dos análisis anteriores.

- **(d)** En los casos extremos de macizos rocosos muy fracturados o casi sin discontinuidades no sería necesario evaluar el mecanismo de b)

H.4.5.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

- **(a)** Si el macizo rocoso se considera continuo, debe evaluarse como un medio elástico, con módulos de deformación apropiados al estado de esfuerzos previsto, estimados bien sea de relaciones empíricas con los sistemas de clasificación, ensayos geofísicos o con ensayos de placa
- **(b)** Si el macizo rocoso se considera discontinuo, se debe hacer el análisis del mecanismo de falla con las características esfuerzo-deformación de las discontinuidades y mecanismos cinemáticamente posibles apropiados.

H.4.6 — PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

- **(a)** La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.
- **(b)** En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos (Véase el capítulo H-9).
- **(c)** Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el capítulo H-9).

H.4.7 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS

Para cimentaciones se aconsejan los siguientes factores de seguridad indirectos mínimos:

H.4.7.1 — CAPACIDAD PORTANTE DE CIMIENTOS SUPERFICIALES Y CAPACIDAD PORTANTE DE PUNTA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Para estos casos se aconsejan los siguientes valores:

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

En todo caso se deberá demostrar que los valores de F_{SR} directos equivalentes no son inferiores a los de la Tabla H.2.4-1

H.4.7.2 — CAPACIDAD PORTANTE POR FRICCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

- **(a)** En este caso el Factor de Seguridad está definido por:

$$F_{SL} = \tau_L / \tau_A \qquad \text{(H.4.7-1)}$$

en la cual τ_L = resistencia al cortante en la interfaz suelo / elemento de cimentación $\leq \tau_f$

- **(b)** A menos que se demuestre con ensayos para la obra en estudio, se tomará, para la ecuación H.4.7-1

$$\tau_L = 2/3\tau_F \qquad \text{(H.4.7-2)}$$

(c) En el caso de la ecuación H.2-6 $(\tau_F = S_U)$, se deberá usar

$$\tau_L = \alpha\tau_F = \alpha S_u \qquad \text{(H.4.7-3)}$$

en la cual $\alpha = 0.2 + 0.8\exp\left[0.35 - (2S_u / P_A)\right] \le 1.0$ (o una expresión con tendencia similar)

Y se podrán usar los valores de F_{SL} iguales a los de F_{SB} de la tabla H.2.4-1

(d) En el caso de pilotes o caissons en roca, se debe tomar τ_L con una formulación apropiada, tal como

$$\tau_L = \psi\left[\sigma_c / 2P_A\right]^{0.5} \qquad \text{(H.4.7-4)}$$

en la cual

σ_c = resistencia a compresión simple del material rocoso o del material del pilote, la que sea menor.
P_A = presión atmosférica
ψ = factor empírico que puede tomarse como 0.5 para rocas arcillosas, 1.0 para rocas calcáreas o concreto y 2.0 para rocas arenosas.

Y se podrán usar valores de F_{SL} iguales a los de F_{SB} de la tabla H.2.4-1

H.4.7.3 — CAPACIDAD PORTANTE POR PRUEBAS DE CARGA Y FACTORES DE SEGURIDAD — La capacidad portante última de cimentaciones profundas se podrá calcular alternativamente, a partir de pruebas de carga debidamente ejecutadas y en número suficiente de pilas o pilotes de acuerdo con lo señalado en la tabla H.4.7-2. En este caso los factores de seguridad mínimos podrán reducirse sin que lleguen a ser inferiores al 80% de los indicados en la tbla 4.7.1.

Tabla H.4.7-2
Número Mínimo de Ensayos de Carga en Pilotes o Pilas para Reducir F_{SICP}

Categoría	No de Pruebas
Baja	≥ 1
Media	≥ 2
Alta	≥ 3
Especial	≥ 5

H.4.8 — ASENTAMIENTOS.

La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia. En cada caso debe verificarse la ocurrencia y la pertinencia de los casos de asentamiento descritos en este numeral.

H.4.8.1 — ASENTAMIENTOS INMEDIATOS — Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada

H.4.8.2 — ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN — Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Se define también como consolidación primaria.

H.4.8.3 — ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS — La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria. Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno. Se estima que materiales con alto contenido orgánico presentan este fenómeno.

H.4.8.4 — ASENTAMIENTOS TOTALES — Son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos son importantes.

H.4.8.5 — ASENTAMIENTOS EN MACIZOS ROCOSOS — En este caso para el cálculo de asentamientos se deberá tomar el macizo rocoso como un medio elástico, isotrópico o anisotrópico según sea el caso, si se considera como un medio continuo o con las deformaciones por las discontinuidades, en el caso de considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo. No se considerarán asentamientos inmediatos ni por consolidación, pero, a juicio del Ingeniero responsable, se deberían estimar asentamientos secundarios los cuales se pueden presentar en macizos rocosos de rocas arcillosas, calcáreas, salinas o con alto contenido orgánico.

H.4.9 — EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

H.4.9.1 — CLASIFICACIÓN — Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

(a) ***Asentamiento máximo*** **—** Definido como el asentamiento total de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
(b) ***Asentamiento diferencial*** **—** Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
(c) **Giro —** Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

H.4.9.2 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS TOTALES — Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

(a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
(b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

H.4.9.3 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES — Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4.9-1, expresados en función de ℓ, distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla H.4.9-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, ℓ

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

H.4.9.4 — LÍMITES DE GIRO — Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de $\ell/250$.

H.4.10 — DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño estructural de toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación. Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.

Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empujes de la losa, debe considerarse todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ellos las de los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobrecarga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

Las presiones de contacto calculadas deben ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura superestructura. En su cálculo se acepta suponer que el medio es elástico, y se pueden usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Se acepta cualquier distribución de presiones de contacto que satisfaga las siguientes condiciones:

(a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura, y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura,
(b) Que los asentamientos diferenciales inmediatos más los de consolidación calculados con las presiones de contacto sean de magnitud admisible (H.4.9).
(c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las de largo plazo, del sistema subestructura-superestructura, sean de magnitud admisible (H.4.9).

La distribución de presiones de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de carga a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras, o mediante análisis de interacción suelo-estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las cargas verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación, y las que se presenten durante el transporte, izado e hinca. Los pilotes deberán ser capaces de soportar estructuralmente la carga que corresponde a su estado límite de falla.

Los pilotes de concreto, de acero y de madera, deberán cumplir con los requisitos estipulados en el Título C, F y G relativos al diseño y construcción de estructuras en estos tipos de materiales. Los pilotes metálicos deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la profundidad a la que se estime el máximo descenso del nivel freático.

Siempre se deben analizar las interacciones que se presentan con las excavaciones vecinas, limitando la capacidad portante total o utilizando pilotes de mejoramiento del suelo.

CAPÍTULO H.5
EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES

H.5.0 — NOMENCLATURA

h_w = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;
γ_w = peso unitario del agua
γ_t = peso unitario total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable
S_u = resistencia no drenada (cohesión aparente) del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU)
N_c = coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación y puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
P_v = presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
Σq = sobrecargas superficiales
F_{SBM} = factores de seguridad mínimos

H.5.1 — EXCAVACIONES

H.5.1.1 — GENERALIDADES — En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

(a) ***De falla —*** colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub presión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías;
(b) ***De servicio —*** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en estas Normas, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA — La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado y del fondo de la misma. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²).

H.5.1.2.1 — ***Estabilidad de taludes de excavación para edificaciones —*** La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos

se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (Véase el capitulo H-8).

En los casos que se requiera el uso de entibados, los empujes a los que se encuentran sometidos los anclajes o puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada por modelaciones analíticas o numéricas y de la experiencia local debidamente sustentada. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los entibados serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los entibados también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de construcción. En el caso de anclajes precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los anclajes o puntales y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

H.5.1.2.2 — ***Falla de fondo —*** En el caso de excavaciones en suelos en especial aquellos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua o por erosión interna. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

.
Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descanse sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo (hi) del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > (\gamma_w / \gamma_m) h_w \qquad \text{(H.5.1-1)}$$

donde

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;
γ_w es el peso unitario del agua; y
γ_V es el peso unitario total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo de los elementos estructurales requeridos para garantizar la estabilidad de acuerdo con las condiciones previstas. La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_V + \sum q < S_u N_c / F_{SBM} \qquad \text{(H.5.1-2)}$$

donde

S_u resistencia no drenada (cohesión aparente) del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no–consolidadas no– drenadas (UU);

N_c coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

P_V presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

Σq sobrecargas superficiales

F_{SBM} factores de seguridad mínimos de la tabla H.2.4-1

H.5.1.2.3 — ***Estabilidad de estructuras vecinas —*** De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclajes temporales para el soporte de entibados deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del anclaje deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de los anclajes deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en la perforación del anclaje. La instalación de anclajes deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de los mismos, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

H.5.1.3 — ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO — Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se proyecta construir.

H.5.1.3.1 — ***Expansiones instantáneas y diferidas por descarga —*** Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes. En el caso de excavaciones entibadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre anclajes o puntales.

H.5.1.3.2 — ***Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones —*** En el caso de cortes entibados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones entibadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

H.5.2 — ESTABILIDAD DE TALUDES EN LADERAS NATURALES Ó INTERVENIDAS

H.5.2.1 — RECONOCIMIENTO — Sin detrimento de lo que establezca la normatividad local que aplique, en edificaciones cuya implantación se proyecte realizar total o parcialmente sobre una ladera, o que se encuentren al borde o al pie de una de ellas, el ingeniero geotecnista junto con la asesoría de un geólogo o ingeniero geólogo, debe

realizar un análisis de estabilidad de los taludes que representen una amenaza para la edificación y diseñar las obras y medidas necesarias para lograr un nivel de estabilidad aceptable en términos de los factores de seguridad que se establecen en H.5.2.6. . Para el caso particular de laderas naturales, se debe realizar el inventario de los procesos que reflejen inestabilidad del terreno a fin de incorporarlos con los análisis de las condiciones de estabilidad de la ladera.

H.5.2.2 — CONSIDERACIONES GENERALES — Para los análisis de estabilidad de laderas naturales ó intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta la geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva, la distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud, las condiciones hidrogeológicas e hidráulicas, las sobrecargas de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y los movimientos sísmicos.

H.5.2.3 — SECCIONES DE ANÁLISIS — Para los análisis de estabilidad se requiere contar con un modelo geológico-geotécnico que contenga al menos una sección transversal del terreno que incluyendo la localización y características de la edificación, represente razonablemente la topografía de la superficie del talud, en dónde éste sea más alto o más empinado, la distribución de los materiales en profundidad, las condiciones del agua subterránea y la localización de sobrecargas, que definan el o los mecanismos de falla que se deban considerar para los análisis de estabilidad. Cuando la irregularidad morfológica o litológica del terreno así lo indique, se requerirá contar con por lo menos una sección en cada zona homogénea definida en el modelo del área de estudio, en donde a criterio del ingeniero geotecnista, exista probabilidad cinemática de que se presenten procesos de inestabilidad.

H.5.2.4 — PRESIONES DE POROS — Para el análisis y diseño de taludes, se debe evaluar el efecto del agua en la disminución del esfuerzo efectivo del suelo y de la resistencia al corte, incluyendo los aspectos sísmicos de la sección H.6.2.5. Para tal efecto, el Ingeniero Geotecnista debe aplicar una o varias de las siguientes metodologías:

(a) Red de flujo: necesaria en el caso en que la cabeza piezométrica no corresponde con la superficie del nivel freático.
(b) Nivel freático: en el caso en que la cabeza piezométrica corresponde con la superficie de la tabla de agua, por encontrarse esta última a presión atmosférica.
(c) R_u cociente entre la presión de poros y el esfuerzo vertical total. Este valor puede variar para el mismo material, dependiendo de su posición relativa respecto a la superficie de agua y a la superficie del terreno. Por tal motivo, se recomienda calcular tantos valores como sean necesarios de acuerdo con la complejidad del problema.

Se preferirá el cálculo de la presión de poros a través de una red de flujo o por la definición de un nivel freático, respecto a la aplicación del factor Ru.

H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno, a_{max} obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{max} , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla H.5.2-1
Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

En los análisis de estabilidad de taludes deben considerarse los criterios de susceptibilidad al deslizamiento asociado a sismo establecido en la sección H.7.1.2

H.5.2.6 — METODOLOGÍA — Debe utilizarse un método de cálculo y análisis de reconocida validez y aplicación, proporcionado a la magnitud del problema potencial y a las consecuencias en pérdidas de vidas y económicas en caso de falla del talud.

H.5.2.7 — FACTORES DE SEGURIDAD — Se usarán los de la tabla H.2.4-1

Notas

CAPÍTULO H.6
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

H.6.0 — NOMENCLATURA

H	=	altura total del muro o estructura de contención
h	=	tramo de altura en la estructura de contención
K_A	=	coeficiente de presión de tierras, estado activo
K_h	=	coeficiente de presión de tierras para fuerzas horizontales
K_o	=	coeficiente de presión de tierras en reposo
K_{oh}	=	coeficiente de presión de tierras horizontal, en reposo
K_p	=	coeficiente de presión de tierras, estado pasivo
P_{ex}	=	Empuje lateral debido a cargas externas
P_h	=	empuje lateral, horizontal, como suma de los demás empujes
P_w	=	empuje debido al agua
P'_h	=	empuje efectivo debido al suelo
RSC	=	relación de sobre consolidación
β	=	ángulo de inclinación del terreno por contener, positivo hacia arriba, negativo hacia abajo
ϕ'	=	ángulo de fricción interna
γ_t	=	peso unitario total
σ'_h	=	esfuerzo efectivo horizontal
σ'_v	=	esfuerzo efectivo vertical
σ'_1	=	esfuerzo efectivo principal
σ'_3	=	esfuerzo efectivo secundario o menor

H.6.1 — GENERALIDADES

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables. Las estructuras de contención pueden ser autónomas, que soporten directamente las solicitudes de los materiales por contener, ó que involucren a dichos materiales con ayuda de refuerzos, para que éstos participen con sus propiedades a soportar dichas solicitudes en forma segura.

Las estructuras de contención pueden ser muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas.

H.6.2 — ESTADOS LÍMITE

H.6.2.1 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA — Los estados límite de falla que se deben considerar para un muro serán la rotura estructural, las deformaciones de la estructura, el volteo, la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

H.6.2.2 — ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO — Cuando las deformaciones del sistema de contención afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras, se denomina estado límite de servicio.

H.6.3 — CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas a que puede estar sometida, tales como las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de anclaje, las cargas de tráfico, las características del relleno, el sistema de drenaje, procesos de socavación o de oleaje (en vecindad de cuerpos de agua), efectos sísmicos y efectos de temperatura. También debe tenerse en cuenta el tiempo de servicio esperado de la estructura.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones que se deben tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo que contiene, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en H.5

Estas estructuras deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación del mismo.

H.6.4 — PRESIÓN DE TIERRAS

La presión que las tierras ejercen sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura H.6.4-1, y se cuantifican en la tabla H.6.4-1.

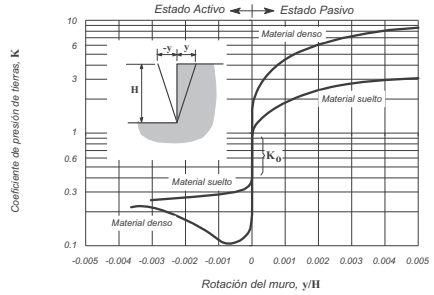


Figura H.6.4-1 – Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento

Tabla H.6.4-1
Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 **H**	0.020 **H**
Granular suelto	0.004 **H**	0.060 **H**
Cohesivo firme	0.010 **H**	0.020 **H**
Cohesivo blando	0.020 **H**	0.040 **H**

H.6.4.1 — COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS — Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \qquad \text{(H.6.4-1)}$$

H.6.4.2 — EMPUJE LATERAL DE TIERRAS — Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

$$P'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h \qquad \text{(H.6.4-2)}$$

H.6.4.3 — ESTADO EN REPOSO — El coeficiente de presión de tierras en reposo está definido como

$$K_o = 1 - \sin\varphi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \qquad \text{(H.6.4-3)}$$

H.6.4.3.1 — ***Suelo normalmente consolidado*** **—** En este caso $K_{oh} = K_o$, lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo.

H.6.4.3.2 — ***Suelo preconsolidado*** **—** cuando el suelo está pre consolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin\varphi')\,RSC^{\sin\varphi'} \qquad \text{(H.6.4-4)}$$

H.6.4.3.3 — ***Terreno inclinado*** **—** Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación β, este valor se convierte en

$$K_h = (1 - \sin\varphi')\,RSC^{\sin\varphi'}(1 + \operatorname{sen}\beta) \qquad \text{(H.6.4-5)}$$

en la cual β debe tomarse con su signo (+ hacia arriba y - hacia abajo) y válida para $|\beta| \le \varphi'$

H.6.4.4 — ESTADO ACTIVO — El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces, K_A. Los empujes sobre muros de contención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base (por ejemplo gaviones). En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

H.6.4.5 — ESTADO PASIVO — El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_p.

H.6.4.6 — MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS — Para este caso particular se ha verificado que la presión de tierras aparente adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto entonces el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para hacer un prediseño de estas estructuras se pueden evaluar las presiones

con las siguientes expresiones:

(a) Suelos Granulares

$$p_h = 0.65 K_A \gamma_t H \qquad \text{(H.6.4-6)}$$

(b) Suelos Cohesivos

$$p_h = 0.2\,\gamma_t\,H \quad \text{para } s_u \ge 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \qquad \text{(H.6.4-7)}$$

$$p_h = 0.3\,\gamma_t\,H \quad \text{para 25 kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} < s_u < 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \qquad \text{(H.6.4-8)}$$

$$p_h = 0.4\,\gamma_t\,H \quad \text{para } s_u \le 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} \qquad \text{(H.6.4-9)}$$

H.6.4.6.1 — ***Consideración del agua*** **—** El análisis precedente es correcto para un sistema de esfuerzos totales, en una masa de suelo eventualmente saturado, pero sin agua libre. En caso de presencia de agua libre o nivel freático, su influencia debe calcularse por separado.

H.6.4.7 — OTROS MÉTODOS — En casos donde se requiera un estricto control de las deformaciones se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde.

H.6.4.8 — ESTADO DE CÁLCULO — La selección de los estados activos, en reposo o pasivos, actuantes sobre la estructura de contención debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

H.6.5 — EMPUJES DEBIDOS AL AGUA

Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras. Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Cuando la permeabilidad de la estructura sea superior a 1 cm/seg, como en el caso de gaviones o cribas, se puede emplear la propia estructura de contención para la captación y conducción del agua, pero se debe evitar la erosión del suelo que soporta por medio de filtros y garantizar el desagüe. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

H.6.6 — EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS

Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas de compactación, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor, contenido de agua y tasa de colocación en altura de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa en la prueba Proctor estándar o en métodos especiales para materiales muy gruesos Los rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

H.6.7 — CAPACIDAD ANTE FALLA

Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

- **(a)** La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos.
- **(b)** La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos: (1) cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro, (2) aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo, (3) colocar dentellones reforzados, (4) anclar o pilotear el muro, (5) profundizar la base del muro o (6) ampliar la base del mismo.
- **(c)** La capacidad de carga en la base del muro se deberá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

H.6.8 — EMPUJES SÍSMICOS

Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del numeral A.2.3 y de los parámetros del numeral H.2. Se deben emplear los coeficientes sísmicos indicados en H.5.2.5 con las salvedades y métodos allí indicados

H.6.9 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.5.1.2 y siguientes, deben ser, como mínimo, los indicados en la tabla H.6.9-1.

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ 1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrinseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrinseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Notas

CAPÍTULO H.7
EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS

H.7.0 — NOMENLATURA

G = variación de la rigidez
β_s = amortiguamiento
A_{max} = aceleraciones máximas del terreno

H.7.1 — ASPECTOS BÁSICOS

Para realizar la evaluación geotécnica de efectos sísmicos que deben ser considerados en el diseño de estructuras se parte de los aspectos básicos que están relacionados con la modificación del movimiento del terreno (efectos inerciales) y los cinemáticos. Adicionalmente, los aspectos básicos contribuyen a cuantificar de una manera acertada las incertidumbres relacionadas con la respuesta dinámica del terreno, las condiciones de estabilidad de los materiales, y los efectos del potencial de licuación o movilidad cíclica en los suelos granulares y en suelos de grano fino de baja plasticidad.

En este Capítulo, los aspectos básicos se separan en cuatro temas: la incidencia de la litología del terreno, el tipo de solicitación sísmica, las condiciones topográficas y al efecto de la interacción sismo-suelo-estructura.

H.7.1.1 — EFECTO DE LA LITOLOGÍA Y TIPOS DE SUELOS

(a) La caracterización básica del perfil litológico se establece en términos de los valores de velocidad de onda de corte (V_s) con la profundidad y su variación horizontal, hasta el nivel de de roca (rechazo en el ensayo SPT), o suelos duros ($V_s > 500$ m/s) mediante ensayos geofísicos en el terreno. Adicionalmente, de manera complementaria para efectos de caracterización de la variación espacial, o para evaluar los rangos de valores de las propiedades relevantes, se pueden utilizar correlaciones debidamente soportadas con otros parámetros geotécnicos. Estas correlaciones no pueden reemplazar las mediciones directas en el terreno.

(b) Para los diferentes materiales presentes en el perfil se debe determinar la variación de la rigidez (G) y del amortiguamiento (β_s) con el nivel de deformaciones y de esfuerzos (degradación de propiedades dinámicas). La determinación de la variación de la rigidez dinámica se puede hacer mediante ensayos dinámicos de laboratorio siempre y cuando se cuente con muestras representativas de alta calidad. En este caso los ensayos deben cubrir el rango de interés de deformaciones y esfuerzos, en función del número de ciclos de carga, para el problema que se esté estudiando, y se deben normalizar adecuadamente para poder relacionarlos con los valores de rigidez en el terreno, preferiblemente mediante la determinación en el laboratorio, sobre las mismas muestras, de la velocidad de onda de corte a bajas deformaciones. Se debe justificar adecuadamente la normalización que se haga de la variación de la rigidez dinámica con la deformación.

(c) La variación de la rigidez y el amortiguamiento con la deformación también se debe estimar con base en referencias debidamente sustentadas de correlaciones o modelos reportados en la literatura técnica internacional. Estos resultados se deben comparar con los obtenidos de los ensayos dinámicos de laboratorio.

(d) Se debe dar consideración explícita a la verificación de la resistencia dinámica de cada material, incluyendo cuando sea aplicable, la evaluación del potencial de licuación de los suelos granulares y suelos de grano fino de baja plasticidad, y la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente. También deben calcularse los asentamientos producidos por el sismo (deformación volumétrica por densificación), empleando criterios o metodologías actualizadas y reconocidas internacionalmente.

H.7.1.2 — EFECTO DEL TIPO DE SOLICITACIÓN — Para la evaluación de la respuesta del terreno ante la propagación del sismo se debe tener presente que cada fuente sismogénica que produce sismos de diferente magnitud y distancia con respecto al lo cual genera escenarios de respuesta dinámica del subsuelo

significativamente diferentes, aún si los niveles de aceleración máxima del terreno son similares para las diferentes fuentes. Por lo tanto para evaluación geotécnica de efectos sísmicos los análisis de respuesta dinámica deben utilizar por lo menos tres historias de movimiento en función del tiempo representativas de cada una de las diferentes fuentes sismogénicas que sean relevantes para el sitio de estudio y que sean compatibles con los niveles de amenaza sísmica para el sitio de acuerdo con el Estudio Nacional de Amenaza Sísmica vigente o estudios posteriores aplicables.

Para el caso de fuentes sismogénicas cercanas (menores de 25 Km de distancia epicentral) con potencial de generación de eventos superficiales (profundidad focal menor de 20 Km), debe considerarse el aporte de la componente vertical de la señal sísmica en el análisis de respuesta del terreno. Generalmente, la aceleración vertical puede variar entre el 50% y el 100% del valor de la aceleración horizontal, según sea cada caso particular. En caso de existir información instrumentada con las redes de acelerómetros locales o regionales, es posible definir para el proyecto ubicado en la localidad estudiada, una relación más ajustada entre los valores de las dos componentes de aceleración.

Las historias de movimiento que se utilicen deben ser representativas de las condiciones en roca, preferiblemente de registros reales sin modificar debidamente sustentados. En caso de que se utilicen historias sintéticas de movimiento o historias reales modificadas estas deben ser debidamente sustentadas para garantizar su representatividad y que sean razonables desde el punto de vista sismológico. En todos los casos se debe asegurar que los espectros de aceleración, velocidad y desplazamientos de las señales que se utilicen sean compatibles y representativos de las condiciones de estudio y que estas historias no incluyan efectos previos de respuesta local o topográfica o cualquier otro tipo de anomalía que pueda posteriormente verse reflejada en resultados de respuesta no representativos.

H.7.1.3 — EFECTO DE TOPOGRAFÍA Y DEL TIPO DE ONDAS EN LA RESPUESTA

(a) ***Componente de ondas de corte que se propaga verticalmente*** **(SH)** — Este es el tipo de ondas son las predominantes en los casos donde la superficie del terreno y la estratigrafía de todo el perfil geotécnico es horizontal o con pendientes menores de 10%, o donde los efectos topográficos no son relevantes. Para la evaluación de la respuesta sísmica se pueden emplear modelos numéricos unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) o tridimensionales (3D) de propagación de ondas.

(b) ***Combinación de ondas superficiales y de corte, y efecto de las longitudes de onda de la excitación en relación con la respuesta y la estratigrafía*** — Estos efectos solo se pueden estudiar mediante modelos de respuesta dinámica bidimensional (2D) o tridimensional (3D) y son relevantes cuando las condiciones del terreno son irregulares. En caso de que se tengan condiciones estratigráficas de suelos y topografía no uniforme ni plana, se debe considerar el efecto topográfico tanto de la variación de la superficie del terreno, como de la profundidad del contacto con la roca subyacente, para determinar zonas del terreno donde se genere amplificación o atenuación local de las ondas sísmicas. Estos efectos son relevantes si la pendiente del terreno o del contacto con la roca subyacente son mayores a 10% en el área de influencia del proyecto. Para tener en cuenta estos efectos se deben realizar análisis de respuesta dinámica con modelos numéricos 2D o 3D según sea la situación particular.

(c) Empleo de la instrumentación sísmica para validar los modelos numéricos de respuesta dinámica 1D, 2D o 3D. En las zonas donde se cuente con redes locales o regionales de acelerómetros, los registros existentes que resulten representativos de la respuesta del sitio objeto de estudio, deberán utilizarse para hacer análisis de sensibilidad del comportamiento dinámico de los materiales del subsuelo o para establecer análisis comparativos con los modelos teóricos de la respuesta sísmica asociada a efectos topográficos.

(d) En el rango elástico se puede registrar un fenómeno de triple resonancia. En primer término, efecto roca-suelo debido a similitudes entre los periodos predominantes de vibración de los movimientos incidentes de los sismos y los movimientos de los depósitos de suelos. En segundo término, efecto suelo-suelo ocasionado por el confinamiento de las ondas en una artesa, causado a su vez por la diferencia entre la impedancia del suelo contenido y la roca de base; el resultado inmediato es una mayor duración del sismo sentido en el depósito de suelos, en relación con el movimiento originario en roca. En tercer término, un efecto suelo-estructura cuando coinciden sus períodos predominantes de vibración y el período fundamental de la estructura. Cabe anotar que como el comportamiento de la estructura y el suelo es usualmente no-lineal para el sismo de diseño, este fenómeno puede no ser relevante para este sismo. Si bien en el caso de los sismos el comportamiento no lineal del suelo y de la estructura cambia los periodos, en el caso de resonancia por vibraciones ambientales se pueden presentar relativamente fácil y llegar a sobrepasar los límites que puede tolerar un residente y causar eventual fatiga de la estructura por su constante repetición.

(e) La evaluación de la amplificación resulta importante para aceleraciones originarias en roca inferiores a un valor límite que es del orden de $0.4g$. Para aceleraciones superiores a la antedicha se presenta el fenómeno

contrario, ó sea una de amplificación. El análisis detallado del fenómeno debe hacerse obligatoriamente para las edificaciones clasificadas como grupos de uso III, IV (Artículo A.2.9.3.6 del Reglamento) para las demás categorías es opcional. Los métodos para efectuar este análisis deben estar adecuadamente sustentados dentro de la dinámica de suelos y la ingeniería sísmica. Se permite el uso de modelos unidimensionales, y cuando la información sobre los depósitos de suelos lo permita, se pueden emplear modelos más sofisticados. Su uso debe reemplazar progresivamente los métodos aproximados; se recomienda cuando la información disponible lo justifique y sea compatible con la complejidad del proyecto. Al respecto deben consultarse los requisitos del Capítulo A2 del Reglamento.

H.7.2 — ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA

El tipo de análisis de respuesta dinámica se debe seleccionar de acuerdo con los criterios antes indicados, teniendo en cuenta la litología y las condiciones topográficas y puede ser en una, dos o tres dimensiones. Los modelos que se utilicen deben ser internacionalmente aceptados, y para su uso se deben establecer de manera clara y explícita los siguientes componentes del análisis:

(a) ***Señales de entrada*** — Debe tenerse en cuenta los tipos de fuentes y eventos representativos de la amenaza sísmica, incluyendo acelerogramas y espectros de aceleración, velocidad y desplazamientos.

(b) ***Extensión del dominio para el modelo de análisis*** — Debe llegar hasta el nivel de la roca y para los modelos en dos y tres dimensiones se debe extender las fronteras laterales lo suficiente para representar adecuadamente el problema (efectos de variación lateral de la litología y generación y propagación de ondas superficiales).

(c) ***Discretización del medio continuo*** — En modelos numéricos la discretización de la malla (elementos finitos, diferencias finitas, etc.) debe ser tal que no produzca efectos numéricos de filtrado de componentes del movimiento. La discretización que se utilice se debe sustentar objetivamente.

(d) ***Relación entre el modelo geotécnico para análisis de respuesta y los parámetros de caracterización dinámica del subsuelo*** — Debe existir compatibilidad entre el modelo numérico geotécnico, la caracterización geotécnica dinámica realizada y los niveles de esfuerzos y deformaciones del problema estudiado. Estos se deben sustentar adecuadamente.

(e) ***Se debe presentar resultados de historias de aceleración historias de esfuerzos cortantes generados o espectros de respuesta tanto de aceleración como de velocidad y desplazamientos*** — Deben escogerse los puntos que sean relevantes para el problema considerado (nivel de cimentación, campo libre, centro de gravedad de masas que empujan sobre estructuras de contención o talud, perfil de aceleración con la profundidad para evaluación de potencial de licuación o zonas de falla, etc.), según sea aplicable.

(f) ***Se deben presentar historias de desplazamientos totales y relativos en puntos relevantes del problema*** — Por ejemplo desplazamientos relativos a lo largo de cimentaciones profundas, o entre diferentes puntos a lo largo de estructuras de cimentación contención o talud, etc. según sea aplicable, con el fin de establecer los aspectos cinemáticos relevantes de la respuesta.

H.7.3 — ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

A partir de la caracterización y los análisis de respuesta dinámica o utilizando métodos internacionalmente aceptados, según sea la condición particular del sitio, se deben considerar los siguientes aspectos relacionados con la estabilidad del terreno o de las estructuras en contacto con el suelo:

(a) Empujes dinámicos del terreno para estructuras de contención y pilotes de punta.
(b) Deformaciones transientes y permanentes impuestas por el movimiento sísmico a estructuras enterradas.
(c) Deformaciones diferenciales generadas por el sismo (transientes y permanentes) en estructuras de gran extensión o en casos en que las condiciones del terreno puedan cambiar sustancialmente en el área del proyecto
(d) Estabilidad de cimentaciones por efectos de volteo, arrancamiento, desplazamiento lateral capacidad portante o efectos hidrodinámicos. Para estos análisis se deben considerar las cargas de servicio (sin mayorar) de las solicitaciones dinámicas de las estructuras sin considerar reducción por efectos de ductilidad de las mismas.
(e) Potencial de licuación o desplazamiento (corrimiento) lateral por movilidad cíclica
(f) Deformaciones o asentamientos permanentes generados por densificación del terreno.
(g) Definición del coeficiente seudo-estático de fuerza horizontal y vertical en taludes naturales o excavaciones, teniendo en cuenta la incidencia de los efectos topográficos en el análisis de estabilidad durante sismo.

(h) Estabilidad dinámica o seudo-estática de taludes naturales o de excavación de influencia directa para el proyecto, a partir de modelos de respuesta que involucren relaciones esfuerzo-deformación-tiempo o con métodos empíricos.

H.7.4 — LA LICUACIÓN Y LOS FENÓMENOS RELACIONADOS

Los suelos granulares tienen una tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monotónica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas, lo que ha recibido el nombre genérico de licuación.

H.7.4.1 — LICUACIÓN DE FLUJO — Se define como un estado de movimiento catastrófico donde el esfuerzo cortante estático es superior a la resistencia correlativa del suelo en su condición licuada. Cuando sobreviene el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos.

H.7.4.2 — MOVILIDAD CÍCLICA — En contraste con el anterior, el fenómeno denominado movilidad cíclica tiene lugar cuando el estado de esfuerzos estáticos es inferior a la resistencia del suelo licuado; durante el movimiento sísmico el estado de esfuerzos aumenta en forma escalonada hasta que se alcanza la resistencia del suelo y sobreviene la falla. Los términos licuación horizontal, corrimiento lateral y oscilación del terreno son casos especiales de movilidad cíclica observados en la práctica.

H.7.4.3 — VOLCANES DE ARENA — Es un fenómeno que frecuentemente acompaña la ocurrencia de la licuación; durante el movimiento sísmico, o inmediatamente después, el exceso de presión de poros es disipado, normalmente hacia arriba como la dirección más fácil y en puntos localizados, o a lo largo de grietas, se producen erupciones de arena en estado líquido que conforman pequeños volcanes.

H.7.4.4 — SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN — Teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

(a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.
(b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
(c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
(d) Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
(e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
(f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.
(g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.
(h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
(i) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

H.7.4.5 — MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Para la evaluación del potencial de licuación y de las deformaciones permanentes, se deben emplear técnicas de laboratorio y/o ensayos de campo, que correspondan a metodologías determinísticas o probabilísticas actualizadas reconocidas internacionalmente.

El Estudio Geotécnico deberá describir la susceptibilidad y consecuencias potenciales de licuación y pérdida de resistencia del suelo (incluyendo estimativos de asentamiento diferencial, corrimiento lateral, cargas laterales sobre las cimentaciones, reducción de la capacidad de soporte de las cimentaciones, incremento en la presión lateral sobre estructuras de retención y flotación de estructuras enterradas), y deberá discutir las medidas para la mitigación (numeral H.7.5).

Las medidas de mitigación deberán ser tenidas en consideración en el diseño de la estructura y pueden incluir, pero no son limitadas a, estabilización o densificación del terreno, selección de tipos de cimentaciones a profundidades apropiadas, selección de sistemas estructurales que se acomoden a los desplazamientos y fuerzas anticipadas, o alguna combinación de estas medidas. También deben evaluarse las implicaciones de las medidas de mitigación para garantizar el funcionamiento del proyecto y su entorno luego del sismo. En general, debe buscarse que las estructuras no queden ubicadas sobre suelos susceptibles a licuación.

El potencial de licuación del suelo, la pérdida de resistencia y las deformaciones permanentes, deberán ser evaluadas para las aceleraciones máximas del terreno (A_{max}), las magnitudes (M_w) esperadas de los posibles escenarios de eventos sísmicos, número de ciclos de carga, la resistencia a la penetración del suelo (ensayos SPT, cono estático, piezocono, becker, V_s, etc), y demás características consistentes con los movimientos sísmicos del terreno y el método empleado. Se permite determinar la A_{max} basado en un estudio de microzonificación sísmica de la ciudad o en un estudio específico de respuesta de sitio que tenga en cuenta efectos de amplificación (numerales A.1.9 y H.7.2). En suelos finos, por su comportamiento particular, podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el IP, **Wn/LL**, y demás parámetros sugeridos por las metodologías modernas sobre el tema.

H.7.4.6 — **MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELOS SUCEPTIBLES A LA LICUACIÓN** — En correspondencia con los factores que aumentan la vulnerabilidad del suelo ante los esfuerzos cíclicos se indican algunos métodos para densificar el terreno y/o mejorar su resistencia. Estos son:

- **(a)** ***Drenajes*** — Drenajes y sub drenajes de grava, gravilla, drenajes tipo "Mecha" (Wick) y pozos para mantener baja la presión del agua y disipar eventuales excesos.
- **(b)** ***Vibro-densificación*** — Es una densificación por vibración que opera por medio de una licuación moderada que produce densificación del depósito.
- **(c)** ***Vibro-compactación*** — Vibración bajo agua que produce la densificación de material; las aberturas son rellenadas luego con material compactado.
- **(d)** ***Vibro-reemplazo*** — Huecos perforados a golpes, son luego rellenados con grava arena y piedra, con o sin agentes cementantes.
- **(e)** ***Pilotes de compactación*** — Procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.
- **(f)** ***Compactación dinámica*** — Mediante una repetida aplicación del impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.
- **(g)** ***Inyecciones de compactación*** — Inyecciones de una mezcla gruesa y viscosa de material que produce el desplazamiento y la compactación del depósito.
- **(h)** ***Estribos de sobrecarga*** — Que consiste en aumentar la resistencia a la licuación aumentando, con sobrecarga, la presión afectiva de confinamiento.
- **(i)** ***Pilotes Radicales*** — A veces llamados banderillas, con diámetro reducido, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación.
- **(j)** ***Inyección de elementos químicos*** — Inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.
- **(k)** ***Jet grouting*** — Que excava, mezcla y rellena materiales adicionales, incluso cementantes mediante chorros de agua a alta presión.
- **(l)** ***Pilotes y pantallas pre excavadas*** — La colocación de pilotes y pantallas -a presión o sin ella- rellenos en cemento, cal, o asfalto reducen el potencial de licuación.
- **(m)** ***Vitrificación in-situ*** — Consiste en la fundición del suelo mediante chorros de fuego que transforman el material en roca.
- **(n)** ***Explosiones y voladuras*** — Con un patrón determinado y a una profundidad relacionada con la magnitud del problema, pueden inducir licuación limitada y producir la densificación del material en profundidad.

Notas:

CAPÍTULO H.8
SISTEMA CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES, EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

H.8.0 — NOMENCLATURA

D = diámetro del pilote
E = módulo de elasticidad del pilote
I = momento de inercia del pilote
K = coeficiente de reacción horizontal del suelo
L = longitud del pilote
N = número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c

H.8.1 — SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO

El Sistema Geotécnico Constructivo definido como el sistema constructivo de cimentaciones, excavaciones y muros de contención es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración. Debe incluir el escenario más probable del proceso constructivo, considerando aspectos como secuencia de excavación, métodos de perforación, tratamientos estabilizadores previos, aplicación de pre-cargas, cambios en las trayectorias de drenaje u otros que puedan alterar o modificar en forma importante el comportamiento de los geomateriales que conforman el suelo de fundación, procedimientos constructivos de la cimentación y planes de contingencia, de acuerdo con los numerales que apliquen de este Capítulo H.8.

Todo Proyecto de Construcción deberá incluir un análisis de las condiciones físicas e hidro-mecánicas de los depósitos de suelos o macizo rocosos involucrados, para cada uno de los escenarios previstos en el desarrollo de la construcción del proyecto, y específicamente deberá considerar al menos los siguientes:

- **(a)** ***Escenario antes de la construcción*** — Se describen las condiciones de los geomateriales in-situ determinadas mediante los procedimientos y prácticas convencionales y aquellas de que tratan estas normas, haciendo especial énfasis en condiciones inalteradas y con cambios menores respecto de la variación de propiedades esfuerzo–deformación con relación a las determinadas en ensayos de laboratorio.
- **(b)** ***Escenario durante la construcción*** — Se describen las condiciones que cambian o modifican las propiedades de los geomateriales como cambios en el estado de esfuerzos (descargas–recargas, humedecimiento–secado, etc.), efectos debidos a operaciones de perforación, vibraciones, ruidos, emisión y manejo de lodos y en general cualquier fuente de contaminación o cualquier tipo de alteración del subsuelo de apoyo, incluyendo variaciones en resistencia y rigidez debidas a la aplicación de las cargas de trabajo o cargas incidentales, de naturaleza estática o dinámica.
- **(c)** ***Escenario después de la construcción*** — Se describen las condiciones en las que se espera que permanezcan los geomateriales durante la vida útil de la estructura, para lo cual se debe prever la necesidad de construcción de sistemas especiales de mantenimiento de la estructura y si fuere del caso de los elementos de cimentación y el suelo que los rodea, así como la instrumentación y monitoreo de la posible variación de propiedades esfuerzo–deformación de los suelos de apoyo, debidas a modificación de las trayectorias de drenaje o inducción de presiones adicionales que aceleren o modifiquen las tasas de deformación de los materiales involucrados.

Cada uno de estos escenarios deberá permitir la definición concreta de secuencias de construcción, medidas de mitigación, seguimiento y monitoreo de todos los efectos que sobre la estabilidad de las estructuras de cimentación y sobretodo de los suelos de fundación, puedan conllevar los procedimientos constructivos que se ejecuten en el proyecto.

H.8.2 — EXCAVACIONES

H.8.2.1 — **CONSIDERACIONES GENERALES** — Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de

estabilidad de acuerdo con el Capítulo H.6.

Si existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por entibados, tablestacas o muros fundidos en el lugar apuntalados o retenidos con anclajes instalados en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

H.8.2.2 — **CONTROL DEL FLUJO DE AGUA** — Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los tubos, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles y excavaciones importantes, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen, de tal manera que se modifique lo menos posible el estado de esfuerzos efectivos e iniciales del terreno; para controlar esto es muy importante la instalación de piezómetros previo al inicio de la construcción. No se debe descartar la instalación de otros instrumentos como inclinómetros, extensómetros, etc.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad se calculará para un gasto de extracción de por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- **(a)** Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- **(b)** Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- **(c)** Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

H.8.2.3 — **TABLESTACAS Y MUROS FUNDIDOS EN EL SITIO** — **C**uando se utilicen tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros fundidos in situ o prefabricados, deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo H.5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclajes horizontales instalados en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

H.8.2.4 — **SECUENCIA DE EXCAVACIÓN** — El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de atender los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

H.8.2.5 — **PROTECCIÓN DE TALUDES PERMANENTES** — En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclajes pasivos o activos para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstos no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural de los anclajes deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger los anclajes contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

Se deberá contemplar la modelación de todas las etapas del proceso constructivo con el propósito de analizar no solo la estabilidad de los taludes o cortes resultantes en su condición final, sino además que permita prever el efecto que tienen las técnicas y procedimientos de corte como voladuras controladas, mediante maquinaria pesada o manualmente, según sea el caso.

Se deberá verificar la existencia de normas específicas de autoridades locales sobre la ejecución de excavaciones, uso del suelo, microzonificación sísmica o derivadas de Planes de Ordenamiento Territorial o similares.

H.8.2.6 — **PLAN DE CONTINGENCIA PARA EXCAVACIONES** — Cuando se proyecten excavaciones de más de 3 m de profundidad o en la base de laderas, se debe contar con un plan de contingencia, donde se determinen los elementos vulnerables, los riesgos potenciales, el área de influencia, las posibles personas involucradas, los mecanismos de aviso a las autoridades, las rutas de evacuación, los mecanismos de capacitación al personal, el diseño de sistemas de control de la contingencia, el listado de elementos que pueden requerirse para afrontar una contingencia y los sitios y procedimientos para adquirir dichos elementos de control.

H.8.3 — ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Durante los procesos constructivos que involucran estructuras de contención, independientemente del tipo de estructura del cual se trate (cantiliver, de gravedad, con contrafuertes, apuntalada, etc.), se deberá prever los cuidados necesarios para no inducir sobreesfuerzos que conlleven deformaciones sobre estas y que posteriormente puedan reducir la capacidad de soporte para la cual fueron diseñadas, bajo la condición de carga final de trabajo.

Se debe incluir la secuencia completa de ejecución de actividades, de manera tal que se garantice que ni los suelos de cimentación ni aquellos que servirán de relleno a la estructura de contención, sufran variaciones importantes en su rigidez y resistencia, y de manera particular en la densidad del material a colocar en el trasdós del muro, toda vez que este factor puede inducir degradación prematura de la estructura de contención.

Los sistemas de drenaje preventivo deberán diseñarse e instalarse en la forma adecuada para buscar tanto la estabilidad de la estructura de contención como del material contenido y la menor variación posible de las trayectorias de drenaje naturales. Cuando se trate de estructuras de contención relacionadas con estabilidad de taludes o laderas producto de análisis en estudios de remoción en masa, se deberán tener en cuenta además de los requisitos contemplados en estas normas, aquellos prescritos por las normas que regulen ese tipo de estudios en cada zona geográfica del país.

H.8.4 — PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES

H.8.4.1 — **CIMENTACIONES SUPERFICIALES** — El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio geotécnico. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los

ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

Se debe incluir la secuencia en la que se deben realizar las excavaciones superficiales, disposición de sobrantes de excavación, incidencia por posibles cambios o alteraciones en las trayectorias de drenaje y variaciones del nivel freático, tiempo máximo de exposición de los geomateriales ante cambios en las condiciones ambientales, efectos por ciclos de humedecimiento–secado que puedan conllevar variaciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de apoyo, efectos por ciclos de carga–descarga a los que se puedan ver sometidos los materiales del perfil, hasta la profundidad de influencia previamente determinada.

En estos casos, el ingeniero geotecnista será responsable de orientar adecuadamente los procedimientos constructivos, proponiendo las fases en los cuales estos se deben adelantar e indicando con precisión la necesidad o no de instrumentar el desarrollo de dichas fases. Los trabajos relativos a excavaciones a cielo abierto, construcción de rellenos y terraplenes y procedimientos de estabilización de geomateriales in–situ, implican la realización de análisis de estabilidad estáticos y dinámicos que conduzcan a la obtención de factores de seguridad de carácter transitorio, que son precisados por estas Normas en el capitulo H-6.

H.8.4.2 — CIMENTACIONES CON PILOTES O PILAS — La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y construirse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, no rebasará la fuerza crítica **Pc** definida por:

$$P_c = \left(N^2\pi^2EI / 4L^2 + 4KDL^2\pi^2\right) / F_S \qquad \text{(H.8.4-1)}$$

en donde,

K coeficiente de reacción horizontal del suelo;
D diámetro del pilote;
E módulo de elasticidad del pilote;
I momento de inercia del pilote;
N número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c;
L longitud del pilote; y
F_S se tomará igual a 3.0.

H.8.4.2.1 — ***Pilas o pilotes fundidos en el sitio*** — Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio geotécnico deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo bentonítico o polimérico, con entibado ó encamisado. Antes de la fundida, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los materiales derrumbados han sido removidos. La fundida se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de fundida, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico o polimérico, el constructor no deberá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún botadero autorizado por la autoridad ambiental.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60º: el peralte de la campana en el fondo será por lo menos de 20 cm o lo indicado en los planos estructurales. En general no se recomienda construir campanas bajo agua o lodos, a menos que se garantice explícitamente mediante pruebas de integridad, que el concreto colocado en esta zona en donde se desarrolla la capacidad de carga, ofrece las características de durabilidad y sanidad requeridas para un óptimo desempeño estructural durante su vida útil. Dicha condición del proceso constructivo quedará a criterio del ingeniero geotecnista.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de materiales derrumbados, la duración de la fundida, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90% del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de fundido, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá el resto de la cimentación.

En el caso de pilas excavadas manualmente y fundidas en seco, la longitud adicional podrá ser hasta de 50% del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el curado del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir una guía antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas excavadas manualmente (caissons) de menos de 100 cm de diámetro; para profundidades mayores de 10 m se deben proyectar diámetros mayores que permitan condiciones adecuadas de ventilación y seguridad para el personal. Las pilas o caissons deberán ser construidas con entibado o anillos de concreto, encamisado o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización en planta de las pilas se aceptará una tolerancia del 10% de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será del 2% de su longitud hasta 25 m de profundidad y del 3% para una mayor profundidad.

Como medida de control de calidad y de continuidad de los pilotes fundidos in situ, se recomienda la ejecución de pruebas de integridad (PIT).

H.8.4.2.2 — En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapos en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de fundida, transportarlos e izarlos.

El estudio geotécnico deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo bentonítico o polimérico. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75% del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán limarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del yelmo. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye sobre ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

Los pilotes se hincarán en orden, desde la parte central del grupo hacia fuera, con el fin de uniformar la densificación en suelos granulares y de evitar acumulación excesiva de presiones de poros en suelos cohesivos.

H.8.4.2.3 — ***Pruebas de carga en pilotes o pilas*** — En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

(a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
(b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
(c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
(d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
(e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga; y
(f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

Se deberán incluir los efectos esperados tanto de los métodos de perforación como de instalación de los elementos de cimentación (pilotes, pilas, caissons, etc.), con el propósito de reducir la variabilidad en los parámetros de resistencia mecánica de los materiales involucrados en función de la profundidad calculada de dichos elementos.

En este caso se deberá hacer énfasis en la secuencia como se espera que los elementos de cimentación asuman las cargas, para evitar que algunos de ellos queden sobrecargados o que colapsen antes de la aplicación completa de la carga de trabajo; los procedimientos de inyección y posterior evacuación de lodos, así como su disposición final también deberán ser materia de análisis previo al desarrollo de procesos constructivos en cimentaciones profundas.

En el evento en que los materiales reales presentes al momento de ejecutar la perforación o sondeo difieran

considerablemente de los involucrados en los cálculos y análisis iniciales, el Ingeniero Geotecnista deberá ser advertido de esta situación considerada "irregular" y previamente a la autorización de continuar los trabajos de construcción de la cimentación, deberá realizar nuevos análisis de estabilidad de capacidad portante y de deformaciones según los requerimientos.

Adicionalmente a las pruebas de carga o similares de que trata el literal anterior, se deberá considerar la necesidad de instrumentar o no este tipo de cimentaciones con el propósito de garantizar la integridad del sistema suelo–pilote y detectar eventuales alteraciones importantes que pueda experimentar el suelo de cimentación, debidas a los procedimientos constructivos que finalmente se adopten.

H.8.4.3 — **CIMENTACIONES COMBINADAS** — Este tipo de cimentación hace referencia en forma particular a los sistemas denominados placa–pilote. Debido a las incertidumbres asociadas al diseño y construcción de este tipo de cimentación, se requiere mayor análisis de las implicaciones que los procesos constructivos puedan conllevar sobre la estabilidad de los suelos de cimentación.

Durante la fase de construcción de los pilotes por lo general se afecta el suelo de apoyo de la losa, lo que hace necesario que se considere el cambio de parte de ese suelo por un material mejorado; estos cambios de rigidez de los geomateriales involucrados modifican los efectos de interacción suelo–estructura.

Otros tipos de cimentaciones combinadas como: estructura de contención–pilotes, muros de cortante–vigas de cimentación, vigas de reacción–losa de cimentación, etc., implican cambios importantes en la rigidez de los materiales que requieren una atención especial para la definición de las secuencias constructivas, de manera que se induzca la menor cantidad de daño al suelo de fundación ó se prevea la necesidad de cambiar dicho suelo por un material más competente desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, frente a las solicitaciones a las que va a estar expuesto, en forma particular durante la etapa de construcción de las estructuras.

H.8.4.4 — **CIMENTACIONES ESPECIALES** — Aquí se consideran aquellas cimentaciones que se deben ejecutar en condiciones especiales del suelo de fundación, por ejemplo las que se realizan en una ladera y que requieren algún tratamiento especial como terraceo previo, estabilización o alteración importante de todo o parte del suelo de apoyo.

Cuando los geomateriales están conformados por suelos excesivamente blandos o excesivamente duros, rocas con características especiales por su composición químico–mineralógica, materiales fuertemente alterados o meteorizados y los suelos contenidos en el Capitulo H-9 (suelos con características especiales), se deben considerar los cimientos que sobre ellos se apoyen como especiales, y en consecuencia deberán ser objeto de un Proyecto de Construcción igualmente especial en donde se describa con detalle tanto la secuencia de tratamiento de dichos suelos como del proceso constructivo de la cimentación propiamente dicha, considerando como etapas claves el antes, el durante y el después de la aplicación de las cargas de trabajo.

Notas

CAPITULO H.9
CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

H.9.0 — NOMENCLATURA

B = coeficiente de proporcionalidad
c_w = coeficiente de hidroconsolidación
G_s = gravedad específica del suelo
h = altura negativa de agua en el suelo; altura de succión
H_i = espesor de la capa i del suelo potencialmente colapsable
IP = Índice de plasticidad
LL = límite líquido en porcentaje
p = presión total en el suelo
P_{ex} = presión de expansión probable en el campo (kgf/cm^2)
pF = succión, expresada como el logaritmo de la altura negativa de presión de poros
S = grado de saturación
s = succión, en términos de presión
S_o = grado de saturación inicial
u = presión de poros
w_{eq} = humedad de equilibrio
w_ℓ = límite líquido en fracción decimal
W_N = Humedad natural
z = profundidad
α = saturación relativa, o grado de humedecimiento
ω_{eq} = humedad de equilibrio en porcentaje
γ_w = peso unitario del agua (g/cm^3).
γ_d = peso unitario seco (g/cm^3)
γ_{dcrit} = peso unitario crítico como identificación de la colapsibilidad
ε_w = potencial de hidrocolapso
$d\varepsilon_w$ = derivada del potencial de hidrocolapso
δ_w = asentamiento por hidroconsolidación
σ_t = umbral de esfuerzo de colapso
σ_v = esfuerzo vertical total
α = fracción de la presión total que actúa como presión de poros
ε_w = deformación potencial de hidrocolapso
σ = esfuerzo normal al cual tiene lugar la hidroconsolidación
ω_N = humedad natural en fracción decimal
γ_w = peso unitario del agua, en las unidades pertinentes

H.9.1 — SUELOS EXPANSIVOS

H.9.1.1 — GENERALIDADES — Como característica especial, todas las arcillas tienen, de una forma u otra, la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo según las condiciones ambientales. Como minerales activos se reconocen la montmorilonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita; la particularidad de éstos radica en que tienen la propiedad de "absorber" moléculas de agua dentro de su propia estructura molecular.

Los daños que presentan las edificaciones cimentadas superficialmente en estos suelos se manifiestan progresivamente mediante fisuramientos, agrietamientos y giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos, especialmente en los años de prolongados períodos de verano e invierno, como los causados por los fenómenos del Niño y de la Niña. En los artículos H-9.1.6 a H-9.1.8 se

presentan algunas medidas para mitigar este fenómeno.

H.9.1.2 — PROFUNDIDAD DE LA ZONA ACTIVA — Se identifica la zona activa, en relación con los suelos expansivos, como la máxima profundidad a la que se observan fluctuaciones estacionales de humedad. La zona activa y su extensión se presentan esquemáticamente en la figura H-9-1.

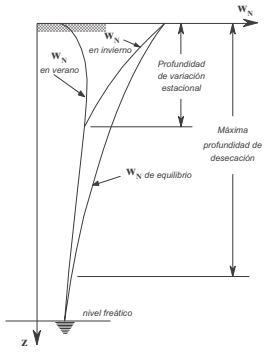


Figura H.9.1-2 — **Profundidad de la zona activa y variaciones estacionales de la humedad**

H.9.1.2.1 — ***Caso con el nivel freático*** **—** La expansividad cesa bajo la posición del nivel freático pero puede verse afectada por las oscilaciones de éste, de acuerdo con los factores climáticos.

H.9.1.3 — IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS — Se debe observar el comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras, etc., como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del subsuelo. Si el reconocimiento se realiza en verano, se debe verificar la existencia de grietas en la superficie del terreno, tanto en la dirección vertical como horizontal.

En los mapas e informes de suelos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) es posible identificar áreas donde existan suelos potencialmente expansivos, los cuales se denominan "vertisoles" o suelos con "característica vérticas". En la taxonomía agrológica se identifican con el sufijo *"ert"* o con la palabra *"Vertic"*. (por ejemplo: Ud*ert*, Haplust*ert*; *Vertic* Paleoudult, etc):

Los mapas geológicos y geomorfológicos del área, y especialmente las fotografías aéreas estereoscópicas, son útiles para la identificación de paleocauces que se encuentran cubiertos por eventos naturales o antrópicos en los procesos urbanísticos. Estos paleocauces pueden ocasionar importantes incrementos en el contenido de agua del subsuelo durante las temporadas de lluvias, y por lo tanto altas expansiones y posteriores contracciones diferenciales en el terreno durante el verano. Se debe verificar y precisar su localización, profundidad, dimensiones y materiales, mediante técnicas de exploración directas o indirectas.

Se debe evaluar el régimen de las aguas subterráneas, el nivel freático y las probables fluctuaciones durante la vida útil del proyecto, dado que estas condiciones son muy importantes para definir la profundidad de la zona activa. Lentes o bolsas de materiales granulares pueden pertenecer a paleocauces y propiciar condiciones favorables para producir variaciones estacionales de la humedad en el subsuelo, incrementado considerablemente el espesor de la zona activa.

Se debe realizar la exploración de campo de acuerdo a los requisitos establecidos en el Capítulo H.3 de estas Normas. Por lo menos el 50 % de los sondeos deben reconocer suficientemente los materiales que se encuentran por debajo de la zona activa.

En la tabla H.9.1-1 se reproducen los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolidómetro.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

H.9.1.4 — HUMEDAD DE EQUILIBRIO — Se ha definido la humedad de equilibrio como aquella que corresponde a la avidez natural del suelo por el agua; si la humedad natural es inferior, el suelo buscará satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión.

En terrenos de intensa dinámica fluvial, los climas estacionales producen fluctuaciones del nivel freático que ocasionan cambios de humedad/succión desiguales en el subsuelo, y por lo tanto cambios volumétricos desiguales en el subsuelo. En las zonas donde hay evidencias que existen paleocauces en el subsuelo, la cabeza piezométrica en ellos se incrementa durante la temporada lluviosa, ocasionando expansiones desiguales del terreno.

Cuando se interviene el terreno, se altera el equilibrio que la naturaleza establece entre el suelo, la vegetación y el clima. Al retirar la capa vegetal, la cual debido a su baja permeabilidad protege al subsuelo de la evaporación excesiva y de la infiltración de las aguas lluvias, se deja al terreno en condiciones más críticas para el control de los cambios de humedad, pues la evaporación se aumenta en el verano y la infiltración de las aguas lluvias se incrementa en el invierno. Si esta se reemplaza por materiales granulares de alta permeabilidad, la condición también es crítica.

Al edificar, o simplemente cubrir el terreno, se interrumpe su equilibrio pues se altera el gradiente térmico existente en el subsuelo y se producen fenómenos de migración de agua y acción capilar. Esto ocasiona un aumento desigual de la humedad en la zona activa, el cual es considerablemente mayor en el centro del área cubierta, y por lo tanto se produce una expansión desigual del terreno. Si las fugas de las redes del acueducto y alcantarillado se acumulan en el relleno de materiales muy permeables, también se incrementan las expansiones diferenciales de la zona activa.

La vegetación y especialmente las raíces de los árboles ornamentales que se siembran al urbanizar los terrenos, al extraer el agua que necesitan para su supervivencia también afectan el equilibrio dinámico del subsuelo. En los meses del año en que la evapotranspiración excede a la precipitación se reduce desigualmente la humedad de la zona activa. Se presenta mayor reducción de humedad en las áreas descubiertas y con mayor vegetación, mayor succión y por lo tanto se produce una mayor contracción del terreno en estas áreas. La substitución selectiva de los árboles restablece el equilibrio dinámico del subsuelo y detiene el proceso de desecación y asentamiento (véase el artículo H.9.4).

H-9.1.5 — MODELOS GEOTÉCNICOS — Para desarrollar los modelos geotécnicos de la mecánica de suelos no saturados, relacionados con los cambios volumétricos, flujo de agua y resistencia al esfuerzo cortante, se ha propuesto el uso de las curvas de laboratorio que relacionan humedad-succión (curva característica suelo-agua), permeabilidad–succión y resistencia al esfuerzo cortante-succión. Estas relaciones se pueden determinar en el laboratorio mediante mediciones directas. Las investigaciones actuales están encaminadas a encontrar métodos indirectos que permitan obtener la curva característica suelo-agua a partir de las propiedades básicas del suelo, como la relación de vacíos, saturación, gravedad específica, límite líquido, granulometría y densidad seca.

Las formas de aproximarse al fenómeno de los suelos expansivos citadas en este Reglamento no son excluyentes, ni pretenden reemplazar otros métodos presentes o futuros; su uso a plena conciencia es respetado y alentado y está cubierto dentro de la responsabilidad propia del ejercicio de la ingeniería geotécnica.

H.9.1.6 — MEDIDAS PREVENTIVAS — Con el fin de alterar lo menos posible el equilibrio dinámico del subsuelo y reducir los potenciales cambios de humedad/succión, y por tanto las expansiones/contracciones del subsuelo las siguientes acciones preventivas son útiles:

(a) Cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la filtración de agua hacia el suelo expansivo.
(b) ***Barreras de humedad —*** Colocadas perimetralmente a la estructura pueden coadyuvar al equilibrio; debe evitarse sin embargo, que se establezcan canales de humedecimiento como fenómenos termo-osmóticos que hagan inútil la precaución.
(c) ***Drenaje de las aguas de escorrentía —*** Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientados perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
(d) ***Sub-drenajes*** — para interceptar los flujos de aguas subterráneas, así como para disipar las presiones artesianas de los paleocauces existentes.
(e) ***Alcantarillados y rellenos —*** Los alcantarillados en suelos expansivos, deben ser estancos; así mismo los rellenos deben hacerse con materiales inertes de baja permeabilidad y compactados según la especificación compatible.
(f) ***Paisajismo e irrigación —*** Separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.

H.9.1.7 — ALTERACIÓN DEL SUELO EXPANSIVO — Puede lograrse por cualquiera de los siguientes métodos:

(a) ***Reemplazo —*** Consiste en la excavación y el reemplazo de la capa expansiva, cuando su espesor y profundidad no lo hacen prohibitivamente costoso.
(b) ***Tratamiento con cal —*** La mezcla superficial de cal con el suelo potencialmente expansivo o su inyección a presión es benéfica, según el estado del suelo (agrietado o no) y el método de aplicación (inyección a presión o mezcla mecánica). Se debe disponer del equipo adecuado para pulverizar el suelo en el sitio del tratamiento, o para realizar inyecciones a presión.
(c) ***Pre humedecimiento —*** El pre humedecimiento supone la expansión previa a la colocación de la estructura y el mantenimiento de esa humedad bajo una placa o un recubrimiento impermeable. Se debe tener presente que generalmente se requiere mucho tiempo para lograr que el agua penetre en la zona activa. Adicionalmente, la pérdida de capacidad de soporte dificulta las operaciones de construcción.

H.9.1.8 — ELUSIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS — Se puede intentar por los siguientes procedimientos:

(a) ***Profundizar los cimientos —*** Hasta pasar, al menos parcialmente, la profundidad de la zona crítica donde la expansión es más severa.
(b) ***Pilotes pre excavados —*** A la profundidad necesaria para desarrollar la carga; puede completarse con el aislamiento del fuste del pilote en la zona activa. También puede considerarse el uso de micropilotes para reducir la fricción del fuste en la zona activa
(c) ***Placas aéreas —*** Para evitar el contacto de los pisos con el suelo potencialmente expansivo y mantener el gradiente térmico existente en el subsuelo.

H.9.1.9 — MITIGACIÓN DE TIPO ESTRUCTURAL — Este tipo de solución se logra por los siguientes caminos mutuamente excluyentes:

(a) **Cimentación rígida —** Rigidización de los elementos de la cimentación de manera que la estructura se mueva como un todo. Está acompañada a menudo de concentración de la carga en ciertos puntos y liberación en otros, para permitir el alivio de las presiones de expansión bajo losas huecas, tipo artesonado. Los métodos convencionales de diseño de estas losas consideran las condiciones del clima, los parámetros del suelo (expansión, distancia de variación de la humedad, y rigidez), las condiciones de carga de la estructura, y las dimensiones y rigidez de la losa. También se han desarrollo modelos numéricos de interacción suelo-estructura. La estructura debe diseñarse en consecuencia.
(b) **Construcción flexible —** Que permita el movimiento sin daño de ciertos elementos de la estructura. Los elementos no estructurales deben estar concebidos para acomodarse a estos ajustes.

H.9.2 — SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

H.9.2.1 — GENERALIDADES — Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

H.9.2.2 — TIPOS DE SUELOS ERODABLES — Se distinguen dos tipos de suelos muy sensibles a la presencia de agua; éstos son:

(a) ***Suelos dispersivos —*** Arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa de 40% o 60% del total de sales disueltas.
(b) ***Suelos erodables —*** Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea.

H.9.2.3 — CARACTERÍSTICAS DE SU COMPORTAMIENTO — Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Los suelos erodables, en cambio, no se disuelven pero sí son afectados por corrientes de agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando carcavamientos, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.

H.9.2.4 — MEDIDAS PREVENTIVAS — Las principales medidas preventivas cuyo análisis debe llevarse a cabo son:

(a) ***Remoción del suelo erosionable —*** Cuando la operación es económicamente factible, y cuando se ha identificado con antelación la extensión y profundidad de la zona vulnerable.
(b) ***Restricción severa del humedecimiento —*** Por medio de una combinación de drenajes, sub-drenajes, pavimentos impermeables y reglamentación del uso de agua.
(c) ***Recubrimiento impermeable —*** Terraplén debidamente grabado, colocado sobre una capa doble de geotextil impermeable, debajo, y geotextil no tejido encima.
(d) ***Recubrimiento vegetativo —*** Aplicable en las laderas de poca pendiente (< 20%), consiste en sembrar especies vegetales sobre geomalla, diseñada para el efecto, con restricciones laterales en maderas o cañas colocadas paralelamente a la curva de nivel, para evitar el transporte longitudinal del material a lo largo del plano de la pendiente.

H.9.2.5 — PRECAUCIÓN — No deben utilizarse por ningún motivo materiales identificados como dispersivos o erodables, como materia prima para rellenos o terraplenes. Tampoco se deben utilizar materiales sospechosos de serlo, hasta tanto no se compruebe su naturaleza por medio de ensayos apropiados.

H.9.3 — SUELOS COLAPSABLES

H.9.3.1 — GENERALIDADES — Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan

H.9.3.2 — TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES — Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

(a) ***Suelos aluviales y coluviales —*** Depositados en ambientes semi-desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).
(b) ***Suelos eólicos —*** Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
(c) ***Cenizas volcánicas —*** Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.
(d) ***Suelos residuales —*** Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

H.9.3.3 — IDENTIFICACIÓN DE COLAPSABILIDAD — Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor

volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_\ell} \qquad \text{(H.9.3-1)}$$

H.9.3.3.1 — ***Criterio de evaluación —*** De esta manera, puede decirse que si:

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1$ el suelo es colapsable

H.9.3.4 — CLASIFICACIÓN DE GRADO DE COLAPSIBILIDAD — Se define la deformación del hidrocolapso potencial como dependiente del coeficiente de hidroconsolidación y de la relación de esfuerzos entre el presente y el umbral de colapso, así:

$$\varepsilon_w = c_w \left(\log \sigma - \log \sigma_t\right) = c_w \log \left(\frac{\sigma}{\sigma_t}\right) \qquad \text{(H.9.3-2)}$$

donde:

$$c_w = \frac{d\varepsilon_w}{d\left(\log \sigma\right)} \qquad \text{(H.9.3-3)}$$

De acuerdo con la anterior definición de términos, la clasificación se presenta en la tabla H.9.3-1.

Tabla H.9.3-1
Clasificación de colapsibilidad

Deformación potencial de hidrocolapso, ε_w	Clasificación de severidad
0 – 0.01	sin problema
0.01 – 0.05	moderada
0.05 – 0.10	problema potencial
0.10 – 0.20	severa
> 0.20	muy severa

H.9.3.5 — CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR COLAPSO — El cálculo de asentamientos por colapso de los suelos puede hacerse por medio de la siguiente formulación (Es posible utilizar otras expresiones de reconocida validez en la literatura):

$$\delta_w = \sum \alpha \; c_w \; H_i \log\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_t}\right) \qquad \text{(H.9.3-4)}$$

donde $\alpha = \frac{S - S_o}{1 - S_o}$ equivale a una saturación relativa o a un coeficiente de humedecimiento.

H.9.3.5.1 — Nótese que es éste un análisis por esfuerzos totales. Además, este asentamiento difiere del elástico o del de consolidación definidos en otros apartes de este Reglamento.

H.9.3.6 — MEDIDAS PREVENTIVAS — Las principales medidas preventivas se enuncian enseguida:

(a) ***Remoción del suelo colapsable —*** Cuando su profundidad y espesor lo hacen factible.
(b) ***Restricción o minimización del humedecimiento —*** Por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.
(c) ***Transferencia de las cargas a suelos inertes —*** Mediante cimentaciones profundas o semiprofundas,

cuando la profundidad de estos suelos inertes es razonable. Debe tenerse en cuenta sobre los pilotes la posible fricción negativa originada en el fenómeno del colapso.
(d) ***Estabilización por inyección de agentes químicos —*** Puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas. Su costo lo hace prohibitivo en grandes extensiones.
(e) ***Pre humedecimiento —*** Se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso; es importante verificar el destino del agua agregada, porque es factible que a causa de la estratificación natural, su flujo se efectúe más horizontalmente que en forma vertical y no se logre el efecto esperado.
(f) ***Compactación —*** Puede lograrse con cilindros o compactadores vibratorias convencionales, en combinación con humedecimiento moderado. También debe considerarse la factibilidad de instalar pilotes de desplazamiento por hincado, o pilotes de grava, hasta la profundidad requerida para pasar la capa potencialmente problemática. En algunos casos, a prudente distancia de estructuras existentes, debe considerarse la aplicación de la técnica de la compactación dinámica profunda, consistente en dejar caer un peso considerable, desde una cierta altura, repetitivamente sobre una serie de puntos distribuidos en un patrón predeterminado.
(g) ***Vibroflotación —*** Esta técnica, consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezote vibratorio; ha demostrado su utilidad. Las perforaciones hechas con la herramienta citada, son luego rellenadas con gravas.
(h) ***Voladuras controladas a profundidad —*** Esta técnica, aún en estado experimental consiste en detonar cargas explosivas a profundidad, con un cierto patrón de localización y en presencia de agua.
(i) ***Diseño estructural tolerante —*** En los casos donde se demuestra que el asentamiento resultante del colapso no es inadmisible, debe diseñarse la estructura para resistir dicho movimiento sin distorsión ni daño aparente.

H.9.4 — EFECTOS DE LA VEGETACIÓN

H.9.4.1 — DEFINICIÓN DEL PROBLEMA — Las raíces propias de la vegetación tienen la capacidad de extraer agua del suelo para garantizar su supervivencia. En consecuencia, la humedad natural del mismo suelo se altera en relación con el estado que tendría si no existieran tales raíces; la alteración de la humedad causa, a su vez, cambios en el volumen del suelo en relación inversa con su permeabilidad, por lo cual son afectados mayormente los suelos de carácter arcilloso, Así, las cimentaciones situadas en la vecindad, o apoyadas sobre los suelos afectados, pueden sufrir movimientos verticales y, eventualmente, también horizontales. La sección H.9.4 se relaciona con los movimientos del suelo originados en la acción de la vegetación.

H.9.4.2 — DEFINICIÓN DE SUCCIÓN — La presión del agua dentro del suelo puede expresarse como:

$$u = \alpha p - s \qquad \text{(H.9.4-1)}$$

donde la fracción de presión total (α_p) es siempre positiva, y la succión (s) es siempre negativa. La succión puede expresarse en términos de la escala logarítmica pF como función de la altura negativa del agua en cm, así:

$$pF = \log_{10} \frac{h}{\gamma_w} \qquad \text{(H.9.4-2)}$$

H-9.4.2.1 — ***Equivalencias de la succión —*** La succión es una expresión de la presión de poros negativa. La equivalencia entre succión, altura de agua y presión se presenta en la Tabla H.9.4-1

Tabla H.9.4-1
Equivalencias de la succión

pF	Altura de agua	Presión de poros (negativa)	
	cm	kPa	kgf/cm^2
0	1	-	-
1	10	0.981	0.01
2	10^2	9.81	0.1
3	10^3	98.1	1
4	10^4	981	10
5	10^5	9810	100
6	10^6	98100	1000
7	10^7	981000	10000

H-9.4.3 — EQUILIBRIO DINÁMICO — Sin la intervención del hombre, la naturaleza establece un equilibrio dinámico entre el tipo de suelo, la vegetación y el clima. Cuando este equilibrio se altera se inducen cambios en el suelo que pueden acarrear asentamientos, expansiones o levantamientos, colapsos y otros cambios que es preciso controlar. (Véase la Figura H.9.4-1.)

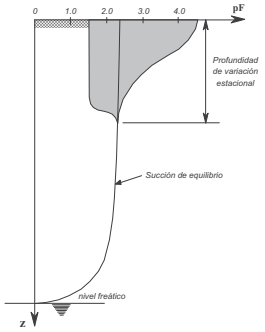


Figura H.9.4-1 — Variación estacional de la succión en relación con la profundidad

H.9.4.4 — CARACTERÍSTICAS DE LA VEGETACIÓN

H.9.4.4.1 — *Sistema radicular* — El árbol, dependiendo de su especie particular, extiende una red de raíces primarias y secundarias hasta de cuarto orden, compuestas por raíces leñosas y no leñosas. El sistema de raíces es el encargado de tomar el agua del suelo, junto con los nutrientes, agua que se transpira a través de los estomas colocados principalmente en el anverso de las hojas.

H.9.4.4.2 — *Profundidad de la raíces* — La profundidad de las raíces depende de la especie de que se trate, del tamaño del árbol y de la profundidad del nivel freático. Para crecer las raíces necesitan de aire, por lo cual su existencia está limitada por la posición del nivel freático; generalmente se observa que las raíces se desarrollan en el espacio medio entre la superficie y el nivel del agua y por lo regular a no más de 6.0 m. En casos de presencia de agua, las raíces abundan en superficie; en caso de escasez, ganan profundidad para recoger el

agua disponible en los estratos más bajos. El crecimiento de las raíces puede llegar a 20 mm por día en búsqueda de agua y nutrientes.

H.9.4.4.3 — *Extensión del sistema radicular* — El sistema de raíces se extiende lateralmente para reproducir la sombra del follaje, y a profundidad dependiendo de la especie y de las demás condiciones dadas. Según un criterio, las raíces se extienden hasta una y media veces la altura del árbol; según otro criterio, hasta una y media veces el radio de su follaje.

H.9.4.4.4 — *Requerimientos de agua* — El requerimiento de agua depende del tamaño del árbol y de las variables del clima (temperatura, insolación y viento). Para un árbol adulto este requerimiento ha sido tasado en cientos de litros de agua por día. En la Tabla H.9.4-2 se presentan algunos valores típicos.

Tabla H.9.4-2
Requerimientos de agua

Especie	Transpiración día soleado
Eucalyptus Macarthuri	500 //día
Acacia Mollissima	250 //día
Pasto (Themeda)	1 //día/m^2

H.9.4.4.5 — *Punto de marchitamiento* — La cavitación del agua con oxigeno disuelto ocurre aproximadamente a una atmósfera de tensión. Esto, no obstante, el sistema de succión de las plantas está asegurado contra la cavitación, y las presiones de succión son más elevadas. En efecto, se define el punto de marchitamiento como la máxima succión aplicada por una planta para extraer el agua del suelo. Este punto equivale a una presión métrica de succión igual a $\mathbf{pF = 4.2}$, que es superior a $\mathbf{10^3\ kPa}$.

H.9.4.5 — RELACIÓN CON LOS SUELOS

H.9.4.5.1 — *Humedad de equilibrio* — Se define, en este contexto, como la humedad de equilibrio aquella que adopta el suelo como respuesta a una succión determinada.

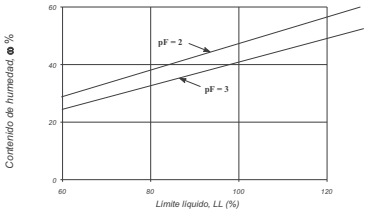


Figura H.9.4-2 — El contenido de humedad como expresión de la succión para diferentes tipos de suelos representados por el límite líquido

H.9.4.5.2 — *Tipo de suelos* — La humedad de equilibrio depende del tipo de suelo expresado en términos del límite líquido. Se calcula así:

$$\mathbf{w_{eq} = B\ LL} \qquad \textbf{(H.9.4-3)}$$

Para diferentes succiones, **B** adopta diferentes valores, en concordancia con lo expresado en la ecuación

H.2.4-1 (véase la figura H.9.4-3), así:

Para $\mathbf{pF = 2}$, entonces $\mathbf{B = 0.5}$
y para $\mathbf{pF = 3}$, entonces $\mathbf{B = 0.4}$

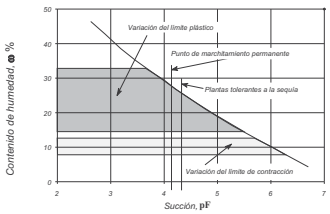


Figura H.9.4-3 — Relación entre la humedad natural y la succión para diferentes materiales arcillosos

H.9.4.5.3 — *Límites de consistencia* — La succión se relaciona con los límites de consistencia de un suelo determinado y varía según el tipo de tal suelo. En general, el límite plástico corresponde a succiones **pF** entre 4 y 5; y el límite de contracción a succiones **pF** entre 5 y 6. Nótese que la succión correspondiente al límite de marchitamiento es menor que el límite de contracción de la mayoría de los suelos (Véase la figura H-9.4-3).

H.9.4.5.4 — *Movimiento de los suelos* — Como consecuencia del equilibrio dinámico entre la vegetación, los suelos y el clima, se desatan fenómenos de contracción y expansión que es preciso calcular según los procedimientos dados en este Reglamento.

H.9.4.5.4.1 — *Límites Prácticos* — Se ha establecido que para succiones **pF** superiores a 3.0 se desencadena un proceso de desecación; por el contrario para succiones **pF** inferiores a 3.0 se desencadena uno de expansión en suelos con el potencial correlativo.

H.9.4.6 — RELACIÓN CON LAS EDIFICACIONES

H.9.4.6.1 — *Acción de la vegetación* — Deben considerarse los siguientes aspectos:

- **(a) *Asentamientos* —** Producidos por los árboles individualmente o en conjunto, cuando son sembrados en las cercanías de edificaciones y el suministro de agua es deficiente ya sea por el clima o por reducción excesiva del área descubierta expuesta a la lluvia.
- **(b) *Levantamientos* —** Producidos cuando un sistema de suelo-vegetación, previamente equilibrado, es súbitamente desprovisto de su cobertura vegetal; al cesar la succión, aumenta la humedad hasta aproximarse a su nuevo punto de equilibrio con la consiguiente expansión.
- **(c) *Especies agresivas* —** Especies particularmente agresivas buscan el agua bajo la cubierta propicia de la edificación y en algunos casos invaden con sus raíces las tuberías de los alcantarillados.
- **(d) *Cambios estacionales* —** Los cambios estacionales del clima y, aún alteraciones más substanciales como el Fenómeno del Niño, producen un desequilibrio puntual del sistema.

H.9.4.6.2 — *Medidas preventivas* — Las medidas preventivas tienen que ver con la siembra de plantas ornamentales en nuevos proyectos y con el tratamiento de las especies ya sembradas. Estas son:

- **(a) *Control de especies agresivas* —** Se consideran especies agresivas, aquellas originarias del extranjero, de zonas con climas particularmente severos. Se enuncian para estos efectos:
  - Urapán (Fraxinus chinensis)
  - Eucalipto (Eucalyptus mobulus, viminalis y camaldulensis)

  - Sauce (Salix humboltiana
  - Pino (Pinus patula, radiata, taedo)
  - Acacia (Acacia melanoxylon)
  - Cerezo (Pronus serotina)
- **(b) *Substitución selectiva de árboles dañinos* —** Ciertos árboles manifiestamente dañinos por su acción deletérea sobre edificaciones, pavimentos juegos deportivos, zonas de esparcimiento deben ser substituidos.
- **(c) *Poda continuada* —** La poda continuada, bajo la dirección de manos expertas, contribuye a mantener el follaje en un tamaño adecuado a su función y al espacio disponible.
- **(d) *Corte moderado de raíces* —** Se recomienda esta práctica en relación con las raíces invasoras que penetran bajo los pavimentos, en los muros o en las tuberías del alcantarillado.
- **(e) *Suministro ponderado de agua* —** El suministro de agua, sobre todo en la estación seca, es una medida sana cuando se cuenta con el líquido y se trata de especies que se quiere conservar.
- **(f) *Selección de especies* —** En ausencia de disposiciones distritales o municipales, respecto a las especies adecuadas al clima y al tipo de suelos de la localidad, se deben evitar aquellas especies sobre las que históricamente se tenga evidencia acerca de su comportamiento nocivo.

H-9.4.7 — RELACIÓN DE LA VEGETACIÓN CON LAS LADERAS — Mientras las especies mencionadas en H.9.4.6.2a) pueden ser nocivas para las edificaciones, en las laderas el efecto es contrario y pueden ser muy benéficas, pues:

- **(a)** Con la interceptación de la lluvia con el follaje reducen la energía de las gotas y regulan la escorrentía reduciendo la erosión en la ladera
- **(b)** El sistema radicular provee refuerzo al suelo, minimizando la posibilidad de deslizamientos someros
- **(c)** La extracción del agua subterránea reduce las presiones de poros incrementando la estabilidad de la ladera.

Notas

CAPÍTULO H.10
REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS: AMENAZAS DE ORIGEN SISMO GEOTÉCNICO Y REFORZAMIENTO DE CIMENTACIONES

H.10.1 — ALCANCE

En este capítulo se presentan las medidas para la rehabilitación de cimentaciones de edificios para acondicionarlas para que puedan hacer frente a las amenazas potenciales de origen sismo-geotécnico, tales como licuación, compactación diferencial, deslizamientos, caída de rocas y avalanchas, así como los requisitos geotécnicos mínimos respecto a sus cimentaciones (artículo 10.2) y pueden hacerse sólo a las cimentaciones o en conjunto con la rehabilitación sísmica de la edificación. Las técnicas para mitigar dichas amenazas se describen en el artículo H.10.3.

La aceptabilidad del comportamiento de los sistemas y suelos de cimentación no se puede determinar independientemente del contexto del comportamiento de la superestructura. En el artículo H.10.4 se presentan los criterios para determinar la capacidad portante por resistencia del suelo, rigidez y parámetros de interacción suelo estructura requeridos para hacer las evaluaciones del diseño de cimentaciones. El artículo H.10.5 contiene una guía para mejorar o reforzar cimentaciones.

H.10.2 — CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

Se requiere que la caracterización geotécnica del sitio sea consistente con el método seleccionado de rehabilitación sísmica. Consiste en recopilar la información de las condiciones del subsuelo del sitio, la configuración y cargas de la cimentación del edificio existente, y las amenazas potenciales sismo- geotécnicas del sitio.

H.10.2.1 — INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN — Se requiere información específica que describa las condiciones de cimentación del edificio que va ha ser rehabilitado. Información útil también se puede obtener del conocimiento de las cimentaciones de edificios adyacentes o cercanos. La información de la cimentación debe incluir datos del subsuelo y nivel freático, configuración del sistema de cimentación, cargas de diseño de los cimientos, y características de la relación carga-deformación del subsuelo de cimentación.

H.10.2.1.1 — *Condiciones del sitio de cimentación* — Las condiciones del subsuelo deben ser definidas con suficiente detalle para evaluar la capacidad última de la cimentación y determinar si el sitio es susceptible a amenazas sismo-geotécnicas.

Se requiere información acerca del tipo de cimentación, dimensiones y materiales. Esta información incluye:

- **(a)** Tipo de cimentación: zapatas, losas, pilotes, pilas.
- **(b)** Dimensiones de cimientos: localización y dimensiones en planta; para pilotes, elevación de la punta, variaciones verticales (secciones de pilotes ahusados o campanas de pilas).
- **(c)** Materiales y construcción: para pilotes, tipo (concreto/acero/madera) y métodos de instalación (vaciados en sitio, hincados).

Se debe determinar el tipo, composición, consistencia, densidad relativa, y estratos de suelos hasta una profundidad a la cual el esfuerzo transmitido por la edificación sea aproximadamente el 10 % del peso total del edificio dividido por el área total de la cimentación (véase artículo H.3.2.5). Se deberá también determinar la localización del nivel freático y sus fluctuaciones estacionales bajo el edificio. Para cada tipo de suelo, se debe obtener el peso unitario γ, la resistencia al corte (la cohesión efectiva c', el ángulo de fricción interna efectivo φ' y/o la resistencia no drenada S_u), las características de compresibilidad, el módulo de cortante G, y la relación de Poisson μ.

H.10.2.1.2 — *Condiciones de cimentaciones próximas* — Información específica de las cimentaciones de la propia edificación, de adyacentes o cercanos puede ser útil si el subsuelo y las condiciones del agua

subterránea son de baja variabilidad. Sitios adyacentes en los cuales se haya construido recientemente pueden ser una guía para la evaluación de las condiciones del sitio de la estructura a rehabilitar.

H.10.2.1.3 — *Cargas de diseño de los cimientos* — Se requiere la información de las cargas de diseño de los cimientos, así como las cargas muertas actuales y los estimativos de cargas vivas normales y máximas.

H.10.2.1.4 — *Características carga-deformación bajo carga sísmica* — Tradicionalmente los ingenieros geotecnistas tratan las características carga-deformación a largo plazo únicamente de las cargas muertas más las cargas vivas normales. En la mayoría de los casos, los asentamientos a largo plazo gobiernan el diseño de cimientos. Las características carga-deformación a corto plazo (sismo) no han sido usadas tradicionalmente para diseño; consecuentemente, tales relaciones generalmente no se encuentran en los informes de suelos y cimentaciones de edificios existentes. En el artículo H.10.4 se discute en detalle estas relaciones.

H.10.2.2 — AMENAZAS SÍSMICAS DEL SITIO — En adición a las vibraciones del terreno, las amenazas sísmicas incluyen ruptura de fallas superficiales, licuación, compactación diferencial, deslizamientos y avalanchas. El potencial de amenazas por desplazamiento del terreno en un sitio debe evaluarse. La evaluación debe incluir un estimativo de las amenazas en términos del movimiento del terreno. Si las amenazas no son aceptables, entonces deben ser mitigadas como se describe en el artículo H.10.3.

H-10.2.2.1 — *Ruptura de una falla* — Las condiciones geológicas del sitio se deben describir con suficiente detalle para evaluar la presencia de una traza de fallas tectónicas en los suelos de cimentación del edificio. Si se conoce o se sospecha que la traza de falla está presente, se requiere información referente a la actividad, tipo de falla, sentido del desplazamiento con respecto a la geometría del edificio, estimación de valores de los desplazamientos vertical y/o horizontal con intervalos de recurrencia, y ancho de la zona de ruptura potencial.

H.10.2.2.2 — *Licuación* — Las condiciones del subsuelo y del agua subterránea se deben describir con suficiente detalle para evaluar la presencia de materiales potencialmente licuables en los suelos de cimentación del edificio. Si se sospecha de la presencia de suelos licuables se requiere información del tipo de suelo, densidad, profundidad del nivel freático y fluctuaciones estacionales, pendiente del terreno, proximidad a la cara libre de un accidente topográfico (río, canal, lago, etc.), y evaluación de los desplazamientos o corrimientos laterales y verticales.

La amenaza de licuación se debe evaluar inicialmente para establecer si el sitio es claramente libre de esta amenaza, o por el contrario se debe realizar una investigación detallada. Generalmente se puede suponer que la amenaza de licuación no existe en los sitios en donde, con suelos similares, no ha ocurrido históricamente la licuación, y si se cumple algunos de los siguientes criterios:

- **(a)** Los materiales del subsuelo son roca o tienen muy baja susceptibilidad a la licuación, basado en el ambiente general de deposición y edad geológica del depósito.
- **(b)** El subsuelo está constituido de arcillas duras o limos arcillosos, a menos que sean altamente sensitivos basado en experiencia local.
- **(c)** Los suelos no cohesivos (arenas, limos, o gravas) tienen una mínima resistencia normalizada en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), N160, de 30 golpes/pie para profundidades bajo la tabla de agua, o con un contenido de arcilla mayor de 20 %. El parámetro N160 se define como el valor de N del SPT normalizado a una sobre presión efectiva de 100 kPa (presión atmosférica =PA). Se considera arcilla al suelo cuyas partículas son de diámetro nominal ≤ 0.002 mm.
- **(d)** El nivel freático está por lo menos a 10 m bajo el cimiento más profundo, o 15 m bajo la superficie del terreno, incluyendo consideraciones para ascensos estacionales e históricos, y si algún talud o condición de borde libre en la vecindad no se extiende bajo la elevación del agua subterránea en el sitio.
- **(e)** Si aplicando los criterios mencionados existe alguna posibilidad de amenaza por licuación, entonces se requiere una evaluación detallada del potencial de licuación (véase el artículo H.7.4.5).

H.10.2.2.3 — *Compactación diferencial* — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de compactación o densificación diferencial de los suelos durante una fuerte vibración del terreno. Los asentamientos diferenciales resultantes pueden ocasionar daño a las estructuras.

Los tipos de suelos que son susceptibles a licuación (suelos naturales relativamente sueltos, o rellenos de suelos no compactados o pobremente compactados) también son susceptibles a compactación. La compactación puede ocurrir en los suelos por encima y bajo el nivel freático.

Se puede suponer que no existe amenaza debido a compactación diferencial si las condiciones del suelo cumplen simultáneamente los siguientes criterios:

- **(a)** Los materiales geológicos bajo los cimientos y bajo el nivel freático no poseen una significante amenaza por licuación, basado en los criterios del artículo H.10.2.2.2.
- **(b)** Los materiales geológicos bajo los cimientos y encima del nivel freático son o del Pleistoceno en edad geológica (más antiguo de 11,000 años), arcillas duras o limos arcillosos, o arenas no cohesivas, limos, y gravas con un mínimo N160 de 20 golpes/pie.
- **(c)** Si aplicando los criterios mencionados existe alguna posibilidad de amenaza por compactación diferencial, se requiere una evaluación más detallada de esta amenaza.

H.10.2.2.4 — *Deslizamientos* — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de deslizamiento que pueda ocasionar movimiento diferencial de los suelos de cimentación del edificio. La estabilidad de laderas se debe evaluar en los sitios cuando existe:

- **(a)** Taludes cuya pendiente excede de aproximadamente 18 grados (3 horizontal: 1 vertical).
- **(b)** Historia de inestabilidad (rotacional, traslacional, o caída de rocas).

Para determinar la estabilidad del sitio véase el artículo H.6.2.

El análisis de desplazamientos de la ladera deberá determinar la magnitud del movimiento potencial del terreno, el cual deberá usar el ingeniero estructural en la determinación del efecto sobre el comportamiento de la estructura. Si la estructura no se puede acomodar a los desplazamientos calculados para el terreno, se deberán emplear esquemas apropiados de mitigación como se describen en el artículo H.10.3.4.

Adicionalmente a los efectos potenciales de deslizamientos sobre los suelos de cimentación, deberá considerarse los posibles efectos de caída de rocas o flujo de escombros de taludes adyacentes a la edificación.

H.10.2.2.5 — *Avalancha o inundación* — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de avalancha o inundación inducida por el sismo. Las fuentes para esta amenaza incluyen:

- **(a)** Presas, acueductos, tanques de almacenamiento de agua y tuberías que puedan afectar el edificio por daños ocasionados por el sismo: deslizamientos, vibración fuerte o ruptura de falla activa.
- **(b)** Áreas o zonas costeras susceptibles a tsunamis, o áreas adyacentes a bahías o lagos que pueden estar sujetas a fenómenos de fuerte oleaje.
- **(c)** Áreas bajas con niveles freáticos superficiales donde la subsidencia regional podría ocasionar inundación del sitio.

Se deben tomar las medidas necesarias para evitar que se produzca socavación de los suelos de cimentación del edificio por esta amenaza.

H.10.3 — MITIGACIÓN DE LAS AMENAZAS SÍSMICAS DEL SITIO

Existen metodologías para mejorar el comportamiento sísmico bajo la influencia de algunas amenazas, a costo razonable; sin embargo, algunas amenazas pueden ser tan severas que son económicamente inviables para tomar medidas de reducción del riesgo. La siguiente discusión está basada en el concepto de que las amenazas del sitio se determinan después de haber decidido la rehabilitación sísmica del edificio. Sin embargo, la decisión de rehabilitar un edificio y la selección del objetivo de la rehabilitación se pueden haber hecho con el conocimiento pleno que existen significativas amenazas del sitio y que deben ser mitigadas como parte de la rehabilitación.

H.10.3.1 — MITIGACIÓN PARA RUPTURA DE FALLA ACTIVA — Grandes movimientos de la ruptura de una falla activa generalmente no pueden ser mitigados económicamente. Si las consecuencias estructurales de los desplazamientos horizontales y verticales estimados no son aceptables, la estructura, su cimentación, o ambos, podrían ser rigidizados o aumentada su resistencia para lograr un comportamiento aceptable. Las medidas son altamente dependientes de las características estructurales específicas. Vigas y losas reforzadas de cimentación son efectivas en incrementar la resistencia a desplazamientos horizontales.

Las fuerzas horizontales son algunas veces limitadas por la capacidad de fricción de zapatas y losas al deslizamiento mientras que los desplazamientos verticales pueden ser similares en naturaleza a los ocasionados por asentamientos diferenciales a largo plazo.

Técnicas de mitigación incluyen modificaciones de la estructura o su cimentación para distribuir los efectos de los movimientos verticales diferenciales sobre una mayor distancia horizontal, para reducir la distorsión angular.

H.10.3.2 — LICUACIÓN — La efectividad de las medidas para mitigar la amenaza de licuación debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. Si se ha determinado que la licuación es de probable ocurrencia, y las consecuencias en términos de desplazamientos horizontales y verticales no son aceptables, entonces tres tipos generales de medidas de mitigación deberán considerarse, individuales o en combinación:

(a) ***Modificar la estructura*** **—** a la estructura se le puede mejorar su resistencia contra las deformaciones del terreno que se predice ocasionará la licuación. Esta solución es viable para pequeñas deformaciones del terreno.
(b) ***Modificar la cimentación*** **—** el sistema de cimentación se puede modificar para reducir o eliminar el potencial de grandes desplazamientos de los cimientos; por ejemplo, sub-murando los cimientos superficiales existentes hasta un estrato no licuable más profundo. Alternativamente (o mediante el uso de cimientos profundos), un sistema de cimientos superficiales se puede hacer más rígido (por ejemplo, con un sistema de vigas entre zapatas individuales) con el fin de reducir los movimientos diferenciales del terreno transmitidos a la estructura.
(c) ***Modificar las condiciones del suelo*** **—** un número de medidas para mejorar el terreno se pueden considerar para reducir o eliminar el potencial de licuación y sus efectos (véase el artículo H.7.4.6 para mitigar el potencial de licuación en proyectos de edificaciones nuevas). Algunas de estas medidas no son aplicables bajo un edificio existente por los efectos del procedimiento sobre el edificio. Si la licuación ocasiona corrimientos laterales en el sitio del edificio, entonces mitigar la amenaza de licuación es más difícil, ya que los movimientos bajo el edificio pueden depender del comportamiento de la masa de suelo a distancias más allá del edificio, así como inmediatamente debajo de él. Entonces las medidas para prevenir corrimientos laterales pueden, en algunos casos, requerir la estabilización de grandes volúmenes de suelo y/o la construcción de estructuras de contención que puedan reducir el potencial para, o la cantidad de, movimientos laterales.

H.10.3.3 — MITIGACIÓN PARA COMPACTACIÓN DIFERENCIAL — La efectividad de las medidas para mitigar la amenaza de compactación diferencial debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio.

Para los casos en los cuales se predice asentamientos diferenciales significantes de la cimentación del edificio, las opciones de mitigación son similares a las descritas para mitigar la amenaza de licuación: mejorar la resistencia de la estructura para los movimientos del terreno, aumentar la resistencia del sistema de cimentación, y mejorar las condiciones del suelo.

H.10.3.4 — DESLIZAMIENTOS — La efectividad de mitigar la amenaza por deslizamientos debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. Un número de esquemas son disponibles para reducir el potencial impacto de deslizamientos inducidos por sismo, incluyendo:

(a) Re-conformación topográfica
(b) Drenaje
(c) Defensas
(d) Mejoramiento estructural
- Muros de gravedad
- Muros anclados/pernados ("soil nailing")
- Muros de tierra mecánicamente estabilizada

- Barreras para flujos de escombros o caída de rocas
- Reforzamiento del edificio para resistir la deformación
- Vigas de equilibrio en la cimentación
- Muros o pantallas de cortante

(e) Modificación del suelo/reemplazo
- Inyecciones
- Densificación

La efectividad de algunos de estos esquemas se debe considerar con base en la cantidad del movimiento del terreno que el edificio puede tolerar.

H.10.3.5 — AVALANCHA O INUNDACIÓN — La efectividad de mitigar la amenaza por avalancha o inundación debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. El daño potencial causado por avalancha o inundación inducida por sismo puede ser mitigado por los siguientes esquemas:

(a) Mejoramiento o rehabilitación de la obra cercana, (presas, tuberías o instalaciones de acueductos independientes del edificio rehabilitado).
(b) Obras de desvío del flujo que se estima inundará el edificio.
(c) Pavimentos alrededor del edificio para minimizar la erosión en los cimientos.
(d) Construcción de muro o rompeolas para protección de tsunami.

H.10.4 — REFORZAMIENTO Y RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN

En este artículo se supone que los suelos no son susceptibles a pérdida significativa de resistencia debido a la carga sísmica. Con esta suposición, los siguientes párrafos proporcionan una perspectiva de los requisitos y procedimientos para evaluar la habilidad de las cimentaciones para resistir las cargas impuestas por el sismo sin deformaciones excesivas. Si los suelos son susceptibles a pérdida significativa de resistencia, debido a los efectos directos de las vibraciones sísmicas, entonces se debe, o considerar medidas de mejoramiento de la condición del suelo de cimentación o realizar análisis que demuestren que la pérdida de resistencia del suelo no ocasiona deformaciones estructurales excesivas.

Las consideraciones del comportamiento de la cimentación son solo una parte de la rehabilitación sísmica de los edificios. La selección del objetivo deseado de rehabilitación probablemente deberá definirse sin relación a los detalles específicos del edificio, incluyendo la cimentación. El ingeniero estructural escogerá el tipo de procedimiento de análisis apropiado (estático lineal o dinámico, o estático no lineal o dinámico).

H.10.4.1 — CAPACIDADES ÚLTIMAS Y CAPACIDADES DE CARGA — La capacidad última y de trabajo de los componentes de la cimentación la debe determinar el ingeniero geotecnista según los requisitos del capítulo H.4.

H.10.4.2 — CARACTERÍSTICAS CARGA-DEFORMACIÓN PARA CIMENTACIONES — Las características carga-deformación se requieren cuando se consideran los efectos de la cimentación en procedimientos estáticos lineales o dinámicos, estático no lineal (pushover), o dinámico no lineal (historia en el tiempo).

Los parámetros del comportamiento carga-deformación, caracterizados tanto por rigidez como capacidad, pueden tener un efecto significativo tanto en la respuesta estructural como en la distribución de la carga en los elementos de la estructura.

Los sistemas de cimentación para edificios en algunos casos pueden ser complejos, pero por simplicidad se consideran tres tipos: cimentaciones superficiales (zapatas y losas), pilotes y pilas.
Mientras se reconoce que el comportamiento carga-deformación de las cimentaciones es no lineal, a causa de las dificultades para determinar las propiedades del suelo y las cargas estáticas en cimentaciones, además de la probable variabilidad de los suelos que soportan las cimentaciones, se recomienda que el ingeniero geotecnista en conjunto con el estructural escojan una representación equivalente elasto-plástica del comportamiento carga-deformación de los cimientos.

H.10.4.3 — CRITERIO DE ACEPTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN — Este artículo contiene el criterio de aceptabilidad para los componentes geotécnicos de las cimentaciones del edificio. Los componentes estructurales deben cumplir los requisitos del artículo H.4.10. Los componentes geotécnicos incluyen las partes del suelo de

cimientos superficiales (zapatas y losas), y pilotes y pilas de fricción y de soporte en la punta. Estos criterios aplican a todas las acciones de cargas verticales, momentos y fuerzas laterales aplicadas al suelo.

H.10.4.3.1 — ***Procedimiento lineal*** **—** La aceptabilidad de componentes geotécnicos sujetos a procedimientos lineales depende las suposiciones básicas del modelo utilizado en el análisis:

(a) Suposición de base fija — Si se supone que la base de la estructura es completamente rígida (base fija), las acciones sobre los componentes geotécnicos deberán ser de fuerza controlada. Esta suposición no se recomienda para edificaciones sensitivas a rotación de la base u otro tipo de movimiento de la cimentación.
(b) Suposición de base flexible — Si la base de la estructura se modela mediante componentes geotécnicos lineales, no es necesario cumplir con el estado límite de servicio ya que los desplazamientos resultantes se pueden acomodar a los criterios de aceptabilidad para el resto de la estructura.

H.10.4.3.2 — ***Procedimiento no lineal*** **—** La aceptabilidad de componentes geotécnicos sujetos a procedimientos lineales depende de las suposiciones básicas del modelo utilizado en el análisis:

(a) ***Suposición de base fija*** **—** Si se supone que la base de la estructura es completamente rígida, entonces las reacciones en la base de la estructura, para todos los componentes geotécnicos, no deben exceder el estado límite de falla. La suposición de base fija no se recomienda para edificaciones sensitivas a rotación de la base u otro tipo de movimiento de la cimentación.
(b) ***Suposición de base flexible*** **—** Si la base de la estructura se modela utilizando componentes geotécnicos flexibles, no lineales, entonces la componente resultante de los desplazamientos no requiere ser limitada para el estado límite de servicio, ya que los desplazamientos resultantes se pueden acomodar a los criterios de aceptabilidad del resto de la estructura, los cuales se basarán en la necesidad del servicio continuo y seguridad de la edificación.

H.10.5 — REHABILITACIÓN DEL SUELO Y CIMIENTOS

Este artículo contiene guías para modificar las cimentaciones y mejorar el comportamiento sísmico anticipado. Específicamente, el alcance de este artículo incluye métodos sugeridos para modificar la cimentación y las características de los elementos de cimentación desde una perspectiva geotécnica. Estos deben ser utilizados en combinación que los requisitos de los materiales estructurales de los otros capítulos.

H.10.5.1 — MEJORAMIENTO DEL SUELO — Las opciones de mejoramiento del suelo con el fin de incrementar la capacidad admisible de las cimentaciones son limitadas (véase el artículo H.10.3.2). Remoción del suelo, reemplazo, y densificación por vibración generalmente no son viables porque ocasionan asentamientos de los cimientos o son muy costosas de implementar sin causar estos asentamientos.

Inyecciones pueden ser consideradas para incrementar la capacidad portante. Inyecciones de compactación pueden lograr densificación y resistencia de una variedad de tipos de suelos, y/o transmitir las cargas de los cimientos a estratos más duros y profundos. La técnica requiere de un cuidadoso control para evitar el levantamiento de los elementos de cimentación o losas de pisos adyacentes durante el proceso de inyección. Inyecciones químicas (cemento, cal, etc.) pueden conseguir el reforzamiento de suelos arenosos, pero en suelos de grano fino o arenas limosas pueden ser poco efectivas. "Jet grouting" también se podría considerar. Estas mismas técnicas también se pueden utilizar para incrementar la resistencia friccional de la base de los cimientos a carga lateral.

Opciones que pueden ser consideradas para incrementar la resistencia pasiva de los suelos adyacentes a las cimentaciones incluyen remoción y reemplazo de los suelos con suelos más resistentes, o con suelos estabilizados con inyecciones químicas, o "jet grouting", o suelos densificados por impacto o compactación vibratoria (si las capas a compactar no son demasiado gruesas y los efectos de vibración sobre la estructura son tolerables).

H.10.5.2 — CIMIENTOS SUPERFICIALES (ZAPATAS Y LOSAS) — Nuevas zapatas y losas se le pueden adicionar a la estructura para soportar nuevos elementos estructurales como muros de cortante o pórticos. En estos casos, las capacidades y rigideces deben ser determinadas de acuerdo a los procedimientos del artículo H.10.4.

Zapatas existentes pueden ser agrandadas para incrementar su capacidad o resistencia a la tracción. Generalmente,

las capacidades y rigidez pueden ser determinadas de acuerdo con el artículo H.10.4. Sin embargo, puede ser necesaria la consideración de presiones de contacto existentes sobre la resistencia y rigidez de la zapata modificada, obtenida mediante un análisis de interacción suelo estructura, a menos que se consiga modificar la distribución de las presiones de contacto por algún método viable.

Las zapatas y losas pueden ser sub-muradas para incrementar su capacidad o resistencia a tracción. Esta técnica mejora la capacidad portante bajando el horizonte de contacto de la zapata. La capacidad a tracción se mejora incrementando la masa de suelo resistente por encima de la zapata. Generalmente, capacidades y rigideces se pueden determinar de acuerdo a los procedimientos del artículo H.10.4. Pueden ser requeridos consideraciones de los efectos de gateo y transferencia de carga.

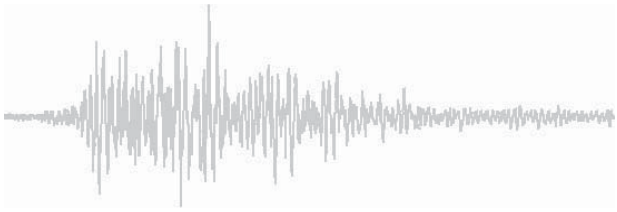
Cuando existe potencial para el desplazamiento diferencial lateral de las cimentaciones del edificio, se debe suministrar interconexión adecuada con vigas de equilibrio, o una losa de cimentación bien reforzada puede proporcionar buena mitigación de estos efectos. Un sistema de anclajes también proporciona soporte al desplazamiento diferencial lateral cuando el análisis rotacional lo exige, y debe considerarse la recomendación del ingeniero geotecnista.

Notas

H-66

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO I — SUPERVISIÓN TÉCNICA

TÍTULO I
SUPERVISIÓN TÉCNICA

CAPÍTULO I.1
GENERALIDADES

I.1.1 — DEFINICIONES

I.1.1.1 — Las definiciones que se dan a continuación, transcriben las dadas en la Ley 400 de 1997 y en la Ley 1229 de 2008 y amplían las que se dan en el Capítulo A.13 del Reglamento, donde deben consultarse las definiciones de otros términos utilizados en el presente Título.

Acabados o elementos no estructurales — Partes o componentes de una edificación que no pertenecen a la estructura o a su cimentación.

Certificado de permiso de ocupación — Es el acto, descrito en el Artículo 46 del Decreto 564 de 2006, mediante el cual la autoridad competente para ejercer el control urbano y posterior de obra, certifica mediante acta detallada el cabal cumplimiento de lo aprobado, según sea el caso:

a) Las obras construidas de conformidad con la licencia de construcción en la modalidad de obra nueva otorgada por el curador urbano o la autoridad municipal o distrital competente para expedir licencias.
b) Las obras de adecuación a las normas de sismorresistencia y/o a las normas urbanísticas y arquitectónicas contempladas en el acto de reconocimiento de la edificación, en los términos de que trata el Título II del decreto 564 de 2006 o el que lo complemente.

Control urbano — Actividad desarrollada por los alcaldes municipales o distritales, directamente o por conducto de sus agentes, encaminada a ejercer la vigilancia y control durante la ejecución de las obras, con el fin de asegurar el cumplimiento de las licencias urbanísticas y de las normas contenidas en el Plan de Ordenamiento Territorial.

Constructor — Es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se adelanta la construcción de la edificación.

Desempeño de los elementos no estructurales — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte.

Diseñador arquitectónico — Es el arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación y quien los firma o rotula.

Diseñador de los elementos no estructurales — Es el profesional, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador estructural — Es el ingeniero civil, facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Edificación — Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Estructura — Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales.

Grupo de uso — Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo o cualquier tipo de desastre.

Ingeniero geotecnista — Es el ingeniero civil, quien firma el estudio geotécnico y, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo

I-1

subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

Licencia de construcción — Es la autorización previa, expedida por el curador urbano o la autoridad municipal o distrital competente, para adelantar obras de construcción, ampliación, adecuación, reforzamiento estructural y modificación, en cumplimiento de las normas urbanísticas y de edificación adoptadas en el Plan de Ordenamiento Territorial, en los instrumentos que lo desarrollen o complementen y en las leyes y demás disposiciones que expida el Gobierno Nacional.

Titular de la licencia — Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción.

Reconocimiento de la existencia de edificaciones — Es la actuación por medio del cual el curador urbano o la autoridad municipal o distrital competente para expedir licencias, declara la existencia de desarrollos arquitectónicos finalizados antes del 27 de junio de 2003 que no cuentan con licencia de construcción. Así mismo, por medio del acto de reconocimiento se establecerán, si es del caso, las obligaciones para la adecuación posterior de la edificación a las normas de sismoresistencia que les sean aplicables en los términos de la ley 400 de 1997 y a las normas urbanísticas y arquitectónicas que las autoridades municipales, distritales y en el departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina. Establezcan para el efecto.

Supervisión técnica — Se entiende por Supervisión Técnica la verificación de la sujeción de la construcción de la estructura de la edificación a los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador de los elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño sísmico requerido. La supervisión técnica puede ser realizada por el interventor, cuando a voluntad del propietario se contrate una interventoría de la construcción.

Supervisión técnica continua — Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una manera permanente.

Supervisión técnica itinerante — Es aquella en la cual el supervisor técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente.

Supervisor técnico — El supervisor técnico es el profesional, ingeniero civil o arquitecto o constructor de ingeniería o arquitectura, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. Parte de las labores de supervisión puede ser delegada por el supervisor en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y responsabilidad. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría.

I.1.2 — OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.1.2.1 — De acuerdo con lo requerido por el Título V de la Ley 400 de 1997 en su Artículo 18, la construcción de la estructura de edificaciones cuya área construida, independientemente de su uso, sea mayor de 3000 m², debe someterse a una supervisión técnica, realizada de acuerdo con los requisitos del Título V de la Ley 400 de 1997 y del Título I del presente Reglamento.

I.1.2.1.1 — Según lo establecido en el Parágrafo 1 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E del presente Reglamento, siempre y cuando sean menos de 15 unidades de vivienda.

I.1.2.1.2 — El Parágrafo 2 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, autoriza al diseñador estructural, o al ingeniero geotecnista para exigir, de acuerdo con su criterio, supervisión técnica en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente. En la correspondiente licencia de construcción deberá dejarse explícita esta obligación.

I.1.2.2 — En aquellos casos en que no se requiera supervisión técnica, el Artículo 19 de la Ley 400 de 1997, indica que el constructor tiene la obligación de realizar los controles de calidad con el alcance exigido por esta Ley y el

I-2

presente Reglamento, requiere para los diferentes materiales estructurales y elementos no estructurales, y debe llevar registro escrito donde se consignen los resultados obtenidos.

I.1.2.3 — De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de atención a la comunidad (Grupos de Uso **III** y **IV**) independientemente de su área, deben someterse a una supervisión técnica.

I.1.3 — ALCANCE DE LA SUPERVISION TECNICA

I.1.3.1 — El alcance mínimo que debe cubrir la supervisión técnica, así como los controles mínimos exigidos, están definidos en el Capítulo I.2.

I.1.4 — CUALIDADES QUE DEBE TENER EL SUPERVISOR TECNICO

I.1.4.1 — El supervisor técnico debe ser un profesional que reúna las calidades exigidas el capítulo 5 del Titulo VI de la Ley 400 de 1997 y en la Ley 1229 de 2008.

I.1.5 — REGLAMENTACIONES ADICIONALES

I.1.5.1 — En el capítulo I.4 se indica el procedimiento recomendado para realizar las labores de supervisión técnica, y puede servir de guía a quienes las lleven a cabo o a quienes las contraten, mientras la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" las reglamenta según lo dispuesto en la Ley 400 de 1997.

■

Notas

CAPÍTULO I.2
ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.2.1 — GENERAL

I.2.1.1 — Dentro del presente Capítulo se fija el alcance mínimo que debe tener la supervisión técnica y los controles mínimos que deben llevarse a cabo como parte de las labores de supervisión técnica.

I.2.1.2 — La supervisión técnica solo hace referencia a la construcción del sistema estructural de la edificación y a la construcción de los elementos no estructurales cubiertos por el Capítulo A.9 del presente Reglamento.

I.2.2 — DOCUMENTACIÓN DE LAS LABORES DE SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.2.2.1 — El supervisor técnico deberá llevar un registro escrito de sus labores en donde se incluyen todos los controles realizados de acuerdo con lo exigido en el presente Capítulo. El registro escrito comprende, como mínimo, los siguientes documentos:

- **(a)** Las especificaciones de construcción y sus adendas,
- **(b)** El programa de control de calidad exigido por el supervisor técnico de conformidad con esta norma, debidamente confirmado en su alcance por el propietario y el constructor,
- **(c)** Registro fotográfico de la construcción,
- **(d)** Resultados e interpretación de los ensayos de materiales exigidos por este Reglamento, o adicionalmente por el programa de supervisión técnica,
- **(e)** Toda la correspondencia derivada de las labores de supervisión técnica, incluyendo: las notificaciones al constructor acerca de las posibles deficiencias en materiales, procedimientos constructivos, equipos y mano de obra; y los correctivos ordenados; las contestaciones, informes acerca de las medidas correctivas tomadas, o descargos del constructor a las notificaciones emanadas del supervisor técnico,
- **(f)** Los conceptos emitidos por los diseñadores a las notificaciones del supervisor técnico o del constructor,
- **(g)** Todos los demás documentos que por su contenido permitan establecer que la construcción de la estructura de la edificación y/o de los elementos no estructurales cubiertos por este código, se realizó de acuerdo con lo requisitos dados en él, y
- **(h)** Una constancia expedida por el supervisor técnico en la cual manifieste inequívocamente que la construcción de la estructura y de los elementos no estructurales cubiertos por este Reglamento, se realizó de acuerdo con el Reglamento y que las medidas correctivas tomadas durante la construcción, si las hubiere, llevaron la estructura al nivel de calidad requerido por el Reglamento. Esta constancia debe ser suscrita además por el constructor y el titular de la licencia, y debe anexarse a la solicitud de certificado de permiso de ocupación que éste debe solicitar a la terminación de las obras ante la autoridad competente para ejercer el control urbano y posterior de obra.

I.2.2.2 — El supervisor técnico debe entregar, como culminación de sus labores, una copia de los planos record de la obra construida y del registro escrito mencionado en I.2.2.1 a la autoridad competente para ejercer control urbano y posterior de obra, al propietario y al constructor de la estructura y de los elementos no estructurales cubiertos por el Reglamento. El supervisor técnico debe conservar este registro escrito al menos por cinco años contados a partir de la terminación de la construcción y de su entrega al propietario y al constructor.

I.2.2.2.1 — Cuando se trate de edificaciones cubiertas por el régimen de copropiedad, el titular de la licencia, a nombre del cual se haya expedido la licencia de construcción, debe hacer entrega de una copia de los documentos de la supervisión técnica a la copropiedad.

I.2.3 — ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.2.3.1 — El alcance de la supervisión técnica debe, como mínimo, cubrir los siguientes aspectos:

- **(a)** Aprobación de un programa de control de calidad de la construcción de la estructura de la edificación, o de los elementos no estructurales, cuando su grado de desempeño así lo requiera. Este programa de control de calidad debe ser propuesto por el constructor.
- **(b)** Aprobación del laboratorio, o laboratorios, que realicen los ensayos de control de calidad.
- **(c)** Realizar los controles exigidos por el Reglamento para los materiales estructurales empleados, y los indicados en I.2.4.
- **(d)** Aprobación de los procedimientos constructivos propuestos por el constructor.
- **(e)** Exigir a los diseñadores el complemento o corrección de los planos, cuando estos estén incompletos, indefinidos, o tengan omisiones o errores.
- **(f)** Solicitar al ingeniero geotecnista las recomendaciones complementarias al estudio geotécnico cuando se encuentren situaciones no previstas en él.
- **(g)** Mantener actualizado un registro escrito de todas las labores realizadas, de acuerdo con lo establecido en I.2.2.1.
- **(h)** Velar en todo momento por la obtención de la mejor calidad de la obra.
- **(i)** Prevenir por escrito al constructor sobre posibles deficiencias en la mano de obra, equipos, procedimientos constructivos y materiales inadecuados y vigilar porque se tomen los correctivos necesarios.
- **(j)** Recomendar la suspensión de labores de construcción de la estructura cuando el constructor no cumpla o se niegue a cumplir con los planos, especificaciones y controles exigidos, informando, por escrito, a la autoridad competente para ejercer control urbano y posterior de obra.
- **(k)** Rechazar las partes de la estructura que no cumplan con los planos y especificaciones.
- **(l)** Ordenar los estudios necesarios para evaluar la seguridad de la parte o partes afectadas y ordenar las medidas correctivas correspondientes, supervisando los trabajos de reparación.
- **(m)** En caso de no ser posible la reparación, recomendar la demolición de la estructura a la autoridad competente para ejercer control urbano y posterior de obra.
- **(n)** Expedir la constancia de que habla el literal (h) de I.2.2.1.

I.2.4 — CONTROLES EXIGIDOS

I.2.4.1 — El supervisor técnico debe realizar dentro del alcance de sus trabajos, los controles enumerados en I.2.4.2 a I.2.4.6.

I.2.4.2 — **CONTROL DE PLANOS** — El control de planos consistirá, como mínimo, en constatar la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada, con los planos del proyecto.

I.2.4.3 — **CONTROL DE ESPECIFICACIONES** — La construcción de la estructura debe llevarse a cabo cumpliendo como mínimo, las especificaciones técnicas contenidas dentro del Reglamento para cada uno de los materiales cubiertos por él y las emanadas de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, además de las particulares contenidas en los planos y especificaciones producidas por los diseñadores, las cuales en ningún caso podrán ser contrarias a lo dispuesto en el Reglamento.

I.2.4.4 — **CONTROL DE MATERIALES** — El supervisor técnico exigirá que la construcción de la estructura se realice utilizando materiales que cumplan con los requisitos generales y las normas técnicas de calidad establecidas por el Reglamento para cada uno de los materiales estructurales o los tipos de elemento estructural. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2.4-1:

Tabla I.2.4-1
Requisitos de control de materiales

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Muros divisorios, acabados y elementos no estructurales	Peso	B.3.4 y B.3.5
	Desempeño sísmico	Capítulo A.9
Concreto estructural	Normas técnicas(Obligatoriedad y enumeración)	C.1.5 y C.3.8
	Ensayo de materiales	C.3.1
	Materiales Cementantes	C.3.2
	Agregados	C.3.3
	Agua	C.3.4
	Acero de refuerzo	C.3.5 y C.21.1.5 y Apéndice C-E
	Aditivos	C.3.6
	Evaluación y aceptación del concreto	C.5.6
Mampostería estructural	Normas técnicas	D.2.3
	Unidades de concreto	D.3.6
	Unidades de arcilla	D.3.6
	Unidades silico-calcáreas	D.3.6
	Cemento y cal	D.3.2
	Acero de refuerzo	D.3.3
	Muestreo y ensayos	D.3.7 y D.3.8
Casas de uno y dos pisos	Unidades de mampostería	E.3.2
	Morteros de pega e inyección	E.3.3
	Materiales elementos de confinamiento	E.4.2
	Materiales bahareque encementado	E.7.4
	Materiales de cubierta	E.9.3
Estructuras metálicas	Especificaciones, códigos y estándares de referencia	F.2.1.4
	Acero estructural	F.2.1.5, F.3.5, F.4.1.1, F.4.7.2 y F.4.8.2
	Fundición y piezas forjadas de acero	F.2.1.5.2, F.4.8.3
	Pernos, arandelas y tuercas	F.2.1.5.3
	Pernos de anclaje y barras roscadas	F.2.1.5.4 , F.2.10.3
	Metal de aporte y fundente para soldadura	F.2.1.5.5, F.2.10.2
	Conectores de cortante tipo espigo	F.2.1.5.6
	Concreto-secciones compuestas	F.2.9.1.1, F.3.1.4.5 y F.4.7.5.3
	Incendio- Resistencia de los materiales a altas temperaturas	F.2.18.2.3
	Estructuras existentes – Propiedades del material	F.2.19.2
	Acero del sistema de resistencia sísmica	F.3.1.4
	Consumibles de soldadura	F.2.10.2 y F.3.1.4.4
	Acero en miembros formados en frío	F.4.1.2, F.4.7.2
	Aluminio	F.5
Estructuras de madera	Materiales	G.1.3, Tabla G.1.3-1
	Refuerzos metálicos (Protección anticorrosiva)	Tabla G.6.4.2 y G.7.4
	Guadua requisitos de calidad	G.12.3
	Materiales complementarios y en referencia	G.12.5
Protección contra el fuego	Materiales	J.2.5.2, J.3.4, J.3.5
Requisitos complementarios	Vidrio - Definiciones	K.4.1.2

I.2.4.5 — **ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD** — El supervisor técnico dentro del programa de control de calidad le aprobará al constructor la frecuencia de toma de muestras y el número de ensayos que debe realizarse en un laboratorio o laboratorios previamente aprobados por él. El supervisor debe realizar una interpretación de los resultados de los ensayos realizados, definiendo explícitamente la conformidad de los materiales con las normas

técnicas exigidas. Como mínimo deben realizarse los ensayos que fija el Reglamento y las normas técnicas complementarias mencionadas en él. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2.4-2:

Tabla I.2.4-2
Requisitos para ensayos de control de calidad

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Concreto estructural	Normas técnicas (Obligatoriedad y enumeración)	C.1.5 y C.3.8
	Definiciones	C.2.2
	Ensayo de materiales	C.3.1
	Acero de refuerzo	C.3.5 y C.21.1.5 y Apéndice C-E
	Requisitos de durabilidad	Capítulo C.4
	Dosificación de las mezclas de concreto	C.5.2
	Evaluación y aceptación del concreto	C.5.6 y C.21.1.4
	Evaluación y aceptación del refuerzo	C.3.5.10 y Apéndice C-E
	Diámetros mínimos de doblado	C.7.2
	Doblado	C.7.3
	Elementos prefabricados	Capítulo C.16
	Elementos preesforzados	Capítulo C.18
	Tanques y compartimientos estancos	Capítulo C.23
	Concreto estructural simple	Capítulo C.22
Mampostería estructural	Morteros de pega y relleno	D.3.4 y D.3.5
	Acero de Refuerzo	D.3.3
	Normas y especificaciones técnicas	D.2.3
	Definiciones	D.2.5
	Determinación de la resistencia	D.3.7
	Evaluación y aceptación de la mampostería, Muestreo y ensayos	D.3.8
	Colocación del mortero de relleno	D.4.6
	Construcción de mampostería de cavidad	D.6.5
	Construcción de mampostería de muros confinados	D.10.1, D.10.3, D.10.5 y D.10.6
	Construcción de muros diafragma	D.11.4.5
Casas de uno y dos pisos	Unidades de mampostería	E.3.2
	Morteros de pega e inyección	E.3.3
	Materiales elementos de confinamiento	E.4.2
	Materiales Bahareque	E.7.4
Estructuras metálicas	Acero estructural	F.2.1.5
	Planos y especificaciones del diseño estructural	F.2.1.6
	Soldaduras y pernos	F.2.10.2, F.3.1.6, F.4.5.3
	Planos de taller y montaje	F.2.13.1
	Control de calidad y aseguramiento de la calidad	F.2.14
	Planos y especificaciones de diseño estructural, planos de taller y planos de construcción	F.3.4
	Ensayos especiales	F.4.6
Estructuras de madera	Calidad	G.1.3.2 y G.1.3.3
	Secciones de las maderas	G.10
	Diámetro y longitud de pernos y clavos	G.6
	Guadua	G.12.3.1
Protección contra el fuego	Materiales	J.2.5.2, J.3.4, J.3.5

En el caso de que se haya omitido por parte del constructor la ejecución de los ensayos, deben ejecutarse ensayos en sitio para verificar la calidad de la estructura.

I.2.4.6 — **CONTROL DE EJECUCIÓN** — El supervisor técnico deberá inspeccionar y vigilar todo lo relacionado con la ejecución de la obra, incluyendo, como mínimo:

- **(a)** Replanteo,
- **(b)** Dimensiones geométricas,
- **(c)** Condiciones de la cimentación y su concordancia con lo indicado en estudio geotécnico,
- **(d)** Colocación de formaletas y obras falsas, y su bondad desde el punto de vista de seguridad y capacidad de soportar las cargas que se les impone,
- **(e)** Colocación de los aceros de refuerzo y/o preesfuerzo,
- **(f)** Mezclado, transporte y colocación del concreto,
- **(g)** Alzado de los muros de mampostería, sus refuerzos, morteros de pega e inyección,
- **(h)** Elementos prefabricados,
- **(i)** Estructuras metálicas, incluyendo sus soldaduras, pernos y anclajes, y
- **(j)** En general todo lo que conduzca a establecer que la obra se ha ejecutado de acuerdo con los planos y especificaciones.

Deben cumplirse los requisitos de ejecución dados por el Reglamento. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2.4-3:

Tabla I.2.4-3
Requisitos de ejecución de la construcción

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Muros divisorios, acabados y elementos no estructurales	Peso	B.3.4 y B.3.5.
	Desempeño sísmico	Capítulo A.9
Concreto estructural	Almacenamiento de materiales	C.3.7
	Dosificación de las mezclas de concreto	C.5.2
	Preparación del equipo y del lugar de colocación del concreto	C.5.7
	Mezclado del concreto	C.5.8
	Transporte del concreto	C.5.9
	Colocación del concreto	C.5.10
	Curado del concreto	C.5.11
	Requisitos para clima frío y cálido	C.5.12 y C.5.13
	Diseño cimbras y encofrados	C.6.1
	Descimbrado, puntales y reapuntalamiento.	C.6.2
	Embebidos en el concreto	C.6.3
	Juntas de construcción	C.6.4
	Ganchos estándar	C.7.1 y C.7.2
	Doblado	C.7.3
	Condiciones de la superficie. del refuerzo	C.7.4
	Colocación del refuerzo	C.7.5
	Límites de espaciamiento del refuerzo.	C.7.6
	Protección de concreto para el refuerzo	C.7.7
	Refuerzo de retracción y temperatura	C.7.12
	Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo.	C.12
	Empalmes soldados y mecánicos	C.12.14.3 y C.21.1.7
	Concreto prefabricado	Capítulo C.16
	Concreto preesforzado	Capítulo C.18
	Cáscaras y losas plegadas	Capítulo C.19
	Concreto estructural simple	Capítulo C.22
	Tanques y compartimientos estancos	Capítulo C.23
	Anclajes al concreto	Apéndice C-D

Tabla I.2.4-3 (continuación)
Requisitos de ejecución de la construcción

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Mampostería estructural	Supervisión Técnica	D.1.3
	Morteros de pega e inyección	D.3.4 y D.3.5
	Preliminares de la construcción	D.4.3
	Construcción de cimentaciones	D.4.4
	Construcción de muros	D.4.5
	Tolerancias	D.4.5
	Colocación del mortero de relleno	D.4.6
	Construcción de mampostería de cavidad	D.6.1, D.6.3 y D.6.5
	Construcción de mampostería confinada	D.10.1, D.10.3, D.10.5, D.10.6 y D.10.8
	Construcción de muros diafragma	D.11.4.5
	Construcción de mampostería reforzada externamente	D.12.1, D.12.3 y D.12.5
Casas de uno y dos pisos	Construcción e inspección mampostería confinada	Capítulo E.6,
	Uniones bahareque encementado	Apendice E-B
Estructuras metálicas	Planos y especificaciones del diseño estructural	F.2.1.6
	Soldaduras	F.2.10.2, F.4.5,
	Pernos y partes roscadas	F.2.10.3, F.3.10.3, F.4.5.3
	Requisitos para selección de electrodos	F.2.10.2.6
	Fatiga-Requisitos especiales de fabricación y montaje	F.2.17.5
	Planos de taller y montaje	F.2.13.1
	Fabricación	F.2.13.2
	Pintura de taller	F.2.13.3
	Montaje	F.2.13.4
	Control de calidad y supervisión técnica	F.2.14
	Fatiga – requisitos especiales de fabricación montaje	F.2.17.5
	Planos de fabricación y montaje	F.3.9.1
	Inspección de soldaduras	F.3.10.2
	Inspección de pernos	F.3.10.3
	Almacenamiento en sitio e instalación	F.4.7.4
	Procedimiento Constructivo	F.4.7.6
	Supervisión técnica	F.3.10
Estructuras de madera	Refuerzos metálicos (Protección anticorrosiva)	Tabla G.6.4-2 y G.7.4
	Preparación (secado, preservación)	G.11.2
	Fabricación	G.11.3
	Construcción (Protección contra la humedad, hongos, insectos, fuego, sismos e instalaciones)	G.11.4
	Transporte y montaje	G.11.5
	Guadua (preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento)	G.12

Tabla I.2.4-3 (continuación)
Requisitos de ejecución de la construcción

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Cimentación	Construcción e inspección	Capítulo C.15 y Título H
Supervisión técnica Protección contra el fuego	Ejecución	Título I
	Sistemas y equipos para extinción de incendios	J.4.3
Requisitos complementarios	Requisitos para las zonas comunes	K.3
	Vidrios - Seguridad	K.4.3

Notas:

CAPÍTULO I.3
IDONEIDAD DEL SUPERVISOR TÉCNICO Y SU PERSONAL AUXILIAR

I.3.1 — GENERAL

I.3.1.1 — En los Capítulos 1 y 5 del Título VI de la Ley 400 de 1997 y en la Ley 1229 de 2008 se establecen las calidades y requisitos que deben cumplir los profesionales que lleven a cabo labores de supervisión técnica.

I.3.1.2 — De acuerdo con lo indicado en el Artículo 24, de la Ley 400 de 1997 la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, dentro de sus funciones fijará los mecanismos y procedimientos para demostrar, ante la misma Comisión, la experiencia profesional, la idoneidad y el conocimientos de los aspectos relacionados con el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes establecidos en la Ley 400 de 1997 y sus Reglamentos, de los profesionales que realicen labores de supervisión técnica.

I.3.2 — DEL SUPERVISOR TÉCNICO

I.3.2.1 — **PROFESIÓN** — De acuerdo con lo requerido por el Artículo 35 de la Ley 400 de 1997 y en la Ley 1229 de 2008, el supervisor técnico debe ser un profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, con matrícula profesional. Solo para el caso de estructuras metálicas, el supervisor podrá ser Ingeniero Mecánico, igualmente matriculado e inscrito.

I.3.2.2 — **EXPERIENCIA** — De acuerdo con lo requerido por el Artículo 36 de la Ley 400 de 1997, el supervisor técnico debe acreditar, ante la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio profesional, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para ese fin, en una, o varias, de las siguientes actividades: diseño estructural, construcción, interventoría, o supervisión técnica

I.3.2.3 — **INDEPENDENCIA** — El Artículo 37 de la Ley 400 de 1997 exige que el supervisor técnico sea laboralmente independiente del constructor de la estructura, o de los elementos no estructurales cubiertos por el Reglamento.

I.3.3 — DEL PERSONAL AUXILIAR

I.3.3.1 — **GENERAL** — De acuerdo con lo establecido en el Artículo 38 de la Ley 400 de 1997, las calificaciones y experiencia requeridas del personal profesional y no profesional, como inspectores, controladores y técnicos, se dejan a juicio del supervisor técnico, pero deben estar acordes con las labores encomendadas, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

I.3.3.2 — **DIRECCIÓN Y RESPONSABILIDAD** — El supervisor técnico puede delegar algunas de las labores de supervisión técnica en personal auxiliar, pero siempre bajo su dirección y responsabilidad, según lo establece el Artículo 22 de la Ley 400 de 1997.

I.3.3.3 — **RESIDENTES DE SUPERVISIÓN TÉCNICA** — Cuando se trate de personal profesional que ejerza la función de residente de supervisión técnica, ellos deben ser ingenieros civiles, arquitectos o constructor en arquitectura e ingeniería, debidamente matriculados. La experiencia requerida se deja a juicio del supervisor técnico, pero debe ser conmensurable con las labores que se le encomienden, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

Notas:

CAPÍTULO I.4
RECOMENDACIONES PARA EL EJERCICIO DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.4.1 — GENERALIDADES

I.4.1.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE — Las presentes recomendaciones se han incluido con el fin de guiar a aquellos profesionales que realicen la supervisión técnica de la construcción de estructuras cubiertas por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento y para facilitar el alcance contractual que deben fijar las personas o entidades que la contraten.

I.4.1.2 — DEFINICIONES — Deben consultarse las definiciones dadas en el Capítulo A.13 y especialmente las de I.1.1.

I.4.2 — ALCANCE RECOMENDADO DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA

I.4.2.1 — GRADOS DE SUPERVISIÓN — Se establecen dos grados de supervisión: Grado A (Continua) y Grado B (Itinerante). El grado de supervisión que se recomienda emplear depende de las características de la construcción, del grupo de uso al que pertenezca, del sistema estructural y del área de construcción.

I.4.2.2 — GRADO A — SUPERVISIÓN TÉCNICA CONTINUA — Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una manera permanente. El supervisor técnico debe realizar visitas frecuentes a la construcción, y además debe destacar en la obra personal auxiliar, profesional y no profesional, con el fin de supervisar de una manera continua las operaciones de construcción. Se debe asignar un residente de supervisión técnica, el cual es una persona auxiliar profesional de asistencia permanente en la obra. Se recomienda efectuar los controles indicados en la tabla I.4.3-2 para este grado de supervisión técnica.

I.4.2.3 — GRADO B — SUPERVISIÓN TÉCNICA ITINERANTE — Es aquella en la cual el supervisor técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente. Durante algunas de las operaciones de construcción el supervisor técnico, o su auxiliar profesional, debe asistir personalmente para verificar la adecuada ejecución de la obra. En este grado de supervisión no es necesario designar personal auxiliar residente en la obra. Se recomienda que el supervisor técnico lleve a cabo, como mínimo, los controles indicados en la tabla I.4.3-2 para este grado de supervisión técnica.

I.4.2.4 — GRADO DE SUPERVISIÓN TÉCNICA RECOMENDADO — Se recomienda emplear el grado de supervisión técnica compatible con las características de la edificación indicadas en la tabla I.4.3-1. Para definir el grado de supervisión técnica, deben tomarse en cuenta el área de la construcción, el material que se emplee en el sistema estructural de resistencia sísmica, tal como la define el Reglamento, y el Grupo de Uso al que pertenezca la edificación, de acuerdo con lo indicado en A.2.5 del Reglamento.

I.4.3 — PROCEDIMIENTOS DE CONTROL

I.4.3.1 — CONTROL DE PLANOS — El control de los planos recomendado, para los dos grados de supervisión técnica, debe consistir, como mínimo, en los siguientes aspectos:

(a) Grado de definición (completos o incompletos)
(b) Definición de dimensiones, cotas y niveles,
(c) Consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles,
(d) Consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas,
(e) Adecuada definición de las calidades de los materiales,
(f) Cargas de diseño debidamente estipuladas,
(g) En casos especiales, instrucciones sobre obra falsa, procedimientos de control de la colocación del concreto, procedimientos de descimbrado, colocación del concreto, aditivos, tolerancias dimensionales, niveles de tensionamiento,

(h) Coordinación de los planos arquitectónicos con los demás planos técnicos,
(i) Definición en los planos arquitectónicos del grado de desempeño de los elementos no estructurales, y
(j) En general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

Tabla I.4.3-1
Grado se Supervisión Técnica Recomendado

Material estructural	Área Construida (5)	Control de calidad realizado por el constructor	A Supervisión Técnica Itinerante	B Supervisión Técnica Continua
Concreto Estructural, Estructura Metálica y Madera	menos de 3000 m²	Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV	
	entre 3000 m² y 6000 m²		Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV
	mas de 6000 m²			Grupos de Uso I, II, III y IV
Mampostería	menos de 3000 m²	Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV	
	entre 3000 m² y 6000 m²			Grupos de Uso I, II, III y IV
	mas de 6000 m²			Grupos de Uso I, II, III y IV

Notas:
1. Están exentas de Supervisión Técnica de la construcción, según el Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones con menos de 3000 m² de área construida.
2. Las estructuras de edificaciones de los grupos de uso III y IV, independientemente de su área, según el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, deben someterse a Supervisión Técnica de la construcción.
3. El diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, Según el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, pueden exigir Supervisión Técnica de la construcción, independientemente del área, según la complejidad, procedimientos constructivos o materiales empleados.
4. Las estructuras diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento, según el Parágrafo 1° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, están exentas de Supervisión Técnica, siempre y cuando se trate de menos de 15 unidades de vivienda.
5. Cuando el proyecto se desarrolle por etapas, el área a considerar será la consignada en la licencia de construcción.
6. Se recomienda Supervisión Técnica Itinerante para estructuras de mampostería mayores a 1000 mts^2.

I.4.3.2 — ESPECIFICACIONES TÉCNICAS — Lo indicado en la presente sección se recomienda para los dos los grados de supervisión técnica. La construcción de las estructuras debe ejecutarse cumpliendo como mínimo las especificaciones indicadas en la Ley 400 de 1997 y sus Decretos Reglamentarios, las emanadas de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, además de las contenidas en los planos del proyecto, en el estudio geotécnico, y en las especificaciones particulares que se establezcan para cada caso. El supervisor técnico debe recopilar las especificaciones técnicas establecidas que se debe cumplir la construcción, para lo cual debe elaborar un documento escrito que las contenga, y entregar una copia al constructor. Estas especificaciones deberán ser aprobadas por el propietario y confirmadas por el constructor antes del inicio de la obra.

I.4.3.2.1 — En tanto la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes adopte unas nuevas especificaciones técnicas, debe utilizarse el siguiente documento: "Especificaciones de construcción y control de calidad de los materiales para edificaciones construidas de acuerdo con el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes", elaboradas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica bajo el auspicio de la Comisión Permanente del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, y publicadas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica y el Ministerio de Obras Públicas en Agosto de 1988. Este documento contiene:

(a) Especificaciones para la construcción de estructuras de concreto reforzado
(b) Especificaciones para la construcción y el montaje de estructuras metálicas
(c) Comentario a las Especificaciones para la construcción y el montaje de estructuras metálicas
(d) Control de calidad de materiales para concreto reforzado
(e) Control de calidad de materiales en estructuras de mampostería estructural

(f) Guía práctica para el control de calidad del concreto

I.4.3.3 — PROGRAMA DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD — El supervisor técnico debe verificar que el constructor disponga para la obra los medios adecuados de dirección, mano de obra, maquinaria y equipos, suministro de materiales y en especial de un programa de aseguramiento de calidad que sea llevado a cabo con el fin de:

(a) Definir la calidad que ha de ser alcanzada,
(b) Obtener dicha calidad,
(c) Verificar que la calidad ha sido alcanzada, y
(d) Demostrar que la calidad ha sido definida, obtenida y verificada

I.4.3.4 — LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES — El supervisor técnico debe aprobar el laboratorio de ensayo de materiales. Es responsabilidad del supervisor técnico asegurarse que el laboratorio cumple con todas las disposiciones legales establecidas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC, y por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial

I.4.3.5 — ENSAYOS DE CONFORMIDAD CON LAS NORMAS — Lo indicado en la presente sección se recomienda para todos los grados de supervisión técnica. El supervisor técnico antes del inicio de la obra debe exigir al constructor que los materiales que utilizará en ella cumplan con las especificaciones de calidad establecidas en los planos y en el Reglamento, para lo cual el constructor debe presentar los resultados de ensayos realizados sobre muestras representativas tomadas a lotes recientes de materiales del suministrador respectivo. El supervisor técnico debe solicitar los certificados de conformidad correspondientes cuando el Reglamento así lo exija.

I.4.3.6 — ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD — Lo indicado en la presente sección se recomienda para todos los grados de supervisión técnica. Durante la construcción se deberán tomar muestras periódicas a los materiales componentes de acuerdo con las frecuencias prescritas por el Reglamento. Véanse las tablas I.2.4-1 e I.2.4-2 y además debe exigir que los ensayos de laboratorio apropiados para cada material, se realicen de acuerdo con lo especificado por el Reglamento:

I.4.3.7 — CONTROL DE EJECUCIÓN — El supervisor técnico debe inspeccionar como mínimo los siguientes puntos directamente, o por medio del personal auxiliar, según el grado de supervisión recomendado.

Tabla I.4.3-2
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

Operación	Supervisión grado A (Continua)	Supervisión grado B (Itinerante)
CIMENTACIÓN		
Replanteo geométrico	●	
Dimensiones geométricas de las excavaciones para fundaciones	●	
Limpieza de fondo de las excavaciones	●	
Sistema de drenaje	●	●
Estratos y niveles de fundación	●	●
Protección de las excavaciones	●	●
CONSTRUCCIÓN Y RETIRO DE FORMALETAS Y OBRAS FALSAS DE MONTAJE		
Alineamiento características geométricas ubicación tolerancias	●	
Acabado de las superficies y su verticalidad	●	
Resistencia y estabilidad ante posibles asentamientos	●	●
Aprobación de los cálculos de la cimbra	●	
Limpieza e impermeabilidad	●	
Aberturas de inspección	●	
Descimbrado - Aprobación del estudio y revisión del proceso	●	●

Tabla I.4.3-2 (continuación)
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

Operación	Supervisión grado A (Continua)	Supervisión grado B (Itinerante)
COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS		
Grado del acero (f_y) diámetro, número de barras, ganchos y longitud	●	●
Empalmes (Traslapados, conexiones mecánicas ó soldadas)	●	●
Colocación, recubrimientos, distancia entre barras, sujeción	●	●
limpieza de las barras y de la zona de vaciado y aspecto superficial	●	●
MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACION Y CURADO DE CONCRETOS Y MORTEROS		
Aprobación de los diseños de mezclas	●	●
Medios y procedimientos del mezclado	●	●
Medios y procedimientos del transporte	●	●
Medios y procedimientos de colocación y compactación	●	●
Medidas y procedimientos para la toma de muestras	●	●
Tiempo transcurrido entre mezcla y colocación	●	
Homogeneidad y consistencia de los concretos y morteros en estado fresco	●	
Provisiones para vaciado de acuerdo con el clima y el estado del tiempo	●	
Definición de juntas de construcción	●	●
Preparación de superficies, de juntas de construcción y juntas de dilatación	●	●
Sistemas y procedimientos de curado	●	●
ELEMENTOS PREFABRICADOS (Incluye unidades de mampostería)		
Características geométricas, inspección visual (apariencia)	●	●
Condiciones de almacenaje	●	
Curado en obra y/o protección contra la humedad	●	
Medios y procedimientos de transporte e izado	●	●
Sistemas y secuencias de colocación	●	●
TERMINACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
Aspecto general de las superficies	●	●
Reparación de defectos superficiales	●	●
Protección contra acciones mecánicas: impacto, sobrecargas, deterioro superficial	●	●
MUROS Y ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA		
Alineamiento, plomo y características geométricas	●	●
Celdas para inyección, limpieza, ventanas de inspección	●	●
Espesor de juntas de pega	●	●
Traba adecuada	●	●
Alturas de inyección	●	●
Tamaño y colocación de tuberías	●	●
Juntas de control	●	●
Colocación de espigos, anclajes, traslapo y ubicación	●	●
Apuntalamientos provisionales	●	

Tabla I.4.3-2 (continuación)
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

Operación	Supervisión grado A (Continua)	Supervisión grado B (Itinerante)
CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS		
Inspección de los elementos fabricados antes de galvanizar o pintar		
Especificación de materiales, resistencia a la fluencia (f_y), diámetro, número de barras, longitud.	•	•
Dimensiones generales, rectitud y distorsión del conjunto	•	•
Identificación y dimensiones de los materiales utilizados de acuerdo con planos y listas de materiales	•	
Ajuste de las dimensiones de los materiales utilizados, de acuerdo con planos y listas de materiales	•	
Calificación de los soldadores	•	•
Biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo	•	
Procedimientos de soldadura	•	•
Que se hayan efectuado todas las soldaduras especificadas	•	
Cumplimiento de las longitudes y tamaños mínimos especificados de las soldaduras	•	
Grado de fusión con el material base de la soldadura, existencia de porosidades, grietas o socavaciones excesivas en la soldadura	•	
Remoción de escoria	•	
Marcado de las piezas	•	•
Detección de omisión de detalles o componentes	•	
Daños a los elementos	•	•
Inspección y control de galvanizado		
Limpieza previa	•	
Acabado de la capa de zinc	•	
Peso de la capa de zinc	•	
Adherencia de la capa de zinc	•	
Uniformidad de la capa de zinc (inspección visual) para detectar zonas de espesor excesivo, etc.	•	
Fragilidad del acero por efecto del galvanizado	•	
Inspección y control de la pintura		
Limpieza previa	•	•
Acabado (inspección visual)	•	•
Espesor de la capa de pintura	•	
Adherencia de la capa de pintura	•	
Inspección de la estructura montada		
Conexión a los anclajes con las respectivas arandelas y tuercas	•	•
Verticalidad, deflexiones, escuadra y alineamiento de la estructura	•	
Instalación de los arriostramientos previstos	•	•
Rectitud de los elementos instalados	•	
Estabilidad del conjunto	•	•
Correcta ejecución de todas las conexiones atornilladas, con los pernos, tuercas y arandelas completos e instalados con los torques previstos en los planos	•	
Correcta ejecución de biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo	•	
Correcta ejecución de todas las conexiones soldadas con los tamaños y longitudes previstos.	•	

Tabla I.4.3-2 (continuación)
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

Operación	Supervisión grado A (Continua)	Supervisión grado B (Itinerante)
Detección de defectos como insuficiente penetración, poros, socavaciones, escoria no removida, etc.	•	
Retoques de pintura, donde ésta se haya deteriorado durante la instalación	•	
CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE MADERA		
Identificación de maderas, contenido de humedad, inmunización y defectos	•	•
Soportes, platinas, conectores, adhesivos, anclas, pernos ,	•	•
Verificación de medidas, niveles, secciones y sistemas de unión	•	•
Verificación de deflexiones, derivas, rectitud, plomo y alineamiento	•	
Protección adecuada de la estructura contra potencial deterioro por entradas de agua en apoyos, y zonas de difícil acceso y mantenimiento	•	
Acabados de superficies de madera, platinas y soportes	•	
Ventilación de áticos y espacios cerrados	•	
Manuales de mantenimiento y operaciones de inmunización	•	
CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ELEMENTOS NO-ESTRUCTURALES (VER NOTA 1)		
Muros de fachada, separados de la estructura	•	•
Muros de fachada, que admitan deformaciones de la estructura	•	
Muros interiores, separados de la estructura	•	•
Muros interiores, que admitan deformaciones de la estructura	•	
Enchapes de fachada	•	•
Áticos, parapetos y antepechos	•	•
Vidrios	•	
Paneles prefabricados de fachada	•	•
Columnas cortas o cautivas	•	•

Notas:
1 — Exenciones: Están exentas de los requisitos para elementos NO ESTRUCTURALES todas las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II localizadas en ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA.

I.4.3.8 — INFORME FINAL — EL registro escrito de las labores realizadas debe incluir una memoria descriptiva de los controles realizados, que conste como mínimo de lo siguiente: nombre del constructor, supervisor técnico, procedencia de los materiales, planta de producción, listado de las Normas Técnicas empleadas (NTC) para la elaboración de los ensayos, ensayos realizados, laboratorios utilizados, análisis de los resultados, grado de desempeño de los elementos no-estructurales, control de modificaciones de planos realizadas durante el proceso constructivo, registro fotográfico y constancia expedida por el supervisor técnico que certifique que la construcción se realizó de acuerdo con el Reglamento :

INFORME FINAL DE SUPERVISIÓN TÉCNICA

(NOMBRE DE LA OBRA)

Mediante esta comunicación, se certifica que la obra _____,
ubicada en _____
Etapa _____, con licencia de construcción _____ fue sometida durante la construcción al proceso de supervisión técnica, especificada en el Título I de la NSR-10.

Por tal razón, se manifiesta que la construcción de la estructura y elementos no-estructurales se realizó de acuerdo al nivel de calidad requerido y especificado mediante los siguientes controles:

- ***Control de planos***: Se constató la existencia de todos los planos necesarios para la construcción de cada elemento que constituye la estructura.
- ***Control de especificaciones***: La construcción se llevo a cabo cumpliendo las especificaciones técnicas contenidas dentro de la Norma para cada uno de los materiales utilizados, además de las especificaciones particulares contenidas en los planos y las emanadas por los diseñadores.
- ***Control de materiales***: Se verificó que los materiales utilizados para la construcción cumplieran con los requisitos generales y las normas técnicas de calidad que exigen las NSR-10. Además, se monitoreo constantemente los resultados obtenidos de los mismos.
- ***Control de Calidad***: Se realizaron los ensayos a los materiales y productos terminados conforme a lo estipulado en los planos y en las NSR-10.
- ***Control de la ejecución***: Se verificó que la obra se ha ejecutado de acuerdo a los planos, especificaciones y requisitos de construcción dados por las NSR-10.
- ***Elementos no estructurales***: Se verificó que el grado de desempeño de los elementos no-estructurales sea acorde con el grupo de uso que va a tener la edificación y se conservo el criterio de diseño del diseñador de elementos no-estructurales.

Dado en la ciudad de _____, a los _____ (__) días del mes de _____del año de ____.

Firma y Nº Tarjeta Profesional
Supervisor Técnico

Firma y Nº Tarjeta Profesional
Director de Obra

■

Notas

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TITULO J — REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES

TITULO J
REQUISITOS DE PROTECCION CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES

CAPITULO J.1
GENERALIDADES

J.1.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE

J.1.1.1 — Toda edificación deberá cumplir con los requisitos mínimos de protección contra incendios establecidos en el presente Capítulo, correspondientes al uso de la edificación y su grupo de ocupación, de acuerdo con la clasificación dada en J.1.1.2. En consecuencia, el propósito del Título J es el de establecer dichos requisitos con base en las siguientes premisas:

(a) Reducir en todo lo posible el riesgo de incendios en edificaciones.
(b) Evitar la propagación del fuego tanto dentro de las edificaciones como hacia estructuras aledañas.
(c) Facilitar las tareas de evacuación de los ocupantes de las edificaciones en caso de incendio.
(d) Facilitar el proceso de extinción de incendios en las edificaciones.
(e) Minimizar el riesgo de colapso de la estructura durante las labores de evacuación y extinción.

J.1.1.2 — Para efectos de la aplicación de los requisitos que se establecen en este Título se hace necesaria la clasificación de las edificaciones por Grupos de Ocupación. Según esto se utiliza la clasificación que se presenta en el numeral K.2.1.2 de este Reglamento, cuya tabla se repite aquí para efectos ilustrativos. Para las explicaciones y detalles referentes a la clasificación de edificaciones referirse al Capítulo K.2.

Tabla J.1.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRIL E INDUSTRIAL**	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

Tabla J.1.1-1 (Continuación)
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
L	**LUGARES DE REUNION**	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	**MIXTO Y OTROS**	K.2.8
P	**ALTA PELIGROSIDAD**	K.2.9
R	**RESIDENCIAL**	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	**TEMPORAL**	K.2.11

J.1.1.3 — La responsabilidad del cumplimiento del Título J - Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones y el Título K – Otros requisitos complementarios, recae en el profesional que figura como constructor del proyecto para la solicitud de la licencia de construcción.

CAPITULO J.2
REQUISITOS GENERALES PARA PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN LAS EDIFICACIONES

J.2.1 — ALCANCE

J.2.1.1 — A continuación se presentan los requisitos generales de configuración arquitectónica, estructural, eléctrica e hidráulica necesarios para la protección contra incendios en edificaciones y las especificaciones mínimas que deben cumplir los materiales utilizados con el propósito de proteger contra la propagación del fuego en el interior y hacia estructuras aledañas.

J.2.2 — REDES ELÉCTRICAS, DE GAS, Y OTROS FLUIDOS COMBUSTIBLES, INFLAMABLES O CARBURANTES

J.2.2.1 — En el interior de una edificación y en un lugar de fácil acceso para el Cuerpo de Bomberos deben instalarse dispositivos para interrumpir el suministro de gas, electricidad y otros fluidos combustibles, inflamables o comburentes.

J.2.2.2 — Para la protección de las instalaciones eléctricas deben cumplirse los requisitos dados en el Reglamento Técnico de Instalaciones Eléctricas, RETIE, y en el Código Eléctrico Colombiano–NTC 2050.

J.2.2.2.1 — Los sistemas eléctricos en zonas donde pueda existir el peligro de incendio o explosión debido a gases o vapores inflamables, líquidos inflamables, polvo combustible, etc., deben cumplir con los requisitos adicionales dados en el Capítulo 5 del Código Eléctrico Colombiano–NTC 2050, "Ambientes Especiales" y en el Reglamento Técnico de Instalaciones Eléctricas, RETIE.

J.2.2.3 — Las estaciones de servicio de gasolina y combustibles, deberán cumplir las normas específicas de seguridad reglamentadas por el Decreto Nacional 4299 de 2005 y la reglamentación específica del Ministerio de Minas y Energía.

J.2.3 — REQUISITOS DE ACCESO A LA EDIFICACIÓN

Tanto el planeamiento urbanístico, como las condiciones de diseño y construcción de las edificaciones, en particular su entorno inmediato, sus vanos en fachada y la configuración de las redes de suministro de agua, deben posibilitar y facilitar la intervención de los servicios de extinción de incendios, para lo cual se deben cumplir los requisitos de localización y ubicación, que se prescriben a continuación:

J.2.3.1 — **ACCESO A LA EDIFICACIÓN** — Toda edificación debe proveerse de áreas de acceso adecuadas para el Cuerpo de Bomberos, de acuerdo con las normas siguientes:

J.2.3.1.1 — ***Acceso Frontal*** — Toda edificación debe tener, al menos, el 8% de su perímetro total medido al nivel del piso de mayor área encerrada con frente directamente a una vía o espacio frontal de acceso, en donde debe disponerse de vanos que permitan el acceso desde el exterior al personal del cuerpo de bomberos.

J.2.3.1.2 — ***Sobre el Nivel del Terreno*** — El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a cada planta localizada por debajo de una altura de 30 m. Los niveles localizados por encima de 30 m de altura deben tener accesos internos a los medios de evacuación hasta llegar a los niveles en los que exista acceso directo desde el exterior (Véase K.3.1.4 para la definición de Medios de Evacuación). En todo caso, los accesos deben proporcionar una abertura de por lo menos 120 cm de altura por 80 cm de ancho y cuyo reborde o antepecho no sobrepase una altura de 90 cm por encima del nivel de cada piso interior. La distancia máxima entre los ejes verticales de dos vanos consecutivos no debe exceder 25 metros, medidos sobre la fachada. No deben instalarse elementos que impidan o dificulten el acceso al interior del edificio a través de dichos vanos.

J.2.3.1.3 — ***Bajo el Nivel del Terreno*** — El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a la primera planta o semisótano localizado bajo el nivel del terreno. Tal acceso debe consistir en escaleras, puertas, ventanas, paneles o cualquier otro medio que proporcione una abertura de por lo menos 120 cm de altura por 80 cm de ancho y cuyo reborde o antepecho no sobrepase una altura mayor de 90 cm por encima del nivel del piso interior.

J.2.3.1.4 — Los requisitos que figuran en el numeral J.2.3.1.3 pueden obviarse en los siguientes casos:

(a) En edificaciones del Grupo de Ocupación "Residencial Unifamiliar o Bifamiliar" (R-I).
(b) En cualquier edificación clasificada en el Grupo de Ocupación "Residencial Multifamiliar" (R-2), con menos de tres pisos de altura y con un número de unidades de vivienda no superior a dos por cada piso, cuando su sótano o semisótano se utiliza para ocupaciones adicionales al simplemente residencial.

J.2.4 — PREVENCION DE LA PROPAGACION DEL FUEGO HACIA EL EXTERIOR

J.2.4.1 — **SEPARACION VERTICAL ENTRE ABERTURAS DE MUROS DE FACHADAS** — Para las edificaciones de los Grupos de Ocupación de Almacenamiento (A), Comercial (C), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P) que tengan más de tres pisos de altura, todas las aberturas exteriores en planos verticales deben tener separaciones entre otras aberturas a su alrededor, de, por lo menos 1 m, o estar separadas de dichas aberturas por un escudo horizontal o vertical que se proyecte por lo menos 60 cm desde la pared, a lo largo de toda la longitud de la abertura. Se excluye de esta exigencia a las edificaciones que cuenten con un sistema completo de extinción de incendios.

J.2.4.2 — **PARAPETOS SOBRE MUROS DE FACHADA** — Deben construirse parapetos, de por lo menos 1 m de altura, sobre los muros de fachada de cualquier edificación de los grupos de ocupación de Almacenamiento (A), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P)

J.2.4.3 — **CONSTRUCCIONES SOBRE EL TECHO** — Toda construcción sobre el techo de una edificación, debe hacerse con materiales incombustibles, a excepción de las astas para bandera, soportes para antenas y estructuras para el tendido de ropa, así como plataformas que no cubran más del 20% del área total del techo.

J.2.4.4 — **HIDRANTES** — Debe instalarse, por lo menos, un hidrante para cada cantidad de área especificada en la tabla J.2.4.1. Cada hidrante debe tener suministro permanente de agua y debe tener, por lo menos, el caudal especificado en la tabla J.2.4.1 Para edificaciones no listadas en la tabla, debe proveerse con por lo menos un hidrante por cada 5 000 m² de área construida.

J.2.4.4.1 — **HIDRANTES - Color del Hidrante** — La parte superior del hidrante debe pintarse de acuerdo con su caudal y siguiendo normas internacionales, tal como se establece a continuación:

- Rojo: Caudales hasta de 32 litros por cada segundo (L/s).
- Amarillo: Caudales entre 32 L/s y 63 L/s.
- Verde: Caudales superiores a 63 L/s.

Tabla J.2.4-1
Área construida y caudal mínimo requerido por cada hidrante que debe instalarse

Edificación	Área / hidrante, m²	Caudal / hidrante, L/s
Edificios cuya altura de evacuación descendente sea más de 28 metros o ascendente de más de 6 metros.	500	32
Cines, teatros, auditorios y discotecas.	500	63
Recintos deportivos.	500	63
Locales comerciales.	1 000	63
Estacionamientos.	1 000	63
Hospitales	500	63
Residencias	5 000	32
Atención al público	500	63
Educación	1 000	63
Almacenamiento	500	63

de Evacuación). La anchura mínima se puede reducir a 0.90 m, si cumple los requisitos de K.3.8.3.3 para carga de ocupación menor a 50 personas por piso. Los muros pueden diseñarse de acuerdo con la Norma NFPA 221, Norma para paredes a prueba de incendios.

J.2.5.1.8 — Las puertas de acceso o egreso principales y las que dan a la salida, conformada por el núcleo de evacuación o la escalera en todos los pisos, deberán ser de apertura manual fácil, de cierre automático y tener una resistencia a la acción del fuego no inferior a una hora. Las puertas pueden diseñarse de acuerdo con la Norma NFPA 80, Norma para puertas y ventanas a prueba de incendios.

J.2.5.1.9 — Cualquier espacio entre particiones, muros, pisos, techos o escaleras , que permita el paso de llamas o gases de un ambiente o un piso a otro, tal como las penetraciones para cables, bandejas de cables, conductos para cables, tuberías, tubos, ventilaciones de combustión y de respiración, conductores eléctricos y elementos similares que atraviesan muros o pisos, o de un área encerrada a otra, debe rellenarse con materiales cortafuego que hayan sido aprobados para tal efecto mediante las normas internacionales ASTM E814 "Método de ensayo normalizado para los ensayos de incendios de sellos cortafuego en perforaciones pasantes", la UL 1479 "Norma para ensayos de incendios de sellos cortafuego en perforaciones pasantes", ASTM E814, "Método de ensayo normalizado para los sistemas de juntas resistentes al fuego", o la UL 2079 "Norma para ensayos de resistencia al fuego de sistemas de juntas en edificios" u otras normas equivalente, reconocidas internacionalmente. Los materiales utilizados deben tener una resistencia al fuego igual o superior a la del elemento estructural o no estructural en que quedarán embebidos, pero nunca menor a una (1) hora.

J.2.5.1.10 — Los ductos que se instalen dentro de la edificación deben fabricarse y colocarse de manera que no se promueva la propagación del fuego, de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Todo ducto que conduzca humo o gases deberá salir verticalmente al exterior y sobrepasar el nivel de cubierta, en el punto de perforación, por lo menos 1,5 m. Estos ductos se construirán en toda su altura con elementos cuya resistencia mínima a la acción del fuego sea de una (1) hora.
(b) No se permitirá la colocación de vigas o tirantes de madera a una distancia menor de 0,20 m de la superficie interior de los ductos que conduzcan humo o gases sujetos a altas temperaturas como buitrones con chimeneas, campanas extractoras o ductos que puedan conducir gases a más de 80 °C. En el espacio de separación deberá permitirse la circulación de aire.
(c) Los buzones o tolvas, y sus ductos, para descarga de basuras, deberán fabricarse con materiales que tengan resistencia a la acción del fuego de mínimo de una (1) hora. Además, dispondrán de ventilación adecuada en su parte superior, y de un sistema que permita la descarga de agua desde sus extremos superior e inferior, que puedan utilizarse en casos de atascamiento de basuras o de conato de incendio, y que puedan activarse desde un lugar de fácil acceso ubicado en el primer piso.

J.2.5.2 — **ACABADOS INTERIORES** — Los materiales que se utilicen en acabados interiores, deben cumplir las reglamentaciones prescritas en este numeral.

J.2.5.2.1 — Para los acabados interiores no deben emplearse materiales que al ser expuestos al fuego produzcan, por descomposición o combustión, substancias tóxicas en concentraciones superiores a las provenientes del papel o la madera, bajo las mismas condiciones.

J.2.5.2.2 — Los materiales para acabados interiores, deben clasificarse, con base en sus características de propagación de la llama, de acuerdo con la tabla J.2.5-2

Tabla J.2.5-2
Clasificación del material según su característica de propagación de la llama [1]

Clase	Índice de propagación de la llama
1	0 a 25
2	26 a 75
3	76 a 225
4	Más de 225

NOTA: 1. Clasificación obtenida de acuerdo con la norma NTC 1691

J.2.4.5 — Por lo menos un hidrante debe estar situado a no más de 100 m de distancia de un acceso al edificio. Los demás deberán estar razonablemente repartidos por el perímetro de la edificación y ser accesibles para los vehículos del servicio del cuerpo de bomberos.

J.2.4.6 — Los hidrantes de la red pública pueden tenerse en cuenta para efectos del cumplimiento de lo especificado en J.2.4.4.

J.2.4.7 — Todo edificio de más de cinco (5) pisos deberá contar con la instalación de una red contra incendio, con válvula de retención, de uso exclusivo del cuerpo de bomberos, con por lo menos una salida por piso, de fácil acceso a la boca de entrada, para conexión de los carros bomba y en cada piso para la conexión de mangueras. Las características técnicas de esta red serán las especificadas por las Normas Técnicas NFPA 14 y NTC 1669.

J.2.4.8 — Para las redes contra incendios, en todas las edificaciones que lo requieran, podrán utilizarse solamente los materiales listados para servicio contra incendio en el Capítulo 2, Componentes y Accesorios del Sistema, bajo el numeral sobre Tubería y Accesorios, de la norma técnica NFPA 13. Su uso queda condicionado a las limitaciones relacionadas con tipo de riesgo y tipo de protección requerida, además de todos los requisitos particulares de instalación.

J.2.5 — PREVENCION DE LA PROPAGACION DEL FUEGO EN EL INTERIOR

J.2.5.1 — **REQUISITOS GENERALES** — Los siguientes son los requisitos generales que deben cumplir las edificaciones para prevenir la propagación del fuego en su interior.

J.2.5.1.1 — Toda área mayor de 1 000 m², debe dividirse en áreas menores por medio de muros cortafuego, hechos de ladrillos macizos o de concreto, con los espesores mínimos prescritos en las tablas J.3.5-2, J.3.5-7 y J.3.5-8. Se permite la utilización de materiales y espesores diferentes en la construcción de muros cortafuego, siempre y cuando se demuestre que presentan un comportamiento general equivalente al de los muros especificados en las tablas J.3.5-2, J.3.5-7 y J.3.5-8.

J.2.5.1.2 — Las áreas mayores de 1.000 m² que por su uso no puedan dividirse en la forma estipulada, deben equiparse con medios de extinción de fuego consistentes en rociadores y extinguidores. Estos últimos deben estar al alcance de los usuarios, dentro de las distancias de recorrido especificadas para las salidas en K.3.6.

J.2.5.1.3 — Se eximirán de cumplir con los requisitos del numeral J.2.5.1.1 los recintos polideportivos, hipermercados, pabellones para ferias y exposiciones, iglesias, terminales de transporte y otras edificaciones destinadas al acceso público, siempre y cuando por lo menos el 90% de su área construida, cualquiera que sea su magnitud, se desarrolle en una sola planta, que sus salidas comuniquen directamente con el exterior, que al menos el 75% de su perímetro sea fachada y que no exista sobre dicho recinto ninguna zona habitable.

J.2.5.1.4 — Los muros cortafuego no podrán atravesarse con conducciones u otro elemento que permita el paso del fuego y del humo, ni con materiales que disminuyan su resistencia al fuego.

J.2.5.1.5 — Los muros cortafuego podrán tener aberturas solamente para dar continuidad a circulaciones horizontales, siempre y cuando se tengan un sistema de cierre hermético contra el paso de humo, que asegure como mínimo una resistencia contra fuego de una hora y con las características de apertura y cierre consignadas en J.2.5.1.9.

J.2.5.1.6 — Los muros cortafuego para el último piso deben sobresalir por lo menos 0.5 m por encima de la cubierta de techo más alta, a menos que el recinto almacene materiales no inflamables o que la cubierta de la edificación esté hecha y soportada con materiales no combustibles.

J.2.5.1.7 — Todo edificio de más de tres (3) pisos deberá tener por lo menos un núcleo de escaleras para evacuación vertical continuo hasta el nivel de evacuación a la calle, con un anchura mínima de 1.2 m y construidas con materiales que no tengan resistencia al fuego menores de una hora. Los muros que conforman los medios de evacuación deben cumplir con las especificaciones para muros cortafuegos contenidas en J.2.5.1.1. La continuidad del medio de evacuación vertical implica que no hay desplazamientos horizontales intermedios distintos que los descansos en las escaleras (Véase K.3.2 para definición de Medios

J.2.5.2.3 — El índice de propagación de llama es una medida comparativa, expresada de manera adimensional, como una calificación visual de la propagación de la llama en el tiempo, para cada material ensayado de acuerdo con ASTM E 84. En la tabla J.2.5-3, se muestra una clasificación indicativa de distintos materiales utilizados para acabados interiores, en cuanto a su índice de propagación de llama. Alternativamente se puede utilizar la norma UL 723.

Tabla J.2.5-3
Clasificación de algunos materiales utilizados para acabados interiores según índice de propagación de la llama *

Clase	Materiales
1	• Pañetes de cemento • Cartón de Fibro - cemento • Fibro – asfalto • Placas planas de fibrocemento • Placas planas de fibrosilicato • Ladrillo • Baldosas de cerámica • Lana de vidrio sin aglutinantes ni aditivos • Vidrio • Algunos azulejos antiacústicos
2	• Hoja de aluminio sobre respaldo apropiado. • Cartón de fibra o yeso con revestimiento de papel. • Madera tratada mediante impregnación. • Algunos pañetes antisonoros. • Algunos azulejos antiacústicos.
3	• Madera de espesor nominal de 2,5 cm o más. • Planchas de fibra con revestimiento a prueba de fuego. • Azulejo antiacústicos, combustible, con revestimiento a prueba de fuego. • Cartón endurecido. • Algunos plásticos.
4	• Papel asfáltico • Tela • Viruta • Superficies cubiertas con aceite o parafina. • Papel • Plásticos, sin grado que permita asignarlos a otras clases • Algodón

Nota: (*) Clasificación obtenida siguiendo procedimiento de la "Prueba de Túnel" Norma NTC 1691, en su versión más reciente.

J.2.5.2.4 — En la tabla J.2.5-4, se especifica la clasificación requerida para el material de acabado interior que debe utilizarse, de acuerdo con el Grupo de Ocupación en que se clasifique la edificación y con la ubicación del acabado.

Tabla J.2.5-4
Clasificación requerida del índice de propagación de llama para acabados interiores de acuerdo con el grupo de ocupación de cada edificación

Grupo de Ocupación		Ubicación del acabado interior			
		Medios de Salida Normales	Corredores	Espacios con áreas < 170 m^2	Espacios con áreas > 170 m^2
ALMACENAMIENTO	(A-1)	1	1	2	3
	(A-2)	1	1	2	3
COMERCIAL	(C-1)	1	1	3	3
	(C-2)	1	1	2	3
ESPECIAL	(E)	1	1	2	2
FABRIL E INDUSTRIAL	(F-1)	1	2	2	2
	(F-2)	1	2	2	3
INSTITUCIONAL	(I-1)	1	1	2	2
	(I-2)	1	1	2	2
	(I-3)	1	1	2	3
	(I-4)	1	2	2	3
	(I-5)	1	2	3	3
LUGARES DE REUNIÓN	(L)	1	2	2	2
MIXTO Y OTROS	(M)	1	1	2	3
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	1	1	2	2
RESIDENCIAL	(R-1)	2	2	4	4
	(R-2)	1	1	2	2
	(R-3)	1	1	2	2
TEMPORAL	(T)	1	2	3	3

J.2.5.2.5 — Los materiales de acabado inscritos en la Clase 3 pueden usarse sólo en alguna de las siguientes condiciones:

(a) Para recubrimientos y acabados para pisos.
(b) Para recubrimientos de pared con espesores menores que 0.1 cm, cuando se apliquen directamente a un material incombustible.
(c) Para recubrimientos de no más del 20% del área total de paredes y cielo raso en espacios que requieran materiales de las clases 1 o 2.

J.2.5.2.6 — En espacios donde existan sistemas de rociadores automáticos, la clase respectiva de acabado interior, puede reemplazarse por la clase inmediatamente superior indicada en la tabla J.2.5-3.

J.2.5.2.7 — Los muros de cerramiento de escaleras y ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación, deben ser diseñados y construidos sin interrupción desde el cimiento hasta el techo de la estructura. Estos muros deberán cumplir con las especificaciones para muros cortafuegos contenidas en J.2.5.1.1. Las aberturas en los muros a que hace referencia este artículo deberán tener puertas con una resistencia al fuego no inferior a una hora. Estas puertas deberán, en condiciones normales, permanecer cerradas.

J.2.5.2.8 — Las fachadas deben ser construidas con materiales incombustibles como ladrillo, concreto, bloques de concreto, yeso, fibrocemento, vidrio y metales.

J.2.5.3 — **CIELOS RASOS** — Los cielos rasos utilizados como elementos de acabados, deben cumplir con las siguientes especificaciones:

J.2.5.3.1 — Los soportes, colgantes, rejillas y demás aditamentos utilizados para mantener en posición un sistema de cielos rasos, deben construirse con materiales incombustibles.

J.2.5.3.2 — En cualquier edificación se admite el uso de cielos rasos luminosos, construidos con vidrio y metal.

J.2.5.3.3 — Los cielos rasos luminosos de material incombustible, instalados por debajo de un sistema de

rociadores automáticos, deben construirse e instalarse utilizando malla o cualquier otro tipo de elemento con aberturas, en tal forma que no se impida el paso del agua de los rociadores.

J.2.5.3.4 — Se prohíbe el uso de cielos rasos luminosos de material combustible, en:

(a) Cualquier salida o corredor.
(b) Cualquier habitación de los Subgrupos de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) e Institucional de Salud o Incapacidad (I-2).

J.2.5.3.5 — Los cielorrasos acústicos u otros cielorrasos decorativos deben tener acabados que cumplan con las especificaciones de la tabla J.2.5-4, de acuerdo con el uso del recinto donde se instalará el cielorraso.

J.2.5.4 — **REQUISITOS PARA SALAS DE MAQUINAS Y CALDERAS** — Las salas de máquinas y calderas deben cumplir los requisitos siguientes:

J.2.5.4.1 — Todas las salas de máquinas o calderas deben estar separadas del resto de la edificación mediante muros cortafuego que cumplan con las especificaciones consignadas en J.2.5.1.1.

J.2.5.4.2 — Las superficies combustibles adyacentes de salas de máquinas y calderas deben recubrirse adecuadamente con materiales resistentes al fuego, de tal manera que la temperatura sobre una superficie combustible y adyacente no exceda nunca los 75 °C.

J.2.5.4.3 — Los equipos de calentamiento y combustión no deben localizarse cerca de salidas, recintos para ascensores o en la vecindad de otros equipos y materiales, si se teme que esta proximidad contribuya a crear situaciones de riesgo.

J.2.5.4.4 — Todos los equipos de calentamiento o combustión que se instalen deben montarse sobre bases incombustibles.

Notas

CAPITULO J.3
REQUISITOS DE RESISTENCIA CONTRA INCENDIOS EN LAS EDIFICACIONES

J.3.1 — ALCANCE

J.3.1.1 — A continuación se presentan los requisitos de protección contra el fuego de edificaciones y las especificaciones mínimas que deben cumplir los elementos estructurales y los materiales utilizados con el propósito de proteger contra el fuego los elementos estructurales, los acabados y las vías de evacuación.

J.3.2 — DEFINICIONES

J.3.2.1 — Las siguientes definiciones se aplican en este Capítulo:

Barrera contra el fuego — Ensamblaje horizontal o vertical (muro, viga, losa, columna, etc.), con una resistencia al fuego determinada y cuyos materiales están diseñados para restringir la propagación del fuego y en la cual las aberturas existentes están protegidas (IBC, 2006).

Carga de fuego ó potencial combustible — Se refiere al efecto ocasionado por un material combustible, debido a la energía calorífica que puede liberar, en función de su calidad y de su volumen. La energía disponible se mide en MJ (1 MJ = 0,28 kw/h = 0,239 Mcal), expresada como la suma del poder calorífico de todos los materiales contenidos en un recinto, dividida por el área del piso. Es usual expresarla en función de su equivalencia en masa de madera por unidad de área, sabiendo que 1 kg tiene una energía calorífica equivalente a 18 MJ.

Distancia de separación al fuego — Distancia medida desde la fachada del edificio hasta el eje de la calle, vía pública o a una línea imaginaria entre dos edificios. La distancia debe ser medida perpendicularmente a la fachada y al eje de la vía (IBC, 2006).

Fuego patrón — Fuego con variación de temperatura controlada con el tiempo, utilizado durante pruebas normalizadas.

Junta resistente al fuego — Ensamblaje de productos diseñados para sello de juntas, ensayados y clasificados según su resistencia al fuego, de acuerdo con UL 2079, para resistir un determinado período de tiempo el paso de calor, humo y fuego. (IBC, 2006).

Material no combustible — Material que no arde indefinidamente hasta consumirse, ya sea porque deja de arder al apartársele de la fuente de calor, caso en el cual puede clasificarse como difícilmente combustible, o porque no arde al ser expuesto a la llama, caso en el cual el material se clasifica como incombustible.

Muro cortafuego — Muro sólido, o con vanos protegidos, con un determinado tiempo de protección contra el fuego, que restringe la propagación del fuego y que además es continuo desde la cimentación hasta el techo, con suficiente estabilidad estructural tal que, bajo exposición al fuego, no colapse (IBC, 2006).

Protección pasiva — Es el proceso mediante el cual un elemento se protege contra el fuego recubriéndolo con un material que le provea un mayor aislamiento térmico.

Protección activa — Tipo de protección contra el fuego consistente en la instalación de mecanismos automáticos de detección y de extinción de fuego. Algunos de ellos son: detectores de humo con alarmas sonoras, sistemas de extinción con productos químicos y rociadores de agua entre otros.

Potencial combustible — Energía calorífica disponible por unidad de área de piso. También llamada carga de fuego.

Prueba normalizada de incendio — Procedimiento estipulado en normas como las NTC 1480 e ISO 834, entre otras, en el cual la temperatura se eleva en forma controlada, siguiendo una ecuación definida en función del tiempo del fuego patrón.

Resistencia al fuego — Período de tiempo en que un edificio o los componentes de este mantienen su función estructural o dan la posibilidad de confinar el fuego, medido como el tiempo que resiste un material expuesto directamente al fuego, sin producir llamas, gases tóxicos ni deformaciones excesivas.

Resistencia requerida al fuego — Tiempo mínimo de resistencia al fuego, exigido por la autoridad competente, que debe resistir un miembro estructural u otro elemento de una edificación, en una prueba normalizada de incendio.

Tiempo equivalente — Tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar, en la prueba normalizada de incendio, el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real.

J.3.3 — CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL RIESGO DE PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS O AMENAZA DE COMBUSTIÓN

J.3.3.1 — CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES — Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, en función de los grupos de ocupación definidos en la tabla J.1.1-1, en una de las categorías de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión que se definen a continuación.

J.3.3.1.1 — ***Categoría I*** — Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. En ellas se incluyen:

- **(a)** Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).
- **(b)** Bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.
- **(c)** Edificios de más de 10 pisos que no cumplan con los requisitos del numeral J.3.3.1.2, literal (a).

J.3.3.1.2 — ***Categoría II*** — Esta categoría comprende edificaciones de riesgo intermedio, tales como:

- **(a)** Edificios para cualquier ocupación, de más de 10 pisos, que dispongan de sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros e independientes entre sí, que sean probados por lo menos cada 60 días y cuenten con rociadores de agua automáticos a satisfacción de la autoridad competente.
- **(b)** Grupos de Ocupación (I-1), (I-3), (I-5), (C-1), (C-2), (E), (L), (M), (R-2) y (R-3). Entre otros ancianatos, bares, restaurantes, cárceles, oficinas, centros comerciales, guarderías, colegios, universidades, hoteles, museos, teatros, salas de cine y salones de reunión.

J.3.3.1.3 — ***Categoría III*** — Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

- **(a)** Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
- **(b)** Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.3.3.1.1, literal (b).

J.3.3.2 — CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN UNA CATEGORIA DE RIESGO — Toda edificación debe clasificarse en una de las categorías de riesgo definidas en J.3.3.1. Dependiendo del grupo de uso de la edificación bajo estudio, esta clasificación se hace en función del área construida, de acuerdo con la tabla J.3.3.-1, o en función del potencial combustible, de acuerdo con la tabla J.3.3.-2, estimado con base en las especificaciones contenidas en los numerales J.3.4.2 y J.3.4.3.

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Notas: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m² por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Tabla J.3.3-2
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, densidad de carga combustible y el número de pisos

Grupos de ocupación de las edificaciones	Potencial combustible C_c (MJ / m²)	Requieren protección Número de pisos				
		1	2	3	4	≥ 5
(A-1), (A-2)	$C_C > 8\,000$	II	II	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	III	III	II	I
(F-1), (F-2)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	II	I	I	I
	$2\,000 < C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 2\,000$	III	III	II	II	I
(P)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	I	I	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I

NOTA: 1 MJ = 0,28 kW/h = 0,239 Mcal

J.3.3.3 — EDIFICACIONES QUE NO REQUIEREN CUANTIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA CONTRA EL FUEGO — Las edificaciones cuyas características las eximen del requisito de la cuantificación de su resistencia contra el fuego se listan a continuación. Independientemente de esta excepción, toda estructura está sujeta a las especificaciones para detección y extinción de incendios dadas en el Capítulo J.4.

J.3.3.3.1 — Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación C (Comercial), de acuerdo con J.1.1.2, que no tengan más de dos (2) pisos y cuya área construida no exceda 500 m² por piso.

J.3.3.3.2 — Edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación I-3 (Educación), que tengan un solo piso y cuya área construida no exceda 1 200 m².

J.3.3.3.3 — Edificaciones clasificadas en los subgrupos de ocupación R-1 y R-2 (Residencial), que no tengan más de tres (3) pisos, independientemente de la magnitud del área construida.

J.3.3.3.4 — Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación E (Especial), que no tengan más de dos (2) pisos

J.3.3.3.5 — Edificios para estacionamiento que no tengan cerramiento en por lo menos el 40 % de:

- **a)** Dos (2) de sus fachadas, para edificios con menos de 3 000 m² de área construida.
- **b)** Tres (3) de sus fachadas para edificios con área construida entre 3 000 m² y 3 750 m².

J.3.3.3.6 — Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación F (Fabril e industrial), que no contengan materiales explosivos o inflamables, que no tengan más de dos (2) pisos y cuya área construida no exceda 1 000 m² por piso.

J.3.3.3.7 — Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación F (Fabril e industrial), que tengan un solo piso y con espacios vacíos de más de 10 metros a todo su alrededor, independientemente de la magnitud del área construida.

J.3.3.3.8 — Edificaciones con estructuras de material incombustible y que tienen una densidad de carga combustible de 250 MJ/m² o menos, independientemente de su uso y altura.

J.3.3.3.9 — Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación T (Temporal y misceláneo), cuando su uso sea estrictamente temporal.

J.3.3.3.10 — Las áreas máximas construidas para clasificar las edificaciones que no requieren cuantificación de la resistencia contra el fuego según los numerales J.3.3.3.1 a J.3.3.3.6, podrán aumentarse para edificios adyacentes a calles o espacios libres de más de 6.0 m de ancho, en los porcentajes del área construida presentados en la tabla J.3.3-3 por cada metro en exceso de 6. La consideración de espacios libres no incluye lotes vacantes que puedan alojar construcciones futuras.

Tabla J.3.3-3
Porcentajes de incremento de área máxima para clasificación de edificaciones que no requieren cuantificación de la resistencia contra el fuego.

Calles o espacios libres	Incremento
Adyacentes en 2 lados	4%
Adyacentes en 3 lados	8%
Adyacentes en 4 lados	16%

J.3.3.3.11 — Los recintos de edificios con aberturas en por lo menos dos de sus muros, que representen más del 50% del área total de dichos muros no requieren protección especial contra el fuego.

J.3.3.3.12 — Las estructuras de cubierta de material incombustible que estén a una altura sobre el piso de 7.5m o más.

J.3.3.3.13 — Cuando se trate de edificios de uso mixto, se debe considerar siempre la altura total del edificio analizado y no solamente la altura destinada a un uso particular.

- **(a)** Cuando un edificio sea de uso mixto, pero los sectores de distinto uso estén separados en planta, se aplicarán las respectivas tablas por separado para cada uno de dichos sectores y por lo tanto podrá tener distintos estándares en cada sector.
- **(b)** Cuando el edificio esté destinado a distintos usos y según la aplicación de cada uno por separado resulten estándares diferentes y no haya separación en planta para los sectores de distintos usos, se deberá satisfacer siempre el estándar más exigente.

J.3.4 — DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA REQUERIDA CONTRA FUEGO

J.3.4.1 — **POTENCIAL COMBUSTIBLE** — El potencial combustible, o carga de fuego, se determinará sumando en los recintos el producto de la masa de cada objeto, según el uso previsto de la estructura, por el poder calorífico del respectivo material. Se expresará en términos de energía por unidad de área de piso.

J.3.4.1.1 — Alternativamente, el potencial combustible se podrá expresar en términos de masa equivalente de la madera por unidad de área de piso. La conversión se hará con base en que 1 kg de madera tiene un poder calorífico de 18 MJ.

J.3.4.2 — En ausencia de datos analíticos o experimentales sobre los materiales del proyecto, para el cálculo del potencial combustible el diseñador puede referirse a los valores consignados en las tablas J.3.4-1 y J.3.4-2.

Tabla J.3.4-1
Potencial combustible estimado para materiales distribuidos por unidad de área

Material	MJ/m²	Material	MJ/m²
Abonos artificiales	9.56	Aceites en tambores	1975.50
Acumuladores	47.80	Algodón de fardos	71.70
Alimentos	47.80	Alquitrán de hulla	191.20
Aparatos eléctricos	9.56	Archivos de documentos	95.60
Artículo de odontología	19.12	Artículos de madera	71.70
Asfalto	191.20	Autos, partes	9.56
Azúcar	478.00	Barnices y afines	143.40
Bobinas de madera	28.68	Bolsas de fibra sintética	1434.00
Bolsas de papel	717.00	Bolsas de yute	43.02
Cables en bobinas de madera	35.85	Café	167.30
Canastos de mimbre	9.56	Cáñamo	71.70
Carbón	597.50	Cartón en hojas apiladas	239.00
Cartón impregnado	119.50	Cartón, objetos de	23.90
Cartón, ondulado	71.70	Caucho en bruto	1 625.20
Caucho, espuma de	143.40	Caucho, objetos de	286.80
Celuloide	191.20	Ceras	191.20
Ceras para pisos	286.80	Cereales en bolsas	382.40
Cereales en silos	764.80	Chocolate	191.20
Cigarrillos	143.90	Colas, pegantes	191.20
Colchones	28.68	Corcho	47.80
Cordelería	35.85	Cosmética, artículos de	28.68
Crin animal	35.85	Cuero	95.60
Cuero sintético	95.60	Cuero sintético	95.60
Cuero, objetos de	35.85	De	95.60
Decorados de teatros	59.75	Depósito de mercaderías	23.90
Desechos de papeles en fardos	119.50	Desechos de madera	143.90
Desechos de trapos	191.20	Desechos textiles	47.80
Droguerías	19.12	Dulces	47.80
Encajes y puntillas	35.85	Escobas	23.90
Fibras de coco	71.70	Fieltro	47.80
Flores Artificiales	9.60	Flores Artificiales	9.56
Forrajes	191.20	Fósforos	47.80
Fósforos	47.80	Gas licuado en cilindros de acero	358.50
Grasas	1075.50	Harina en bolsas	478.00
Harina en silos	860.40	Heno en gavillas	59.80
Hilos de uso textil	95.60	Huevos	9.60
Impresos en estanterías	95.60	impresos en paletas	478.00

Tabla J.3.4-1 (continuación)
Potencial combustible estimado para materiales distribuidos por unidad de área

Material	MJ/m²	Material	MJ/m²
Juguetes	47.80	Lanas	107.50
Leche en polvo	597.50	Lencería, ropas	35.85
Libros	119.50	Lino	71.70
Madera en bruto	358.50	Madera laminada	239.00
Madera, viruta en silos	119.50	Malta en silos	764.80
Manteca	239.00	Material de construcción	47.80
Material de equipos de oficina	47.80	Material eléctrico	19.12
Materias Sintéticas	19.10	Materias sintéticas en bruto	334.60
Materias sintéticas en espuma	71.70	Materias sintéticas, objetos de	47.80
Medicamentos	19.12	Melaza de toneles	286.80
Muebles	47.80	Negro humo en bolsas	71.70
Nitratos	4.78	Nitrocelulosa en toneles	59.75
Paja	71.70	Papel en bobinas apiladas	573.60
Papel en hojas apiladas	478.00	Papel, objetos de	59.80
Pastas alimenticias	95.60	Perlines	59.80
Pieles	71.70	Placas de madera aglomerada	382.40
Productos de lejías	28.70	Productos químicos mezclados	47.80
Puertas de madera	100.40	Puertas en material sintético	239.00
Radios, aparatos de	12.00	Recipientes de material plástico	40.60
Refrigeradores	19.10	Resinas sintéticas en barriles	239.00
Resinas sintéticas en placas	191.20	Revestimientos orgánicos de suelos	382.40
Solventes	191.20	Tabaco en bruto	95.60
Tabaco manufacturado	119.50	Tapices	119.50
Telas de lino	47.80	Telas y tejidos	59.80
Televisores	12.00	Vendas	47,80
Ventanas de material plástico	19.10	Ventanas de madera	19.10
Vestimentas	23.90		

Tabla J.3.4-2
Potencial combustible estimado para materiales por unidad de masa

Material	MJ/kg	Material	MJ/kg
Aceites	2.2 – 2.4	Acetaldehído	1.4
Acetamida	1.2	Acetato de Amilo	1.9
Acetileno	2.9	Acetona	1.7
Ácido acético	0.96	Ácido benzoico	1.4
Ácido cítrico	1.4	Acroleína	1.7
Acumuladores de auto (batería)	2.4	Albúmina vegetal	1.4
Alcohol amílico	2.4	Alcohol etílico	1.4
Algodón	0.96	Almidón	0.96
Anilina	2.1	Antraceno	2.4
Antracita	1.9	Bencilo	1.9
Bencina	2.4	Benzol	2.4
Blanco de ballena	2.4	Bobina de cable por metro	71.7
Butano	2.6	Butanol	1.9
Cable	0.2	Cable por metro	0.3
Cacao en polvo	0.96	Café	0.96
Calcio	0.24	Carbón de madera	1.7

Tabla J.3.4-2 (continuación)
Potencial combustible estimado para materiales por unidad de masa

Material	MJ/kg	Material	MJ/kg
Carbono	1.9	Carburo de alúmina	0.96
Carburo de Calcio 80 %	0.96	Cartón	0.96
Cartón impregnado	1.2	Caucho	2.4
Celuloide	0.96	Cereales	0.96
Chocolate	1.4	Ciclohexano	2.6
Cidoexanol	1.9	Cloruro de polivinilo P.V.C.	1.2
Corcho	0.96	Crisol	1.4
Cuero	1.2	Dietilamina	2.4
Dietilcetona	1.9	Difenil	2.4
Dipentano	2.6	Epocita	1.9
Espíritu de vino	1.9	Estearina	2.4
Etano	2.9	Éter amílico	2.4
Éter etilénico	1.9	Extracto de malta	1.9
Fenil	1.9	Fibras artificiales	0.96
Fibras naturales (madejas-	0.96	Fósforo	1.4
Gasoil	2.4	Glicerina	0.96
Grasas	2.4	Hametileno	2.6
Harina	0.96	Heno	0.96
Heptano	2.6	Hexano	2.6
Hidrógeno	8.1	Hidruro de magnesio	0.96
Hulla	1.9	Lana comprimida	1.2
Leche en polvo	0.96	Libros y carpetas	0.96
Lignito	1.2	Lino	0.96
Maderas	1.1	Magnesio	1.4
Malta, maíz	0.96	Materiales sintéticos	0.96
Metano	2.9	Metanol	1.2
Monóxido de carbono	0.5	Nueces, avellanas	0.96
Octano	2.6	P.V.C.	1.2
Paja	0.96	Paneles de madera	1.05
Papel	0.96	Parafina	2.6
Pentano	2.9	Pescado seco	0.7
Petróleo	2.4	Poliamida	1.7
Policarbonato	1.7	Poliéster	1.4
Polietileno	2.6	Poliuretano	1.4
Polivinilo acetato	1.2	Propano	2.6
Resina de urea	0.7	Resinas	1.4
Resinas sintéticas	2.4	Seda	1.2
Sodio	0.5	Sulfuro de carbono	0.7
Tabaco	0.96	Te	0.96
Tetranidrobenzol	2.6	Tuluol	2.4
Turba	1.4	Urea	0.5
Vestimentas	0.96-1.2		

J.3.4.3 — Los elementos estructurales y demás elementos de la construcción deberán tener como mínimo las resistencias al fuego normalizado exigidas en la tabla J.3.4-3. Se exceptúan de esta exigencia los contenidos en recintos que cumplan las condiciones estipuladas en el numeral J.3.3.3.

Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1½	1

J.3.4.3.1 — En caso necesario, para garantizar la resistencia requerida al fuego, podrán utilizarse recubrimientos resistentes adicionales, avalados por entidades de reconocida autoridad y aprobados por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

J.3.4.3.2 — Si a un mismo elemento le correspondieren dos o más resistencias al fuego, por cumplir diversas funciones a la vez, deberá siempre satisfacerse la mayor de las exigencias.

J.3.4.3.3 — Las resistencias al fuego que se indican para los muros de cerramiento de ascensores en la tabla J.3.4-3 son obligatorios sólo si el ascensor circula por el interior de una caja cerrada por sus cuatro costados. Las puertas de acceso al ascensor estarán exentas de exigencia al fuego, pero serán de materiales no combustibles, tal como se definen en J.3.2.

J.3.4.3.4 — Las resistencias al fuego que se indican para elementos portantes verticales, horizontales o de escaleras en la tabla J.3.4-3, no deben exigirse para aquellos elementos estructurales verticales, horizontales o de escaleras que, por su ubicación en el edificio, queden protegidos de la acción del fuego por otro elemento, que se interponga entre ellos y el fuego. En este caso el elemento interpuesto como pantalla deberá tener, por lo menos, la resistencia al fuego exigida en la tabla J.3.4-3 para el elemento protegido, con excepción de los ingresos a las escaleras exteriores, en las cuales no se exige interponer elemento alguno entre la escalera y el edificio.

J.3.4.3.5 — Las resistencias al fuego que se indican para los muros no portantes y divisiones en la tabla J.3.4-3, deben exigirse sólo cuando dichos elementos separan de piso a techo, recintos contiguos, dentro de una unidad y no contienen puertas o divisiones de vidrio.

J.3.4.3.6 — Para muros perimetrales se exigirá el cumplimiento de la resistencia al fuego que corresponda, según la tabla J.3.4-3, ya se trate de elementos portantes o no, cualquiera que sea el destino de la edificación. Las divisiones de vidrio, los antepechos y dinteles no estructurales, estarán exentos de exigencias de resistencia al fuego.

J.3.4.3.7 — Los elementos portantes con 20° o más grados de inclinación respecto de la vertical, serán considerados como elementos portantes horizontales para establecer su resistencia al fuego.

J.3.4.3.8 — Las escaleras que comunican solamente dos pisos dentro de una misma unidad estarán exentas de exigencias de resistencia al fuego.

J.3.5 — EVALUACIÓN DE LA PROVISIÓN DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO EN ELEMENTOS DE EDIFICACIÓNES

La resistencia de los elementos estructurales y de compartimentación de las edificaciones se expresa en unidades de tiempo en función del concepto de *tiempo equivalente*, o tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar, en

una prueba normalizada de incendio, el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real. El tiempo equivalente de un elemento podrá determinarse experimental o analíticamente para el fuego normalizado estipulado en la norma NTC 1480 (ISO 834). Alternativamente se puede utilizar la norma NFPA 259 – Método de prueba normalizado para el potencial de calor de materiales de construcción. La determinación experimental se hará por medio de ensayos ajustados a la norma ASTM E119.

Si se opta por la determinación analítica ésta se hará siguiendo un procedimiento racional de cálculo que incluya el potencial combustible, el área de piso, la superficie total expuesta, el área de ventilación, la altura de los muros, sus propiedades conductoras y demás factores pertinentes. Dicho procedimiento deberá ser avalado por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

Alternativamente, la resistencia de elementos puede determinarse con base en el contenido de los numerales J.3.5.1 a J.3.5.4.

J.3.5.1 — **ELEMENTOS RESTRINGIDOS** — Todo elemento estructural o no estructural debe considerarse sin restricción a la expansión térmica, a menos que el Diseñador de los elementos estructurales o el Diseñador de los elementos no estructurales, según sea el caso, demuestre que los elementos diseñados pueden considerarse restringidos a expansión térmica. Dicha demostración debe ser avalada por la Comisión Permanente Asesora del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. Para que un elemento no estructural se considere como barrera corta fuego, debe garantizar la resistencia requerida en J.3.4.3, las dilataciones con respecto a la estructura, deben rellenarse con sellos o materiales resistentes al fuego.

J.3.5.2 — **ELEMENTOS DE CONCRETO** — Para proveer elementos de concreto de una edificación con las resistencias al fuego normalizado especificadas en el numeral J.3.4.3 pueden seguirse las guías establecidas al respecto en documentos de reconocida autoridad, tales como los ofrecidos por el Comité 216 del American Concrete Institute, ACI (Guide for Determining the fire endurance of concrete elements), u otras publicaciones similares.

J.3.5.2.1 — Las columnas de concreto que requieran resistencias al fuego iguales o superiores a una (1) hora deben tener dimensiones que cumplan con los mínimos establecidos en la tabla J.3.5-1

Tabla J.3.5-1
Dimensión mínima de columnas de concreto, en mm, para resistencias iguales o mayores a una (1) hora.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas				
	1	1 ½	2[1]	3[1]	4[2]
Siliceo	200	230	250	310	360
Carbonato	200	230	250	300	310
Liviano	200	220	230	270	310

Notas:
1. Las dimensiones en estas columnas de la tabla se podrán reducir a 200 mm para columnas rectangulares de concreto que tengan dos lados paralelos de al menos 950 mm de longitud cada uno.
2. Las dimensiones en esta columna de la tabla se podrán reducir a 250 mm para columnas rectangulares de concreto que tengan dos lados paralelos al menos de 950 mm de longitud cada uno.

J.3.5.2.2 — Los muros y las losas, incluyendo las de cubierta, de concreto que requieran resistencias al fuego igual o superior a una (1) hora deben tener espesores que cumplan con los mínimos establecidos en la tabla J.3.5-2

Tabla J.3.5-2
Espesor mínimo de muros y losas de concreto, en mm, para resistencias iguales o mayores a una (1) hora

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas				
	1	1 ½	2	3	4
Silíceo	90	110	130	160	180
Carbonato	80	100	120	150	170
Finos Livianos	70	80	100	120	140
Gruesos Livianos	60	80	90	110	130

Nota: Para muros o losas aligerados con perforaciones de sección transversal constante en toda su longitud, el espesor se calcula dividiendo el área neta de la sección transversal del panel (área de la sección transversal menos el área de las perforaciones) entre su ancho.

J.3.5.2.3 — Los elementos de concreto deben tener recubrimientos con espesores mínimos iguales o mayores que los que se especifican en las tablas J.3.5-3, J.3.5-4, J.3.5-5 y J.3.5-6, pero nunca menores que los especificados en el Título C.

Tabla J.3.5-3
Recubrimiento mínimo de losas de concreto reforzado, en mm.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas									
	Expansión restringida					Expansión no restringida				
	1	1 ½	2	3	4	1	1 ½	2	3	4
Silíceo	20	20	20	20	20	20	20	30	30	40
Carbonato	20	20	20	20	20	20	20	20	30	30
Livianos	20	20	20	20	20	20	20	20	30	30

Tabla J.3.5-4
Recubrimiento mínimo de losas de concreto presforzado, en mm.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas									
	Expansión restringida					Expansión no restringida				
	1	1 ½	2	3	4	1	1 ½	2	3	4
Silíceo	20	20	20	20	20	30	40	40	60	70
Carbonato	20	20	20	20	20	30	40	40	50	60
Livianos	20	20	20	20	20	30	40	40	50	60

Tabla J.3.5-5
Recubrimiento mínimo de vigas de concreto reforzado, en mm[1].

Tipo de agregado	Ancho de viga, mm.	Resistencia al fuego en horas				
		1	1 ½	2	3	4
Expansión restringida	130	20	20	20	30	30
	180	20	20	20	20	20
	≥ 250	20	20	20	20	20
Expansión no restringida	130	20	30	30	--	--
	180	20	20	20	40	80
	≥ 250	20	20	20	30	40

Nota:
1- Los espesores mínimos de recubrimientos para anchos intermedios de vigas, pueden determinarse por interpolación.

Tabla J.3.5-6
Recubrimiento mínimo de vigas de concreto presforzado, en mm[1].

Tipo de restricción	Ancho de viga, mm.	Resistencia al fuego en horas				
		1	1 ½	2[1]	3[1]	4[2]
Expansión restringida	200	40	40	40	50	70
	≥ 300	40	40	40	40	50
Expansión no restringida	200	40	50	60	130	-
	≥ 300	40	40	50	60	80

Nota:
1- Los espesores mínimos de recubrimientos para anchos intermedios de vigas, pueden determinarse por interpolación.

J.3.5.3 — **ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA** — Para proveer muros de mampostería con las resistencias al fuego normalizado especificadas en el numeral J.3.4.3, debe estimarse la resistencia al fuego de la mampostería, especificada en la tabla J.3.5-7 o en la tabla J.3.5-8 en función de su espesor mínimo equivalente.

Tabla J.3.5-7
Espesor mínimo equivalente, e_E, de muros de mampostería de arcilla, en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

Tipo de unidad	Resistencia al fuego en horas			
	1	2	3	4
Maciza	70	100	120	150
Con perforaciones vacías	60	90	110	130
Con perforaciones rellenas	80	110	140	170

Tabla J.3.5-8
Espesor mínimo equivalente, e_E, de muros de mampostería de concreto, en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas			
	1	2	3	4
Pómez o escoria expansiva	50	80	100	120
Esquisto expansivo, arcilla o pizarra	70	90	110	130
Caliza, ceniza o esquisto expansivo	70	100	130	150
Grava silícea o calcárea	70	110	130	160

J.3.5.3.1 — El espesor mínimo equivalente se calcula con base en la ecuación J.3.5-1.

$$e_E = \frac{V}{LA} \qquad \text{(J.3.5-1)}$$

Donde:

e_E = espesor equivalente.
V = volumen de sólidos de una unidad de mampostería.
L = longitud de la unidad de mampostería.
A = altura de la unidad de mampostería

J.3.5.3.2 — El volumen de sólidos puede calcularse midiendo el volumen de agua desplazado por la unidad de mampostería al sumergirse en un tanque de agua. Antes de la prueba, la unidad de mampostería se sumerge en agua por lo menos por 24 horas, se seca por un minuto sobre una rejilla y luego el agua superficial se remueve con un trapo húmedo. A los dos minutos la unidad se sumerge en el tanque y se mide cuidadosamente el volumen de agua desplazado, que representa el volumen de sólidos en la unidad.

J.3.5.4 — **ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL** — Elementos de acero estructural sin ninguna protección no poseen resistencia contra fuego de más de 15 minutos y sólo son apropiados para uso en edificaciones o recintos que no requieren de protección contra el fuego, de acuerdo con el numeral J.3.3.3. Para resistencias mayores el acero debe proveerse con productos adheridos para protección contra el fuego.

J.3.5.4.1 — Los productos adheridos para la protección contra el fuego de elementos de acero estructural deben aplicarse de acuerdo con las indicaciones del fabricante y estar avalados por instituciones reconocidas internacionalmente para tal efecto.

J.3.5.4.2 — La resistencia contra el fuego de elementos de acero estructural también puede proveerse con recubrimiento de concreto vaciado en el sitio o con placas prefabricadas de concreto y puede calcularse mediante la ecuación J.3.5-2.

$$R = R_0(1 + 0.03H) \qquad \text{(J.3.5-2)}$$

Donde:

R = resistencia al fuego, en minutos, en condiciones de equilibrio de humedad.
R_0 = resistencia al fuego, en minutos, sin contenido de humedad.
H = contenido de humedad, en porcentaje, de equilibrio del concreto, por volumen.

J.3.5.4.3 — La resistencia al fuego, en minutos, R_0, cuando el acero se protege con concreto que no tiene contenido de humedad se calcula mediante la ecuación J.3.5-3.

$$R_0 = 14.74\left(\frac{W}{P}\right)^{0.7} + 0.552\left(\frac{e^{1.6}}{k_c^{0.2}}\right)\left[1 + 6.085\times10^{-5}\left(\frac{T_a}{d_c}C_c e(L+e)\right)^{0.8}\right] \qquad \text{(J.3.5-3)}$$

Donde:
W = peso promedio de la columna de acero estructural, por unidad de longitud (N/m).
P = perímetro calentado de la columna de acero (mm).
e = espesor del recubrimiento de concreto (mm).
$k_c^{0.2}$ = conductividad térmica del concreto a temperatura ambiente (J/h/m/°C).
T_a = capacidad térmica del acero de la columna = 46,975 x W (J/h/m/°C).
d_c = densidad del concreto (kg./m^3).
C_c = calor específico del concreto a temperatura ambiente (J/(N. oC)
L = dimensión interior de un lado del cajón cuadrado de concreto que protege la columna de acero (mm).

J.3.5.4.4 — Cuando no se posean las propiedades térmicas del hormigón concreto que se usará en la obra, pueden usarse los valores especificados en la tabla J.3.5-9.

Tabla J.3.5-9
Propiedades térmicas del concreto.

Propiedad	Peso del concreto	
	Normal	Liviano
Conductividad térmica, k_c, W/m/K	1.644	0.606
Calor específico C_c, J/kg./K	837.4	837.4
Densidad, d_c, kg./m^3	2 400	1 760
Contenido de humedad de equilibrio por unidad de volumen, H, %	4	5

J.3.5.4.5 — Cuando se utilizan elementos de acero estructural con secciones huecas rellenas de concreto, su capacidad estructural debe diseñarse de manera que la relación entre la carga aplicada a compresión y la resistencia a la compresión del elemento no exceda los valores especificados en la tabla J.3.5-10.

Tabla J.3.5-10
Relación entre carga aplicada y resistencia a compresión.

Resistencia al fuego en horas		
1	1½	2
0.51	0.4	0.36

J.3.5.4.6 — Cuando se utilizan elementos de acero estructural con secciones huecas rellenas de concreto, las paredes del tubo deben perforarse, como se ilustra en la figura J.3.5-1, para permitir el escape de gases calientes durante el evento de un fuego. Los agujeros no deben tener un diámetro inferior a 3.1 mm, ni superior a 13 mm, y deben estar separados a distancias que no excedan 500 mm. Para evitar la corrosión del tubo los agujeros deben sellarse con un material impermeable pero que se desprenda cuando se le someta a presión desde el interior.

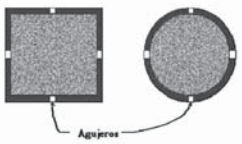


Figura J.3.5-1 — Perforaciones de las secciones de acero huecas rellenas de concreto.

Notas

CAPITULO J.4
DETECCIÓN Y EXTINCIÓN DE INCENDIOS

J.4.1 — ALCANCE

J.4.1.1 — En este Capítulo se establecen las dotaciones de instalaciones de protección contra incendio con las que deben contar los edificios. La instalación de dispositivos de detección hace posible la transmisión de una señal, automática mediante detectores o manual mediante pulsadores, desde el lugar en que se produce el incendio hasta una central, así como la posterior transmisión de la alarma desde dicha central hasta los ocupantes, pudiendo activarse dicha alarma automática y manualmente.

J.4.2 — SISTEMAS Y EQUIPOS PARA DETECCIÓN Y ALARMA DE INCENDIOS

J.4.2.1 — **AIRE ACONDICIONADO** — En los edificios que cuenten con sistema central de aire acondicionado, se deberá disponer de detectores de humo en los ductos principales, que actúen desconectando automáticamente el sistema. Adicionalmente se dispondrá de un tablero de desconexión del sistema central de aire acondicionado ubicado adyacente al tablero general eléctrico y para el uso exclusivo del cuerpo de bomberos.

J.4.2.2 — **DISPOSITIVOS PARA LA DETECCIÓN TEMPRANA DE INCENDIOS** — Deberán instalarse equipos para la detección y la alarma temprana contra incendios en las edificaciones clasificadas en los grupos y sub.-grupos de ocupación que se listan en la tabla J.4.2-1.

Tabla J.4.2-1
Instalación de detectores de acuerdo con el grupo de ocupación

Grupo	Subgrupo	Condición	Tipo de detector	Ubicación
R	R-2	Para edificios de mas de 7 pisos	Automáticos de humo y alarma sonora	• Pasillos, escaleras y espacios comunes de circulación. • Espacios residenciales para la cocina. • Zonas de almacenamiento cuya superficie total sea mayor de 50 m^2 • Zonas comunes tales como salas de reunión, de juegos, de deportes etc.
	R-3	Para edificios de mas de 5 pisos		
I	I-2	En cualquier caso	Automáticos de humo y alarma sonora	• Se ubicará pulsadores manuales de alarma de incendio en los pasillos, zonas de circulación y en las diferentes dependencias del hospital. • En las zonas de hospitalización
C, I, A	C-1	Zonas de alto riesgo	Térmicos y/o de humo y alarma sonora	• Se ubicarán pulsadores manuales de alarma de incendios y repartidos adecuadamente.
	C-2			
	I-4			
	I-5			
	A-1			
	A-2			
I, L	I-3	Si la superficie total construida es mayor de 5.000 m^2 ó más de tres (3) pisos	Térmicos y/o de humo y alarma sonora	• Se dispondrán pulsadores manuales en el interior de los locales de edificaciones clasificadas en las categorías de riesgo I y II. • No será necesario la utilización de detectores térmicos o de humo cuando exista una instalación de rociadores automáticos de agua.
	L-1			
	L-2			
	L-3			
	L-4			
	L-5			

J.4.3 — SISTEMAS Y EQUIPOS PARA EXTINCIÓN DE INCENDIOS

Toda edificación debe disponer de recursos para la extinción del fuego cuyas características dependen del grupo de uso en que se clasifique. Los sistemas y equipos deben diseñarse e instalarse de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en el presente Capítulo. Luego de instalados, deben mantenerse periódicamente para garantizar su adecuada funcionalidad en cualquier momento. Los sistemas hidráulicos deben tener inspección, prueba y mantenimiento, las cuales se realizan de acuerdo con la norma NFPS 25.

Cuando por características propias de los productos del sistema de almacenamiento o de los equipos, se requieren otros sistemas de protección contra incendio o sean instalados con la aprobación de la autoridad competente como una alternativa equivalente, el diseño y la instalación del sistema, deberán estar de acuerdo con las normas apropiadas indicadas en la tabla J.4.3-1.

Tabla J.4.3-1
Otros sistemas de protección contra incendio requerido

Tipo de Sistema	Norma
Sistema de espuma de baja expansión	NFPA 11
Sistema de espuma de mediana y alta expansión	NFPA 11 A
Sistema de dióxido de carbono	NFPA 12
Sistema de Halón 1301	NFPA 12 A
Rociadores en viviendas uni y bifamiliares y en casas prefabricadas	NFPA 13 D
Rociadores en ocupaciones residenciales de máximo y que incluyen cuatro pisos de altura	NFPA 13 R
Sistemas de pulverización de agua	NFPA 15
Rociadores de agua-espuma por diluvio, sistemas de pulverización de agua-espuma, sistemas de rociadores de agua-espuma de cabeza cerrada	NFPA 16
Sistemas de extinción de químico seco	NFPA 17
Sistemas de extinción de químico húmedo	NFPA 17 A
Sistemas de niebla de agua	NFPA 750
Sistemas de extinción contra incendio de agente limpio	NFPA 2001

J.4.3.1 — **GRUPO DE OCUPACIÓN A (ALMACENAMIENTO)**

J.4.3.1.1 — ***Rociadores Automáticos*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación A (Almacenamiento) debe estar protegida por un sistema aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

- **(a)** En la totalidad de edificios con más de tres pisos o 9 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación A-1 (Almacenamiento de riesgo moderado).
- **(b)** En la totalidad de edificios con áreas no separadas con muros cortafuegos y mayores de 1 000 m², clasificados en el subgrupo de ocupación A-1 (Almacenamiento de riesgo moderado).
- **(c)** Sin importar el número de pisos y en la totalidad de edificios con menos de 18 m de aislamiento con áreas de uso público y con los linderos de otra propiedad, clasificados en el subgrupo de ocupación A-1 (Almacenamiento de riesgo moderado).
- **(d)** Sin importar el número de pisos y en la totalidad de edificios con área total de construcción mayor de 2 200 m², incluidas las áreas de mezanines, clasificados en el subgrupo de ocupación A-1 (Almacenamiento de riesgo moderado).
- **(e)** Sin importar el subgrupo de clasificación de riesgo, en la totalidad de edificios del grupo A, independientemente de su área construida, cuando sea de acceso público.
- **(f)** En la totalidad de edificios dedicados al almacenamiento de llantas, con un volumen de almacenamiento mayor de 500 m³.

J.4.3.1.2 — ***Tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación A (Almacenamiento) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas

para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14.

J.4.3.1.3 — ***Extintores portátiles de fuego*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación A (Almacenamiento) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

J.4.3.2 — **GRUPO DE OCUPACIÓN C (COMERCIAL)**

J.4.3.2.1 — ***Rociadores Automáticos*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación C (Comercial) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

- **(a)** En la totalidad de edificios con más de tres pisos o 9 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de bienes (C-2).
- **(b)** Sin importar el número de pisos y en la totalidad de edificios con área total construida mayor de 1 100 m², incluidas las áreas de mezanines, clasificados en el subgrupo de ocupación de bienes (C-2).
- **(c)** En la totalidad de edificios con pisos bajo nivel de la calle, para áreas de piso mayores de 200 m² y utilizados para venta, almacenamiento, o manipulación de mercancías combustibles, clasificados en el subgrupo de ocupación de bienes (C-2).
- **(d)** En la totalidad de edificios con más de seis pisos o 18 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de servicios (C-1).

J.4.3.2.2 — ***Tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación C (Comercial) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14.

J.4.3.2.3 — ***Extintores de fuego portátiles*** — Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación C(Comercial) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

J.4.3.3 — **GRUPO DE OCUPACIÓN F (FABRIL E INDUSTRIAL)**

J.4.3.3.1 — ***Rociadores Automáticos*** — Toda edificación de ocupación F (F abril e Industrial) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado de rociadores automáticos diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

- **(a)** En la totalidad de edificios con más de tres pisos o 9 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de riesgo moderado (F-1).
- **(b)** En la totalidad de edificios con áreas sin muros cortafuego y mayores de 1 000 m², clasificados en el subgrupo de ocupación de riesgo moderado (F-1).
- **(c)** Sin importar el número de pisos y en la totalidad de edificios con área total de construcción mayor de 2 200 m², incluidas las áreas de mezanines, clasificados en el subgrupo de ocupación de riesgo bajo (F-2).
- **(d)** Sin importar el número de pisos y en la totalidad de edificios con menos de 18 m de aislamiento con áreas de uso publico y con los linderos de otra propiedad, clasificados en el subgrupo de ocupación de riesgo moderado (F-1).
- **(e)** En la totalidad de edificios con más de seis pisos o 18 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de riesgo bajo (F-2).

J.4.3.3.2 – *Tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación F (F abril e Industrial) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y

distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14.

J.4.3.3.3 – *Extintores de fuego portátiles.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación F (F abril e Industrial) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

J.4.3.4 - GRUPO DE OCUPACIÓN I (INSTITUCIONAL)

J.4.3.4.1 – *Rociadores Automáticos*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación I (Institucional) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

(a) En la totalidad de edificios con confinamiento o restricción de movimiento, clasificados en el subgrupo de ocupación de reclusión (I-1).
(b) En la totalidad de edificios, clasificados en el subgrupo de ocupación de salud o incapacidad (I-2).
(c) En la totalidad de edificios con área total de construcción de 2 000 m² o mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de educación (I-3).
(d) En la totalidad de edificios con más de cuatro pisos o 12 m de altura, lo que sea mayor, clasificados en el subgrupo de ocupación de educación (I-3).
(e) En la totalidad de edificios con uno o más pisos bajo el nivel del suelo, clasificados en el subgrupo de ocupación de educación (I-3).
(f) En edificios clasificados en los subgrupos de ocupación de seguridad y servicio públicos (I-4 e I-5), de acuerdo con su uso; por ejemplo, edificios para oficinas se protegerán con las condiciones listadas para el grupo de ocupación comercial de servicios (C-1) y las áreas para asambleas con las condiciones del grupo de ocupación de lugares de reunión (L), etc.

J.4.3.4.2 – *Tomas fijas de agua para bomberos.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación I (Institucional) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, así:

(a) En edificios de más de tres pisos o 9 m de altura, lo que sea mayor, sobre el nivel de la calle.
(b) En edificios con un piso bajo nivel de la calle.
(c) En edificios donde, en uno de sus pisos, la distancia a cualquier punto desde el acceso más cercano para el Cuerpo de Bomberos es mayor de 30 m.
(d) Cuando el edificio esté protegido con un sistema de rociadores, las tomas fijas para bomberos se diseñaran teniendo en cuenta lo recomendado por la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13.

J.4.3.4.3 – *Extintores de fuego portátiles.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación I (Institucional) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

J.4.3.5 - GRUPO DE OCUPACIÓN L (LUGARES DE REUNIÓN)

J.4.3.5.1 – Rociadores Automáticos. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación L (Lugares de reunión) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

(a) En la totalidad de edificios con carga de ocupación mayor de 300 personas. El sistema de rociadores debe cubrir todos los pisos que se encuentren por debajo del piso clasificado como L (Lugar de Reunión). Si el sitio está bajo el nivel del suelo, el sistema de rociadores debe cubrir todos los pisos superiores hasta el nivel de salida incluido este nivel. Se eximen del cumplimiento de este requisito:
i. Salones con un uso único de Lugar de Reunión (L), no utilizado para exhibiciones ni

demostraciones, con área menor de 1 100 m², con separación de resistencia de una hora para fuego de otros espacios o edificios y con salidas para evacuación independientes y que no dispongan de instalaciones para una audiencia mayor de 100 personas.
ii. Lugares de Reunión Deportivos (L-1), dedicados sólo a la práctica del deporte y que no dispongan de instalaciones para audiencia mayor de 300 personas.
iii. Los lugares en estadios y arenas ubicados sobre las canchas, escenarios deportivos, zonas de graderías y asientos, en áreas abiertas sin cerramiento donde un estudio de Ingeniería conceptúe acerca de la no efectividad de la protección con rociadores como consecuencia de la altura del techo y de la carga combustible.
iv. En estadios y arenas abiertos o sin cerramientos con cabinas para prensa menores de 100 m²; con áreas de almacenamiento, menores de 100 m² y con separación para fuego de por lo manos una hora; áreas usadas en venta de boletas, baños o concesiones, menores de 30 m², sin materiales inflamables, construidas con material incombustible.

(b) En la totalidad de edificios, sin importar el área, sin importar el número de personas, clasificados como grupo de ocupación para Lugares de Reunión Sociales y Recreativos (L-3). Se eximen de este requisito los lugares de este grupo donde no se realizan fiestas y no se permite el consumo de bebidas alcohólicas.
(c) Todo el escenario y las áreas anexas como camerinos, vestieres, bodegas, salones de ensayos. Se exceptúan los que tengan menos 100 m² de área y menos de 15 m de altura y cuyas cortinas no sean verticalmente retractiles y que las colgaduras combustibles se limiten a la cortina principal y a la cortina del fondo.
(d) Todas las instalaciones interiores en edificios con ocupación para diversión y juegos de niños y adultos. Se exceptúan estructuras que no excedan de 3.0 m de altura y 15 m² de área de proyección horizontal.

J.4.3.5.2 – *Tomas fijas de agua para bomberos.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación L (Lugares de reunión) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, así:

(a) En edificios de más de cuatro pisos o 12 m de altura, lo que sea mayor sobre el nivel de la calle.
(b) En edificios con dos piso bajo nivel de la calle.
(c) En Edificios no protegidos con rociadores donde, en uno de los pisos, la distancia a cualquier punto desde el acceso mas cercano para el Cuerpo de Bomberos, es mayor de 30 m.
(d) A cada lado del escenario se instalará una estación con manguera contra incendios de 38 mm de diámetro.
(e) Cuando el edificio esté protegido con un sistema de rociadores, las tomas fijas para bomberos se diseñaran teniendo en cuenta lo recomendado por la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13.

J.4.3.5.3 – *Extintores de fuego portátiles.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación L (Lugares de reunión) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10, así:

(a) Este requerimiento no aplica a las áreas de tribunas y graderías.
(b) Este requerimiento no aplica a las áreas utilizadas como canchas deportivas, de espectáculos y de entretenimiento.
(c) Este requerimiento no aplica a los Lugares de Reunión (L) abiertos y a la intemperie.
(d) Los extintores deben localizarse en lugares seguros y accesibles al personal operativo.

J.4.3.6 - GRUPO DE OCUPACIÓN M (MIXTO Y OTROS)

J.4.3.6.1 – *Rociadores Automáticos.* Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación M (Mixto y otros) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, de acuerdo con las exigencias de extinción para cada ocupación contenidas en los numerales J.4.3.1 a J.4.3.5. .

J.4.3.6.2 – *Tomas fijas de agua para bomberos*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación M (Mixtos y otros) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción

de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, de acuerdo con las exigencias de extinción para cada ocupación contenidas en los numerales J.4.3.1 a J.4.3.5.

J.4.3.6.3 – *Extintores de fuego portátiles*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación M (Mixtos y otros) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles, NFPA 10, de acuerdo con las exigencias de extinción para cada ocupación contenidas en los numerales J.4.3.1 a J.4.3.5.

J.4.3.6.3.1 – En los pisos de toda edificación que se dediquen a estacionamiento y en toda edificación cuya ocupación sea la de estacionamiento, se dispondrá de un extintor de polvo químico seco de cinco (5) kg por cada diez (10) vehículos, ubicado en lugares visibles y distanciados entre si

J.4.3.7 - GRUPO DE OCUPACIÓN P (Alta Peligrosidad**)**

J.4.3.7.1 – *Rociadores Automáticos*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Alta Peligrosidad (P) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos diseñados de acuerdo con las especificaciones más estrictas entre las versiones más recientes del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301, de la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, del Código de Construcción y Seguridad y Código Internacional de construcción, NFPA 5000, así:

J.4.3.7.2 – *Tomas fijas de agua para bomberos y mangueras para extinción de incendios*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Alta Peligrosidad (P) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con las especificaciones más estrictas entre las versiones más recientes del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, del Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, del Código de Construcción y Seguridad y Código Internacional de construcción, NFPA 5000.

J.4.3.7.3 – *Extintores de fuego portátiles*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Alta Peligrosidad (P) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con las especificaciones más estrictas entre las versiones más recientes de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885, de la Norma de Extintores de fuego Portátiles, NFPA 10, del Código de Construcción y Seguridad y Código Internacional de construcción, NFPA 5000.

J.4.3.8 - GRUPO DE OCUPACIÓN R-2 (Residencial multifamiliar)

J.4.3.8.1 – *Rociadores Automáticos*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

(a) En la totalidad de edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2), cuya altura exceda 7 pisos, en las zonas comunes (pasillos y áreas de circulación), excepto las escaleras.
(b) En toda el área de pisos para uso como estacionamiento ubicados bajo edificios clasificados en el subgrupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2).

J.4.3.8.2 – *Tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, así:

(a) En la totalidad de edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) que tengan más de cinco pisos o 15 m de altura, lo que sea mayor.
(b) En toda el área de pisos para uso como estacionamiento ubicados bajo edificios clasificados en el subgrupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2).

(c) En edificios que tengan más de 15 m de altura debe disponerse de un sistema de estaciones de mangueras de 38 mm de diámetro en toda su altura.

J.4.3.8.3 – Extintores de fuego portátiles. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

J.4.3.9 - GRUPO DE OCUPACIÓN R-3 (Residencial Hoteles)

J.4.3.9.1 – *Rociadores Automáticos*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) debe estar protegida por un sistema, aprobado y eléctricamente supervisado, de rociadores automáticos de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificios, NTC2301 y con la Norma para Instalación de Sistemas de Rociadores, NFPA 13, así:

(a) En la totalidad de edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) que tengan más de cinco pisos o 15 m de altura, lo que sea mayor.
(b) En toda el área de pisos para uso como estacionamiento ubicados bajo edificios clasificados en el subgrupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3)

J.4.3.9.2 – *Tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) debe estar protegida por un sistema de tomas fijas para bomberos y mangueras para extinción de incendios diseñados de acuerdo con la última versión del Código para suministro y distribución de agua para extinción de incendios en edificaciones, NTC 1669, y con el Código para Instalación de Sistemas de Tuberías Verticales y Mangueras, NFPA 14, así:

(a) En la totalidad de edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) que tengan más de cinco pisos o 15 m de altura, lo que sea mayor.
(b) En toda el área de pisos para uso como estacionamiento ubicados bajo edificios clasificados en el subgrupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3).
(c) En edificios clasificados en el subgrupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) que tengan más de cinco pisos debe disponerse de un sistema de estaciones de mangueras de 38 mm de diámetro en toda su altura.

J.4.3.9.3 – *Extintores de fuego portátiles*. Toda edificación clasificada en el grupo de ocupación Residencial Hoteles (R-3) debe estar protegida por un sistema de extintores portátiles de fuego, diseñados de acuerdo con la última versión de la norma Extintores de fuego portátiles, NTC 2885 y con la Norma de Extintores de fuego Portátiles , NFPA 10.

Notas

J-32

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TITULO K — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

TITULO K
REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

CAPÍTULO K.1
GENERALIDADES, PROPOSITO Y ALCANCE

K.1.1 — GENERALIDADES

K.1.1.1 — **PROPOSITO** — El propósito del Título K es el de definir parámetros y especificaciones arquitectónicas y constructivas tendientes a la seguridad y la preservación de la vida de los ocupantes y usuarios de las distintas edificaciones cubiertas por el alcance del presente Reglamento.

K.1.1.2 — **ALCANCE** — El presente Título K, de acuerdo con lo establecido en el Literal K) del Artículo 48 de la Ley 400 de 1997, contiene los requisitos complementarios del presente Reglamento, para cumplir el propósito de protección a la vida, en edificaciones cubiertas por su alcance. El Título K comprende en el Reglamento NSR-10, los siguientes Capítulos:

Capítulo K.1 – Generalidades, propósito y alcance
Capítulo K.2 – Clasificación de las edificaciones por grupos de ocupación
Capítulo K.3 – Elementos para las zonas comunes
Capítulo K.4 – Requisitos especiales para vidrios, Productos de Vidrio y Sistemas Vidriados

■

K-1

Notas

K-2

CAPÍTULO K.2
CLASIFICACION DE LAS EDIFICACIONES POR GRUPOS DE OCUPACION

K.2.1 — GENERAL

K.2.1.1 — Este Capítulo establece y controla la clasificación de todas las edificaciones y espacios existentes, de acuerdo con su uso y ocupación y es aplicable a los Títulos K y J del presente Reglamento. Debe consultarse, además, el Capítulo A.2 para efectos de la clasificación por importancia en grupos de uso con respecto a la sismo resistencia de la edificación.

K.2.1.2 — Toda edificación o espacio que se construya o altere debe clasificarse, para los propósitos de este Reglamento, en uno de los Grupos de Ocupación dados en la tabla K.2.1-1, de acuerdo con su ocupación principal o dominante.

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRIL E INDUSTRIAL**	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	**LUGARES DE REUNION**	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	**MIXTO Y OTROS**	K.2.8
P	**ALTA PELIGROSIDAD**	K.2.9
R	**RESIDENCIAL**	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	**TEMPORAL**	K.2.11

K.2.1.3 — La tabla K.2-1 presenta una lista de grupos y subgrupos de ocupación destinada a la clasificación de edificaciones y espacios de acuerdo con las especificaciones de los numerales K.2.2 a K.2.11.

K.2.2 — GRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO (A)

K.2.2.1 — **GENERAL** — En el Grupo de Ocupación Almacenamiento (A) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados como el almacenamiento de mercancías, carga o bienes en general, a menos que se clasifiquen en el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Almacenamiento (A) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Almacenamiento Riesgo Moderado (A-1) y Almacenamiento Riesgo Bajo (A-2).

K.2.2.2 — **SUBGRUPO DE OCUPACIÓN ALMACENAMIENTO DE RIESGO MODERADO (A-1)** — En el Subgrupo de Ocupación Almacenamiento de Riesgo Moderado (A-1) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para almacenamiento de materiales que, siendo combustibles, arden con rapidez moderada y no producen gases venenosos ni explosivos. En la tabla K.2.2-1 se presenta una lista indicativa de materiales de almacenamiento y tipos de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (A-1).

Tabla K.2.2-1
Subgrupo de ocupación almacenamiento de riesgo moderado (A-1)

Papel	Muebles	Cera
Vestidos	Maderas	Pieles
Zapatos	Linóleo	Establos y galpones
Paja	Azúcares	Estacionamientos
Cuero	Seda	Talleres mecánicos
Cartón	Tabaco	Productos fotográficos
Adhesivos	Cigarrillos	Otros similares
Cales	Granos	

K.2.2.3 — **SUBGRUPO DE OCUPACIÓN ALMACENAMIENTO DE RIESGO BAJO (A-2)** — En el Subgrupo de Ocupación Almacenamiento de Riesgo Bajo (A-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para el almacenamiento de material incombustible o de combustión muy lenta. En la tabla K.2.2-2 se presenta una lista indicativa de materiales de almacenamiento y tipos de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (A-2).

Tabla K.2.2-2
Subgrupo de ocupación almacenamiento de riesgo bajo (A-2)

Asbestos
Productos alimenticios
Vidrio
Metales
Porcelana
Talcos
Otros similares

K.2.3 — GRUPO DE OCUPACIÓN COMERCIAL (C)

K.2.3.1 — **GENERAL** — En el Grupo de Ocupación Comercial (C) se clasifican las edificaciones o espacios destinados a la realización de transacciones, ofrecimiento de servicios profesionales, compra, venta y uso de mercancías, carga o bienes en general, excepto los incluidos en el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P),numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Comercial (C) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Comercial, Servicios (C-1) y Comercial de Bienes y Productos (C-2).

K.2.3.2 — **SUBGRUPO DE OCUPACIÓN COMERCIAL, SERVICIOS (C-1)** — En el Subgrupo de Ocupación Comercial, Servicios (C-1) se clasifican las edificaciones o espacios en donde se realizan transacciones y se ofrecen servicios profesionales o comerciales, que incidentalmente involucren el almacenamiento de pequeñas cantidades de bienes para el funcionamiento y oferta de dichos servicios. En la tabla K.2.3-1 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (C-1).

Tabla K.2.3-1
Subgrupo de ocupación comercial servicios (C-1)

Bancos
Consultorios
Salas de belleza y afines
Aseguradoras
Oficinas
Edificaciones administrativas
Otros similares

K.2.3.3 — **SUBGRUPO DE OCUPACION COMERCIAL DE BIENES Y PRODUCTOS (C-2)** — En el Subgrupo de Ocupación Comercial de Bienes y Productos (C-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados en la exhibición, venta y comercialización de bienes, productos y mercancías a los cuales tiene acceso el público comprador.

La mercancía altamente combustible debe limitarse a cantidades pequeñas, de tal manera que la edificación no tenga necesariamente que cumplir con los requisitos para edificaciones del Grupo de Ocupación de Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. En la tabla K.2.2-5 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (C-2).

Tabla K.2.3-2
Subgrupo de ocupación comercial de bienes y productos (C-2)

Almacenes
Mercados
Supermercados
Depósitos menores
Restaurantes
Centros comerciales
Panaderías
Farmacias
Bodegas
Centros de distribución al detal y por mayor

K.2.4 — GRUPO DE OCUPACIÓN ESPECIALES (E)

K.2.4.1 — **GENERAL** — En el Grupo de Ocupación, Especiales (E) se clasifican las edificaciones o espacios de construcción que no clasifiquen en ninguno de los otros Grupos de Ocupación específicos y que tengan características técnicas, constructivas o de uso de carácter especial.

K.2.4.2 — **LISTA DE OCUPACIONES ESPECIALES** — En la tabla K.2.4-1 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Grupo de Ocupación Especiales (E). Esta debe incluir, además, todos aquellos tipos de edificaciones que se proyecten por primera vez y sobre las cuales no existan reglamentos aprobados.

Tabla K.2.4-1
Grupo de ocupación especiales (E)

Piscinas	Autocinemas
Parques de Diversión	Unidades Móviles
Cementerios	Establecimientos de Lavado en seco
Parqueaderos privados	Helipuertos
Parqueaderos públicos	Alojamientos y Tratamiento de Animales
Talleres	

K.2.5 — GRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL (F)

K.2.5.1 — **GENERAL** — En el Grupo de Ocupación, Fabril e Industrial (F) se clasifican las edificaciones o espacios utilizadas en la explotación de materia prima, fabricación, ensamblaje, manufacturación, procesamiento o transformación de productos, materiales o energía; excepto cuando se trate de productos o materiales altamente combustibles, inflamables o explosivos, en cuyo caso deben clasificarse en el Grupo de Ocupación, de Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Fabril e Industrial (F) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Moderado (F-1) y Fabril e Industrial de Riesgo Bajo (F-2).

K.2.5.2 — **SUBGRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL DE RIESGO MODERADO (F-1)** — En el Subgrupo de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Moderado (F-1) se clasifican las edificaciones o espacios donde los procesos de explotación, fabricación, ensamblaje, manufacturación o procesamiento representan riesgo moderado de incendio, debido a la naturaleza de tales operaciones y a los materiales involucrados. En la tabla K.2.5-1 se presenta una lista indicativa de tipos de edificaciones y de elementos cuyos procesos deben incluirse en el Subgrupo de Ocupación (F-1).

Tabla K.2.5-1
Subgrupo de ocupación fabril e industrial de riesgo moderado (F-1)

Plantas de asfalto	Cueros
Industria farmacéutica	Papel
Lavanderías y tintorerías	Tabaco
Subestaciones eléctricas	Plásticos y cauchos
Madera	Textil
Elementos fotográficos	Automotriz
Vidrio	Otros similares
Gráficas	Industria metal mecánica

K.2.5.3 — **SUBGRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL DE RIESGO BAJO (F-2)** — En el Subgrupo de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Bajo (F-2) se clasifican las edificaciones o espacios donde los procesos de explotación, fabricación, ensamblaje, manufacturación o procesamiento, representan riesgos bajos de incendio debido a la naturaleza de tales operaciones y a los materiales involucrados. En la tabla K.2.5-2 se presenta una lista indicativa de procesos que es preciso incluir en el Subgrupo de Ocupación (F-2).

Tabla K.2.5-2
Subgrupo de ocupación fabril e industrial riesgo bajo (F-2)

Industrias alimenticias
Industria artesanal

K.2.6 — GRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL (I)

K.2.6.1 — **GENERAL** — En el Grupo de Ocupación Institucional (I) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la reclusión de personas que adolecen de limitaciones mentales o están sujetas a castigos penales o correccionales; en el tratamiento o cuidado de personas o en su reunión con propósitos educativos o de instrucción. De igual manera se clasifican dentro de este grupo las edificaciones y espacios indispensables en la atención de emergencias, preservación de la seguridad de personas y la prestación de servicios públicos y administrativos necesarios para el buen funcionamiento de las ciudades. El Grupo de Ocupación Institucional (I) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1), Institucional de Salud o Incapacidad (I-2), Institucional de Educación (I-3), Institucional de Seguridad Pública (I-4) e Institucional de Servicio Público (I-5).

K.2.6.2 — **SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE RECLUSION (I-1)** — En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en la reclusión de personas con libertad restringida por razones penales, correccionales o de limitación mental. En la tabla K.2.6-1 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-1).

Tabla K.2.6-1
Subgrupo de ocupación institucional de reclusión (I-1)

Prisiones
Reformatorios
Cárceles
Manicomios
Asilos
Otros similares

K.2.6.3 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN INSTITUCIONAL DE SALUD O INCAPACIDAD (I-2) — En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Salud o Incapacidad (I-2) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en el cuidado o tratamiento de personas con limitaciones físicas por edad avanzada o deficiencias de salud. En la tabla K.2.6-2 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-2).

Tabla K.2.6-2
Subgrupo de ocupación institucional de salud o incapacidad (I-2)

Hospitales	Ancianatos
Sanatorios	Guarderías
Clínicas	Dispensarios
Centros de salud	Laboratorios clínicos
Centros para discapacitados	Hospicios
Puestos de primeros auxilios	Otros similares
Orfanatos	

K.2.6.4 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN INSTITUCIONAL DE EDUCACIÓN (I-3) — En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Educación (I-3) se clasifican las edificaciones o espacios empleados para la reunión de personas con propósitos educativos y de instrucción. En la tabla K.2.6-3 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-3).

Tabla K.2.6-3
Subgrupo de ocupación institucional de educación (I-3)

Universidades
Colegios
Escuelas
Centros de educación
Academias
Jardines infantiles
Otras instituciones docentes

K.2.6.5 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN INSTITUCIONAL DE SEGURIDAD PÚBLICA (I-4) — En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Seguridad Pública (I-4) se clasifican las edificaciones o espacios indispensables para atender emergencias y preservar el orden público y la seguridad de las personas. En la tabla K.2.6-4 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-4).

Tabla K.2.6-4
Subgrupo de ocupación institucional de seguridad publica (I-4)

Estaciones de policía
Estaciones de bomberos
Estaciones de defensa civil
Instituciones militares
Otros similares

K.2.6.6 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN INSTITUCIONAL DE SERVICIO PÚBLICO (I-5) — En el Subgrupo de

Ocupación Institucional de Servicio Público (I-5) se clasifican las edificaciones o espacios destinados a funciones administrativas y prestación de servicios públicos necesarios para el buen funcionamiento de las ciudades. En la tabla K.2.6-5 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-5).

Tabla K.2.6-5
Subgrupo de ocupación institucional de servicio publico (I-5)

Centros de comunicación
Centros administrativos municipales, distritales y gubernamentales
Centros administrativos de servicios públicos
Juzgados
Otros similares

K.2.7 — GRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION (L)

K.2.7.1 — GENERAL — En el Grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L) se clasifican las edificaciones o espacios en donde se reúne o agrupa la gente con fines religiosos, deportivos, políticos, culturales, sociales, recreativos o de transporte y que, en general, disponen de medios comunes de salida o de entrada. Se excluyen de este grupo las edificaciones o espacios del grupo de ocupación Institucional (I). El Grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Lugares de Reunión Deportivos (L-I), Lugares de Reunión Culturales (L-2), Lugares de Reunión Sociales y Recreativos (L-3), Lugares de Reunión Religiosos (L-4) y Lugares de Reunión de Transporte (L-5).

K.2.7.2 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION DEPORTIVOS (L-1) — En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Deportivos (L-I) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la realización de cualquier tipo de deporte, y en general, donde se reúnen o agrupan personas para presenciar o realizar algún evento deportivo. En la tabla K.2.7-1 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-1).

Tabla K.2.7-1
Subgrupo de ocupación lugares de reunión deportivos (L-1)

Estadios	Plazas de toros
Gimnasios	Hipódromos
Autódromos	Boleras
Velódromos	Coliseos
Piscinas colectivas	Pistas
Clubes deportivos	Polígonos
Carpas y espacios abiertos	Otros similares

K.2.7.3 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION CULTURALES (L-2) — En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Culturales (L-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la realización o presentación de eventos culturales o políticos, y en general, donde se reúnen o agrupan personas con fines culturales, y existen instalaciones escénicas tales como proscenios o tablados, cortinas, iluminación especial, cuartos de proyección y de artistas, dispositivos mecánicos, silletería fija u otros accesorios o equipos de teatro. En la tabla K.2.7-2 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-2).

Tabla K.2.7-2
Subgrupo de ocupación lugares de reunión culturales (L-2)

Auditorios	Salas de teatro
Salones de exhibición	Teatros al aire libre
Salones de convención	Cinematecas
Salas de cine	Planetarios
Salas de concierto	Teatros
Carpas y espacios abiertos	

K.2.7.4 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION SOCIALES Y RECREATIVOS (L-3) — En el Subgrupo de Lugares de Reunión Sociales y Recreativos se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales se reúnen o agrupan personas para fines de diversión y sociales, para el consumo de comidas o bebidas, y en general, para la realización de cualquier tipo de actividad social o recreativa que no requiera la presencia de instalaciones para representación escénica ni de silletería fija. En la tabla K.2.7-3 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-3).

Tabla K.2.7-3
Subgrupo de ocupación lugares de reunión sociales y recreativos (L-3)

Clubes sociales	Centros de recreación
Clubes nocturnos	Tabernas
Salones de baile	Vestíbulos y salones de reunión de hoteles
Salones de juego (cartas, ajedrez, billares, bingo, casinos, etc.)	Bibliotecas, salas de lectura, galerías de arte, museos
Discotecas	Otros similares

K.2.7.5 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION RELIGIOSOS (L-4) — En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Religiosos (L-4) se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales las personas se reúnen o agrupan con fines religiosos. En la tabla K.2.7-4 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-4).

Tabla K.2.7-4
Subgrupo de ocupación lugares de reunión religiosos (L-4)

Iglesias
Capillas
Salones de Culto
Salones para Agremiaciones Religiosas
Otros similares

K.2.7.6 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN LUGARES DE REUNION DE TRANSPORTE (L-5) — En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión de Transporte (L-5) se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales las personas se reúnen o agrupan con el propósito de disponer de un sitio fácil en donde puedan esperar la llegada y salida de cualquier medio de transporte de pasajeros y de carga. En la tabla K.2.7-5 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-5).

Tabla K.2.7-5
Subgrupo de ocupación lugares de reunión de transporte (L-5)

Terminales de pasajeros
Terminales de metro
Salas de espera para pasajeros
Terminales de carga
Estaciones

K.2.8 — GRUPO DE OCUPACION MIXTO Y OTROS (M)

K.2.8.1 — GENERAL — En el Grupo de Ocupación Mixto y Otros (M) se clasifican las edificaciones o espacios que por tener más de un tipo de ocupación no clasifican en ninguno de los grupos específicos de este Capítulo o cuando su ubicación es incierta. Las edificaciones o espacios correspondientes deben incluirse en el Grupo de Ocupación que en forma más aproximada represente los riesgos debidos a su ocupación y seguridad.

K.2.8.2 — DOS O MÁS OCUPACIONES — Cuando una edificación esté destinada a dos o más ocupaciones es preciso proceder según lo siguiente:

(a) Aplicando las disposiciones de este Capítulo en cada una de las partes de la edificación según el grupo de ocupación particular en que se clasifica, y en el caso que haya conflicto de disposiciones, extendiendo a toda la edificación las que proporcionen mayor seguridad al público.

(b) Independizando completamente las áreas de ocupaciones mixtas mediante construcciones tales como muros, pisos y cielos rasos, y aplicando en cada zona, con independencia de las demás, las disposiciones correspondientes a su grupo de ocupación.

K.2.9 — GRUPO DE OCUPACIÓN ALTA PELIGROSIDAD (P)

K.2.9.1 — GENERAL — En el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en el almacenamiento, producción, procesamiento, compra, venta o uso de materiales o productos altamente inflamables o combustibles o potencialmente explosivos, propensos a incendiarse con extrema rapidez o a producir gases o vapores irritantes, venenosos o explosivos. En la tabla K.2.9-1 se presenta una lista de productos e industrias en general y de elementos específicos cuyos procesos deben clasificarse en el Grupo de Ocupación (P).

Tabla K.2.9-1
Grupo de ocupación alta peligrosidad (P)

Productos combustibles	Industrias de plásticos	Explosivos
Productos inflamables	Álcalis	Ropa sintética
Productos explosivos	Ácidos	Polvorerias
Productos corrosivos	Gas acetileno	Cerillas
Productos tóxicos	Productos piroxílicos	Procesadoras de papel
Industrias de armas y municiones	Estaciones de gasolina	Expendios de Cocinol
Productos químicos tóxicos	Depósitos de algodón	Aceites
Destilerías	Kerosene	
Industrias de pinturas y esmaltes	Expendios de combustibles	

K.2.10 — GRUPO DE OCUPACIÓN RESIDENCIAL (R)

K.2.10.1 — GENERAL — En el Grupo de Ocupación Residencial (R) se clasifican las edificaciones o espacios empleados como vivienda familiar o de grupos de personas o como dormitorios, con o sin instalaciones de alimentación. Se excluyen de este grupo las edificaciones o espacios de ocupación Institucional (I). El Grupo de Ocupación Residencial (R) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1), Residencial Multifamiliar (R-2) y Residencial Hoteles (R-3).

K.2.10.2 — SUBGRUPO DE OCUPACIÓN RESIDENCIAL UNIFAMILIAR Y BIFAMILIAR (R-1) — En el Subgrupo de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1) se clasifican las edificaciones o espacios empleados principalmente como vivienda o dormitorio de una o dos familias, o de menos de 20 personas. En la tabla K.2-10-1 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-1).

Tabla K.2.10-1
Subgrupo de ocupación residencial unifamiliar y bifamiliar (R-1)

Casas
Residencias unifamiliares
Residencias bifamiliares

K.2.10.3 — **SUBGRUPO DE OCUPACIÓN RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR (R-2)** — En el Subgrupo de Ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) figuran las edificaciones o espacios empleados principalmente como vivienda, o como dormitorio de tres o más familias, o de más de 20 personas. En la tabla K.2.10-2 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-2).

Tabla K.2.10-2
Subgrupo de ocupación residencial multifamiliar (R-2)

Edificios de apartamentos
Dormitorios universitarios
Monasterios y afines
Multifamiliares
Internados

K.2.10.4 — **SUBGRUPO DE OCUPACIÓN RESIDENCIAL HOTELES (R-3)** — En el Subgrupo de Ocupación Residencial Hoteles (R-3) se clasifican las edificaciones o espacios, provistas o no de servicios de alimentación, que sirven para el alojamiento de más de 20 personas durante períodos cortos de tiempo. En la tabla K.2.10-3 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-3).

Tabla K.2.10-3
Subgrupo de ocupación residencial hoteles (R-3)

Hoteles
Pensiones
Apartahoteles
Moteles
Hospederías

K.2.11 — GRUPO DE OCUPACIÓN TEMPORAL Y MISCELANEO (T)

En el Grupo de Ocupación Temporal y Misceláneo (T) se clasifican las edificaciones o espacios que tienen ocupación de carácter temporal o cuyo tipo de ocupación varía con el tiempo. Las edificaciones del Grupo de Ocupación Temporal y Misceláneo (T) deben construirse, equiparse y conservarse de modo que cumplan los requisitos más estrictos de este Reglamento, de acuerdo con su ocupación específica.

■

Notas

CAPÍTULO K.3
REQUISITOS PARA ZONAS COMUNES

K.3.1 — GENERAL

K.3.1.1 — **ALCANCE** — Las disposiciones de este Capítulo tienen por objeto presentar requisitos, especificaciones y parámetros para el diseño, la construcción, la localización, la protección, la disposición y el mantenimiento de los elementos requeridos para que las zonas comunes de las edificaciones puedan proporcionar medios de acceso y egreso adecuados y medios de evacuación seguros en las edificaciones.

K.3.1.2 — **REQUISITOS MÍNIMOS** — El uso y tipo de ocupación definidas para efectos de obtener la licencia de construcción, no puede ser modificado de manera que en las zonas comunes se reduzca el número de salidas o su capacidad a valores inferiores a los prescritos en este Capítulo.

K.3.1.3 — **DEFINICIONES**

Acceso a la salida — Sección inicial de un medio de evacuación que conduce a una salida. El acceso a ésta incluye el salón o espacio en el cual la persona se encuentre localizada, y los pasillos, rampas, corredores y puertas que deben atravesarse en el recorrido hasta la salida.

Anchura por persona — Ancho mínimo de salida por persona para el cómodo movimiento de una fila de personas a lo largo de un medio de evacuación; debe medirse en mm. según la Tabla K. 3.3-2.

Carga de ocupación — Número promedio de personas que admite una edificación en un momento cualquiera.

Descarga de salida — Parte de un medio de evacuación entre la terminación de la salida y una vía pública.

Escalera exterior — La que tiene uno de sus lados, por lo menos, directamente abiertos al exterior, mediante el recurso visible de un antepecho o baranda.

Escalera interior — Aquella en la que ninguno de sus lados está directamente abierto al exterior, sino indirectamente, mediante ventanas, puertas u otros medios.

Índice de ocupación — Área neta de piso que se presume, ocupada por personas para efecto de utilizarse en el cálculo de la carga de ocupación de cualquier piso o espacio ocupado.

Medios de evacuación — Vías libres y continuas que partiendo desde cualquier punto de una edificación conducen a un lugar o una vía pública. Cada medio de evacuación consta de partes separadas y distintas: salida, acceso a ésta, y descarga de salida.

Nivel de calle — Piso o nivel de piso accesible desde la calle o el exterior de la edificación, provisto de entrada principal a una altura no mayor de 7 escalones sobre el nivel del suelo.

Rampa — Plano inclinado dispuesto para subir y bajar en un sentido determinado de circulación.

Salida — Parte de un medio de evacuación, separada de los demás espacios de la edificación por construcciones o equipos como se especifica en este Capítulo, y que proporciona una vía de recorrido protegida hasta la descarga de salida. Puede incluir escalera a prueba de humo, corredores, balcones, exteriores, rampas y puertas.

Vía publica — Calle, callejón u otro espacio seguro, abierto al exterior para fines de uso público y con un ancho no menor de 3 m.

K.3.2 — REQUISITOS GENERALES

K.3.2.1 — **GENERAL** — Toda edificación debe poseer en sus zonas comunes, salidas que por su número, clase, localización y capacidad, sean adecuadas para una fácil, rápida y segura evacuación de todos los ocupantes en caso

de incendio u otra emergencia, de acuerdo con la clase de ocupación, el número de ocupantes, los sistemas de extinción de incendios y la altura y superficie de la edificación.

K.3.2.1.1 — Los ascensores, escaleras mecánicas y caminos móviles no deben ser usados como un componente de un medio de salida requerido desde ninguna otra parte de la edificación hasta el exterior.

K.3.2.2 — PLANOS Y ESPECIFICACIONES

K.3.2.2.1 — ***Disposición de salidas*** — Los planos arquitectónicos que se presenten para la solicitud de licencia de construcción deben mostrar, en cumplimiento del presente Capítulo del Reglamento, con suficiente detalle, la localización, construcción, tamaño y tipo de todas las salidas, además de la disposición de pasillos, corredores y pasadizos relacionados con las mismas.

K.3.2.2.2 — ***Número de ocupantes*** — Los planos arquitectónicos que se presenten para la solicitud de licencia de construcción de todas las edificaciones clasificadas dentro de los Grupos *Comercial (C),* Lugares de reunión (L), Institucional (I), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P), deben indicar el número de personas previstos para la ocupación de cada piso, habitación o espacio.

El número mínimo de ocupantes acomodables en las salidas de las edificaciones de los grupos mencionados, debe determinarse según la carga de ocupación prevista en el numeral K.3.3, número al cual tendrá que limitarse, entonces, la respectiva carga de ocupación del edificio.

K.3.2.3 — **LOCALIZACION Y MANTENIMIENTO** — Los medios de evacuación deben localizarse y mantenerse de acuerdo con los siguientes requisitos mínimos:

K.3.2.3.1 — Las salidas deben localizarse y mantenerse en forma tal que provean fácil y rápida evacuación desde cualquier sitio y en todo momento en que se encuentre ocupada la edificación.

K.3.2.3.2 — No se permite la instalación de cerraduras que bloqueen la libre evacuación desde el interior, excepto en las edificaciones del Subgrupo de Ocupación (I-1), caso en el cual corre a cargo del personal administrativo operar los mecanismos para asegurar la evacuación efectiva de ocupantes, en caso de fuego o de cualquier otra emergencia.

K.3.2.3.3 — Queda prohibido obstruir o reducir en cualquier forma la capacidad de cualquier medio de evacuación como puerta, pasaje, pasadizo, etc., requerido por las disposiciones de estos Reglamentos.

K.3.2.3.4 — En ningún caso debe permitirse que el acceso a una salida se haga a través de cocinas, cuartos de almacenamiento, dormitorios, salones de trabajo u otros espacios que pueden estar bajo llave, y a través de espacios que ofrezcan alto riesgo tales como subestaciones, calderas y cuartos técnicos, excepto cuando la salida sirva únicamente a un dormitorio o a otra habitación que deba permanecer cerrada, o a habitaciones adyacentes que formen partes de la misma unidad de vivienda y sean del Subgrupo de Ocupación (R-1).

K.3.2.4 — **SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN** — Los medios de evacuación deben cumplir con los requisitos siguientes en cuanto a señalización e iluminación se refiere.

K.3.2.4.1 — Toda salida o vía de escape debe ser claramente visible y estar completamente señalizada de tal manera que todos los ocupantes mentalmente capaces de la edificación, puedan encontrar sin problema la dirección de salida y en tal forma que la vía conduzca, de manera inequívoca a sitio seguro.

K.3.2.4.2 — Cualquier salida o pasadizo que no sea parte de una vía de escape, pero que por su carácter pueda tomarse como tal, debe estar dispuesta y señalizada de tal manera que se minimicen los riesgos de confusión y el peligro resultante para las personas que busquen escapar del fuego o de otra emergencia, así como para evitar que se llegue a espacios que no conduzcan a una salida.

K.3.2.4.3 — Todos los medios de evacuación deben estar provistos de iluminación artificial y de emergencia.

K.3.2.5 — **ALARMAS** — Toda edificación cuyo tamaño, disposición y ocupación sean tales que en caso de emergencia no permita dar alerta directa inmediata, debe estar provista de alarmas audibles y visibles que sirvan como sistemas de aviso que faciliten la evacuación ordenada de los ocupantes.

K.3.2.6 — **EDIFICACIONES CON AIRE ACONDICIONADO** — Las edificaciones con instalación central de aire acondicionado deben cumplir los siguientes requisitos especiales:

K.3.2.6.1 — ***Localización de escaleras*** — En las edificaciones carentes en todos los pisos de ventanas que abran al exterior y que tengan un sistema de ventilación artificial o de aire acondicionado deben localizarse las escaleras de manera que sean accesibles al cuerpo de bomberos, en todos los pisos, mediante aberturas como ventanas o puertas.

K.3.2.6.2 — ***Conductos de descarga*** — No se permite que los conductos de descarga, de escape o expulsión, o los respiraderos de los sistemas de aire acondicionado descarguen hacia las escaleras o huecos de ascensores. Tampoco es admisible que se utilicen corredores que sirven de acceso a las salidas como descarga de retorno de espacios de aire acondicionado, a través de rejillas u otros dispositivos en puertas o particiones que encierran dichos espacios de aire acondicionado, a menos que se les equipe con detectores de humo aprobados para la desconexión automática de los ventiladores de suministro y descargue y el cierre de las rejillas.

K.3.2.7 — **SISTEMAS DE EVACUACIÓN PARA DISCAPACITADOS** — Toda obra se deberá proyectar y construir de tal forma que facilite el ingreso, egreso y la evacuación de emergencia de las personas con movilidad reducida, sea ésta temporal o permanente. Así mismo se debe procurar evitar toda clase de barrera física en el diseño y ejecución de las vías en la construcción o restauración de edificios de propiedad pública o privada.

K.3.2.7.1 — Todo ascensor que se proyecte e instale debe tener capacidad para transportar al menos una persona en silla de ruedas y debe cumplir con la Norma Técnica NTC 4349, Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Ascensores.

K.3.2.7.2 — Cuando el proyecto se refiera a conjuntos de edificios e instalaciones que constituyan un complejo arquitectónico, éste se proyectará y construirá en condiciones que permitan en todo caso, la accesibilidad de las personas discapacitadas a los diferentes inmuebles e instalaciones complementarias, en concordancia con la Normas Técnicas NTC 4143 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas, NTC 4145 Accesibilidad de la Personas al Medio Físico. Edificios, escaleras, y NTC 4140 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, pasillos, corredores.

K.3.2.7.3 — Las edificaciones para hospitales y centros de salud, las edificaciones clasificadas en el Grupo de Uso II y, en general, toda edificación cuya ocupación implique el servicio al público, que tengan varios niveles *y* que no cuenten con ascensor, deberán estar provistas de rampas de acceso a todos los espacios a los que el público deba ingresar, con las especificaciones técnicas y de seguridad especificadas a continuación, en concordancia con K.3.8.6 y con la Norma Técnica NTC 4143 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas.

K.3.2.7.4 — Todos los sitios abiertos al público, de carácter recreacional o cultural, como teatros y cines, deberán disponer de espacios localizados al comienzo o al final de cada fila central, para personas en silla de ruedas. Para efectos se utilizará un área igual a la de una silla de teatro y no se dispondrá de más de dos espacios en la misma fila. La determinación del número de espacios de esta clase, será del dos por ciento de la capacidad total del teatro. Un porcentaje similar se aplicará en los vestuarios de los centros recreacionales, para las personas en sillas de ruedas. En todo caso, éstas y las demás instalaciones abiertas al público, deberán contar por lo menos con un sitio accesible para las personas en silla de ruedas, en concordancia con la Norma Técnica NTC 4143 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas.

K.3.2.7.5 — Los pasillos y corredores de todas las edificaciones deben cumplir las dimensiones mínimas y características funcionales y constructivas señaladas en la Norma Técnica NTC 4140.

K.3.2.8 — **SEÑALIZACIÓN DE SALIDAS PARA DISCAPACITADOS** — Cuando el diseño de un sistema de salida haya sido ejecutado expresamente para permitir la salida de discapacitados, deberá proveerse de señalización adecuada que exprese esta condición.

K.3.3 — CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN

K.3.1.1 — **CARGA DE OCUPACION** — Para determinar la carga de ocupación debe cumplirse los requisitos siguientes:

K.3.3.1.1 — La capacidad de los medios de evacuación de cualquier piso, gradería u otro espacio ocupado, debe ser suficiente para la respectiva carga de ocupación.

K.3.3.1.2 — La carga de ocupación debe determinarse por el mayor de los dos valores siguientes:

(a) Número real de ocupantes para los cuales este diseñado, según el caso, cada espacio, piso o edificación.
(b) El número resultante de dividir el área del espacio, piso o edificación, por el índice de ocupación previsto en el numeral K.3.3.2, para los Grupos de Ocupación especificados, excepto para áreas con asientos fijos, caso en el cual la carga de ocupación debe ser igual al número de asientos contenidos.

K.3.3.1.3 — La carga de ocupación de cualquier espacio debe incluir la correspondiente a todos los espacios que descarguen a través del mismo con objeto de lograr acceso a alguna salida.

K.3.3.1.4 — Si alguna zona de la edificación tiene más de un tipo de ocupación, la carga de ocupación debe determinarse por el que dé lugar al mayor número de ocupantes. Las áreas de uso accesorias como pasillos y corredores, al servicio de las personas que ocupan las áreas principales, deben diseñarse y construirse con los medios de salida necesarios, considerando que lleguen a estar completamente ocupadas; pero dichas áreas no deben utilizarse en el cálculo de la carga total de ocupación del piso o de la edificación.

K.3.3.1.5 — Cuando las salidas sirvan a varios pisos, en el cálculo de ocupación de cada uno apenas debe utilizarse la carga correspondiente a él solo; en ningún caso, se ha de permitir que disminuya la capacidad de las salidas en la dirección del recorrido hacia el exterior de la edificación.

K.3.3.2 — **FACTOR DE CARGA DE OCUPACION** — En la tabla K.3.3-1 se presentan los valores normales del factor de carga que deben utilizarse para el cálculo de la carga de ocupación de un piso o espacio ocupado, según los diferentes Grupos de Ocupación.

K.3.3.2.1 — Cuando la carga de ocupación de cualquier espacio vaya a ser significativamente más baja que la correspondiente al valor especificado por la tabla K.3.3-1, dicho valor puede establecerse mediante la aprobación del departamento de planeación distrital o municipal.

K.3.3.2.2 — Cuando la ocupación de una edificación existente se altere o modifique de manera que haya necesidad de contar con mayores facilidades para las salidas, la autoridad competente puede autorizar dicho cambio o alteración, sin cambiar los medios de evacuación, siempre que la carga de ocupación real se limite a la determinada de acuerdo con las condiciones existentes y las disposiciones de este Capítulo.

K.3.3.2.3 — Cuando haya baños, cuartos de aseo y de almacenamiento, espacios de entrada y espacios similares ocupados al mismo tiempo con otros espacios del mismo piso de una edificación, su carga de ocupación puede omitirse en los cálculos de lo que corresponde al piso en el cual aquellos cuartos están localizados.

Tabla K.3.3-1
Índice de ocupación

Nomenclatura	Grupos de Ocupación	Área neta de piso en metros cuadrados por ocupante
A	**ALMACENAMIENTO**	28
C	**COMERCIAL**	
C-1	Servicios	10
C-2	Bienes y Productos	
	Piso a Nivel de la Calle e Inferiores	3
	Otros pisos	6
E	**ESPECIAL**	según ocupación
F	**FABRIL E INDUSTRIAL.**	9

Tabla K.3.3-1 (continuación)
Índice de ocupación

Nomenclatura	Grupos de Ocupación	Área neta de piso en metros cuadrados por ocupante
I	**INSTITUCIONAL**	
I-1	Reclusión	11
I-2	Salud o Incapacidad	7
I-3	Educación (Salones de Clase)	2
I-4	Seguridad Pública	2.8
I-5	Servicio Público	0.3
L	**LUGARES DE REUNIÓN**	
L-1	Deportivos (Sin asientos fijos)	0.7
L-2	Culturales y teatros (Sin asientos fijos)	1.3
L-3	Sociales y Recreativos	0.7
L-4	Religiosos	0.7
L-5	De transporte (No menos de 1.5 veces la capacidad de todos los vehículos que puedan descargarse simultáneamente)	0.3
M	**MIXTO Y OTROS**	La mayor área exigida para las ocupaciones que conforman la ocupación mixta de la edificación.
P	**ALTA PELIGROSIDAD**	9
R	**RESIDENCIAL.**	18
T	**TEMPORAL Y MISCELANEO**	según ocupación

K.3.3.3 — **CAPACIDAD DE LAS SALIDAS** — La capacidad de los medios de evacuación aprobados debe calcularse con base en los índices de ancho por persona especificados en la tabla K.3.3-2 y según el Grupo de Ocupación al cual pertenezca la edificación o espacio correspondiente.

K.3.3.3.1 — Cuando la edificación o espacio considerados estén provistos de un sistema completo de extinción de incendios, los valores para el ancho por persona, dados en la tabla K.3.3-2, pueden reducirse en un 50%.

K.3.3.3.2 — El ancho del medio de evacuación debe medirse en el punto más estrecho del elemento de la correspondiente vía.

K.3.3.3.3 — La capacidad requerida de un corredor la carga de ocupación que utiliza el corredor para acceder a una salida dividida por el número de salidas requeridas a las que el corredor llega.

K.3.3.3.4 — La capacidad de un corredor no debe ser inferior a la capacidad de la salida a la que el corredor llega.

K.3.3.4 — **ANCHO MINIMO** — El ancho mínimo de cualquier vía de acceso a las salidas no debe ser menor a lo especificado para usos individuales en el numeral K.3.3.3, ni puede ser inferior a 900 mm. En todo caso, debe cumplirse con la Norma Técnica NTC 4145 Accesibilidad de la Personas al Medio Físico. Edificios, escaleras, y NTC 4140 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, pasillos, corredores.

K.3.3.4.1 — Cuando la vía de acceso a una salida sea única, la capacidad, en términos de su ancho, debe ser por lo menos igual a la que exija la salida hacia la cual se proyecta.

K.3.3.4.2 — Cuando exista más de una vía de acceso a la salida, éstas deben tener el ancho adecuado para acomodar el número de personas que requieran.

Tabla K.3.3-2
Índices de ancho de salida por persona.

Grupo o Subgrupo de ocupación de la edificación o áreaconsiderada	Anchura por persona, mm	
	Corredores, puertas y pasajes de salidas	Escaleras
ALMACENAMIENTO (A)	5	8
COMERCIAL (C)	5	10
ESPECIAL (E)	según ocupación	según ocupación
FABRIL, E INDUSTRIAL (F)	6	10
INSTITUCIONAL (I-1)	6	10
INSTITUCIONAL (I-2, I-3, I-4 e I-5)	13	15
LUGARES DE REUNIÓN (L)	5	10
MIXTO Y OTROS (M)	El menor número exigido para las ocupaciones que conforman la ocupación mixta de la edificación.	
ALTA PELIGROSIDAD (P)	10	18
RESIDENCIAL (R)	5	10
TEMPORAL (T)	Según la ocupación	

K.3.4 — NUMERO DE SALIDAS

K.3.4.1 — **GENERAL** — Las salidas y los medios de evacuación deben diseñarse y localizarse de manera que la seguridad no dependa únicamente de uno solo de estos medios, y proveerse de dispositivos de seguridad para evitar que cualquier medio único de salida sea ineficiente debido a alguna falla humana o mecánica

K.3.4.1.1 — En toda edificación, o área de ésta, cuya ocupación, tamaño y disposición sea tal que la seguridad de sus ocupantes se vea comprometida por el bloqueo de alguno de los medios de evacuación en caso de incendio u otra emergencia, éstos deben ubicarse tan alejados entre sí como sea posible y de tal manera que se minimice la posibilidad de que ambos medios se bloqueen simultáneamente.

K.3.4.2 — **NUMERO DE SALIDAS** — El número mínimo de salidas por carga de ocupación está dado en la tabla K.3.4-1.

Tabla K.3.4-1
Numero mínimo de salidas por carga de ocupación

Carga de ocupación	Número mínimo de salidas
0 – 100	1
101 - 500	2
501 - 1000	3
1001 o más	4

K.3.5 — ACCESOS A LAS SALIDAS

K.3.5.1 — **GENERAL** — Los siguientes son los requisitos generales que deben cumplir los accesos a las salidas.

K.3.5.1.1 — El acceso a las salidas incluye el salón o espacio en el cual esté localizado un ocupante, así como los pasillos, rampas, corredores y puertas que deben atravesarse en el recorrido hacia la respectiva salida. Los corredores utilizados como acceso a una salida, y de carga de ocupación superior a 30, deben separarse de las otras partes del edificio, por elementos tales como muros o divisiones, construidos con materiales incombustibles. Las aberturas en tales elementos, tienen que protegerse con puertas hechas de materiales de combustión lenta.

K.3.5.1.2 — El ancho de los accesos a las salidas debe determinarse con la carga de ocupación del área que

descarga sus ocupantes hacia estos accesos y con observancia de los requisitos tal y como lo define K.3.4.

K.3.5.1.3 — Cuando se requiera más de una salida en cada piso, cada una debe localizarse para que tenga acceso desde cualquier punto de un corredor, y limitarse los trayectos ciegos en los pasillos a una longitud máxima de 6 m.

K.3.6 — DISTANCIA DE RECORRIDO HASTA UNA SALIDA

K.3.6.1 — La distancia de recorrido debe medirse sobre el piso, a lo largo de la línea central en el sentido natural del recorrido. Cuando el recorrido incluya escaleras, éstas deben medirse en el plano del borde de las huellas.

K.3.6.2 — En el caso de áreas abiertas, la distancia de recorrido debe medirse desde el punto más remoto sujeto a ocupación.

K.3.6.3 — En el caso de salones individuales ocupables por no más de 6 personas, la distancia de recorrido debe medirse desde las puertas de dichos salones, previendo que la distancia de recorrido desde cualquier punto del salón hasta la puerta del mismo, no exceda de 15 m.

K.3.6.4 — Cuando se permitan escaleras abiertas o rampas como recorrido a las salidas, tales como las que hay entre balcones o entrepisos y el piso inferior, la distancia debe incluir el recorrido sobre la escalera o rampa, más el que va desde el final de la escalera o rampa, hasta una puerta exterior u otra salida, además de la distancia para llegar a la escalera o rampa.

K.3.6.5 — **DISTANCIA** — La distancia máxima de recorrido desde el punto más alejado hasta el centro de cualquier salida exterior, salida vertical, escalera interior, corredor de salida o salida horizontal, no debe sobrepasar los límites especificados en la tabla K.3.6-1.

Tabla K.3.6-1
Distancia en metros de recorrido hasta la salida

Grupo de ocupación		Distancia de recorrido (m)	
		Sin sistema de rociadores	Con sistema de rociadores
ALMACENAMIENTO	(A-1)	60	75
ALMACENAMIENTO	(A-2)	90	120
COMERCIAL	(C-1)	60	90
COMERCIAL	(C-2)	60	75
FABRIL E INDUSTRIAL	(F-1)	60	75
FABRIL E INDUSTRIAL	(F-2)	90	120
INSTITUCIONAL	(I)	45	60
LUGARES DE REUNION	(L)	60	75
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	No se permite	22
RESIDENCIAL	(R)	60	75

NOTA: Estas distancias se pueden incrementar hasta en un 30 % si los elementos de evacuación son rectilíneos, carecen de escaleras intermedias y conducen a zonas exteriores a nivel, de área adecuada para recibir la descarga de ocupación que determinen los casos individuales.

K.3.7 — PROTECCIÓN DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN

K.3.7.1 — **CORREDORES** — Los corredores utilizados como acceso a una salida con carga de ocupación superior a 30, deben separarse de las otras partes de la edificación por muros, particiones u otros elementos hechos con materiales no combustibles.

K.3.7.2 — **SALIDAS** — Cuando una salida requiera protección de las otras partes de la edificación, el elemento de separación debe construirse de acuerdo con los requisitos de éste.

K.3.7.2.1 — Las salidas deben proporcionar protección contra el fuego y el humo a lo largo de todo su

recorrido, por medio de separaciones levantadas con materiales no combustibles.

K.3.7.2.2 — Todas las aberturas de las salidas deben protegerse con marcos y puertas de materiales de combustión lenta o incombustible.

K.3.8 — MEDIOS DE SALIDA

K.3.8.1 — **GENERAL** — Los medios de salida deben cumplir los requisitos generales siguientes:

K.3.8.1.1 — Es preciso que todas las salidas se localicen de tal manera que sean claramente visibles; su ubicación debe indicarse claramente y su acceso debe mantenerse sin obstrucciones y libres de obstáculos durante todo el tiempo.

K.3.8.1.2 — Toda salida debe desembocar directamente a la calle, a un espacio abierto o a un área de refugio no obstruible por fuego, humo u otra causa, y tener dimensiones tales que aseguren la evacuación de los ocupantes.

K.3.8.2 — **PUERTAS** — Toda puerta, incluyendo en ella el marco y la cerradura, puede considerarse como elemento de un medio de evacuación siempre y cuando cumpla con los requisitos especificados en éste y en el numeral K.3.3.

K.3.8.2.1 — ***Dimensiones*** — Cada puerta individual debe tener a lo ancho una luz mínima efectiva de 800 mm, salvo las destinadas a dormitorios, en que esa longitud se puede disminuir hasta 700 mm. Cuando la puerta se subdivida en dos o más aberturas separadas, el ancho mínimo de cada una de éstas no debe ser menor de 700 mm; las aberturas se calculan separadamente para determinar el número de módulos de ancho de salida requeridos. En cuanto a la altura, las puertas no deben tener menos de 2.0 m. Se excluyen las puertas de particiones sanitarias.

K.3.8.2.2 — ***Cerraduras de puertas*** — Cada puerta de salida que sirva un área con carga de ocupación superior a diez o una edificación de Alta Peligrosidad (P), deben poder abrirse fácilmente en cualquier momento, desde el lado en el cual va a realizarse la evacuación y sin que se requiera mayor esfuerzo ni el uso de llaves.

K.3.8.2.3 — ***Secuencia de puertas*** — Las puertas en serie deben tener un espaciamiento libre entre ellas de por lo menos 2.10 m, medido cuando están cerradas.

K.3.8.2.4 — ***Restricciones*** — No se permite utilizar como puertas de salida las simplemente giratorias o plegables. Si por cualquier motivo deben usarse dichas puertas, éstas deberán permanecer abiertas o retiradas mientras la edificación esté ocupada.

K.3.8.2.5 — ***Giro de puertas*** — Las puertas de salida de espacios o habitaciones de edificaciones de carga de ocupación superior a 100 personas o clasificados en Alta Peligrosidad y de corredores desde habitaciones que requieren más de una puerta, deben girar en la dirección de evacuación. No se permite utilizar puertas de vaivén cuando la carga de ocupación del área donde se hallen sea superior a 100.

K.3.8.2.6 — ***Fuerza de apertura*** — La fuerza requerida para abrir completamente una puerta debe ser inferior a 250 N.

K.3.8.2.7 — ***Nivel del piso*** — El piso a ambos lados de cualquier puerta de salida o de corredor, debe tener el mismo nivel a lo largo de una distancia perpendicular a la abertura de la puerta, por lo menos igual al ancho de la puerta.

K.3.8.3 — **ESCALERAS INTERIORES** — Toda escalera interior de dos o más peldaños que sirva como medio de evacuación, debe cumplir los requisitos de este numeral, salvo cuando sólo se utilice como medio de acceso a sitios ocupados por equipos que exijan revisión periódica, o cuando se localice dentro de apartamentos o residencias individuales.

K.3.8.3.1 — Toda escalera que sirva como medio de evacuación debe tener el carácter de construcción fija permanente.

K.3.8.3.2 — ***Capacidad*** — La capacidad de escaleras y puertas que accedan a escaleras encerradas, debe calcularse de acuerdo con los numerales K.3.4 y K.3.5.

K.3.8.3.3 — ***Ancho mínimo*** — Las escaleras con carga de ocupación superior a 50 personas, deben tener ancho mínimo de 1.20 m; cuando la carga de ocupación sea inferior a 50, dicho ancho mínimo puede reducirse a 900 mm. Las escaleras en el interior de las viviendas deberán tener un ancho mínimo de 90 cm. Las escaleras de uso público deberán tener un ancho mínimo de 120cm. Si la separación de los pasamanos a la pared supera 50 mm, el ancho de la escalera debe incrementarse en igual magnitud.

En edificaciones residenciales unifamiliares sin límite de pisos, o en escaleras privadas interiores de apartamentos, el ancho mínimo permisible es de 750 mm.

K.3.8.3.4 — ***Huella y contrahuella*** — La huella y contrahuella de las escaleras interiores deben cumplir los requisitos de la NTC 4145 Accesibilidad de la Personas al Medio Físico. Edificios, escaleras, y NTC 4140 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, pasillos, corredores y demás requisitos de la NTC 4140 que apliquen así:

- **(a)** El ancho mínimo de huella, sin incluir proyecciones, debe ser de 280 mm y la diferencia entre la huella más ancha y la más angosta, en un trayecto de escaleras, no debe llegar a los 20 mm.
- **(b)** La altura de la contrahuella no debe ser menor de 100 mm ni mayor de 180 mm y la diferencia entre la contrahuella más alta y la más baja, en un trayecto de escaleras, mantenerse por debajo de 20 mm.
- **(c)** La altura de la contrahuella y el ancho de la huella deben dimensionarse en tal forma que la suma de 2 contrahuellas y una huella, sin incluir proyecciones, oscile entre 620 mm y 640 mm.
- **(d)** Puede permitirse el uso de tramos curvos entre 2 niveles o descansos, solo si los peldaños tienen un mínimo de 240 mm de huella, medidos sobre una línea situada a 1/3 del borde interior del tramo, y como máximo a 420 mm en el borde exterior.
- **(e)** Las huellas deben tener el borde o arista redondeados, con un radio de curvatura máximo de 1 cm y de forma que no sobresalga del plano de la contrahuella.
- **(f)** Las contrahuellas no deberán ser caladas.
- **(g)** El ángulo que forma la contrahuella con la huella, debe ser de 90º.
- **(h)** Los pisos deben ser antideslizantes, sin relieves en su especie, con las puntas diferenciadas visualmente.
- **(i)** Los escalones aislados, deberán presentar textura, color e iluminación que los diferencie del pavimento general.
- **(j)** Las escaleras deben estar debidamente señalizadas, de acuerdo con la NTC 4144.

K.3.8.3.5 — ***Descansos*** — Todo descanso debe tener una dimensión mínima, medida en la dirección del movimiento, igual al ancho de la escalera, pero tal dimensión no necesita exceder de 1.20 m.

La diferencia de nivel entre dos descansos o entre un descanso y un nivel de piso, debe ser inferior a 2.40 m en sitios de reunión y edificaciones institucionales; en todos los demás casos esta diferencia de nivel debe ser inferior a 3.50 m.

K.3.8.3.6 — ***Pasamanos*** — Los pasamanos deben cumplir los requisitos de la NTC 4145 Accesibilidad de la Personas al Medio Físico. Edificios, escaleras, y NTC 4140 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios. Pasillos.

K.3.8.3.7 — ***Altura libre mínima*** — Toda escalera debe disponer de una altura libre mínima de 2 m, medida verticalmente desde un plano paralelo y tangente a las proyecciones de los peldaños hasta la línea del cielo raso.

K.3.8.3.8 — ***Materiales de las escaleras*** — Las huellas de las escaleras y de los descansos, deben acabarse con material rígido antideslizante. No se permiten las escaleras de madera como medio de evacuación en ningún caso.

K.3.8.3.9 — ***Escaleras circulares*** — Las escaleras circulares pueden emplearse como elementos de salida cuando el ancho mínimo de la huella sea de 250 mm y el radio mínimo resulte mayor que el doble del ancho de la escalera.

K.3.8.3.10 — ***Escaleras de caracol*** — Las escaleras de caracol pueden servir como elementos de acceso a la salida en el interior de apartamentos y cuando conduzcan a un acceso de un mezanine no mayor de 40 m^2. El ancho mínimo de la escalera debe ser de 700 mm y la dimensión mínima de la huella, 190 mm, medida a una distancia de 300 mm del borde interior de la escalera.

K.3.8.4 — **ESCALERAS EXTERIORES** — Cualquier escalera exterior instalada permanentemente en una edificación, puede servir como salida cuando cumpla los requisitos exigidos anteriormente para escaleras interiores y los prescritos en este numeral.

K.3.8.4.1 — ***Protección contra el fuego*** — Las escaleras exteriores utilizadas en edificaciones de 3 o más pisos, deben estar sólidamente integradas al edificio y su capacidad portante se determinará según los factores y carga de ocupación que el uso determine.

K.3.8.5 — **ESCALERAS MECANICAS Y CAMINOS MÓVILES** — Las escaleras mecánicas deben cumplir los requisitos establecidos en K.3.8.5.1 a K.3.8.5.3.

K.3.8.5.1 — Las escaleras mecánicas deben operar sólo en un sentido, tienen que ser de huella horizontal y estar constituidas por materiales incombustibles, a excepción de equipos eléctricos, cableado, ruedas de los peldaños, pasamanos y revestimientos. Los revestimientos de madera en barandas deben ser de 0.9 mm de espesor, o menos, respaldados con materiales no combustibles. Adicionalmente deben existir escaleras convencionales como medio de evacuación alterno a las escaleras mecánicas en todos los edificios que las posean.

K.3.8.5.2 — Para efectos de capacidad, una escalera mecánica de 800 mm de ancho representa un módulo de salida. Las escaleras de 1 200 mm de ancho proporcionan 2 módulos de salida.

K.3.8.5.3 — En estaciones de transporte que tengan escaleras mecánicas hacia niveles por debajo del terreno, la anchura de las escaleras mecánicas no puede ser inferior a un módulo de salida.

K.3.8.6 — **RAMPAS** — Las rampas utilizadas como medio de evacuación, deben cumplir los requisitos especificados en el numeral K.3.6 y en la norma NTC 4143 *Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas*, además de los especificados a continuación.

K.3.8.6.1 — ***Inclinación*** — La inclinación de la rampa debe ser constante a lo largo de toda su longitud. Los cambios de inclinación que haya necesidad de hacer en la dirección del recorrido se practicarán únicamente en los descansos.

K.3.8.6.2 — ***Pendiente longitudinal*** — Las rampas usadas como parte de un medio de salida deben tener una pendiente de recorrido no mayor a una unidad vertical en 12 unidades horizontales (8 %). La pendiente de otras rampas para peatones no debe ser mayor que una unidad vertical en ocho unidades horizontales (12.5 %).

K.3.8.6.3 — ***Pendiente transversal*** — La pendiente medida en forma perpendicular a la dirección de desplazamiento de una rampa no debe ser mayor a una unidad vertical en 48 unidades horizontales (2 %).

K.3.8.6.4 — ***Ancho*** — El ancho mínimo de una rampa de un medio de salida no debe ser menor que 1.10 m. El ancho libre de una rampa y el ancho libre entre pasamanos, si son provistos, deben ser de 90 cm, como mínimo, con las siguientes excepciones:

- **(a)** Para acceso y utilización de sistemas mecánicos o hidráulicos y sanitarios, o equipos eléctricos, puede ser de 60 cm.
- **(b)** Dentro de una unidad de vivienda o para una capacidad de ocupantes requerida menor a 50 puede ser de 90 cm.
- **(c)** Para edificaciones de los sub-grupos I-2 (Salud), en corredores que sirven a las edificaciones con carácter quirúrgico, o a centros de cuidado de salud para pacientes ambulatorios que reciben atención médica externa, lo que causa que el paciente no sea capaz de cuidarse a sí mismo, e I-3 (Educación) con un corredor que tenga una capacidad requerida de 100 ó más, debe ser de 1.8 m.
- **(d)** En Grupo I-2 en áreas que sean requeridas para movimiento de camas, debe ser de 2.4 m.

K.3.8.6.5 — ***Altura libre*** — La altura libre mínima en todas las partes de la rampa del medio de salida no debe ser menor a 2.0 m.

K.3.8.6.6 — ***Restricciones*** — Las rampas de medios de salida no deben reducirse en ancho en la dirección del desplazamiento a la salida. Las proyecciones dentro del ancho requerido de la rampa o descanso están prohibidas. Las puertas que abren sobre un descanso no deben reducir el ancho libre a menos de 1.05 m.

K.3.8.6.7 — ***Descansos*** — Las rampas deben tener descansos en la parte inferior y superior de cada rampa, puntos de quiebre, entradas, salidas y en las puertas. Los descansos deben tener una longitud mínima de 1.8 m y una longitud máxima de 3.6 m.

K.3.8.6.8 — ***Superficie de acabados*** — La superficie de las rampas debe ser rugosa, estriada o estar provista de material antideslizante.

K.3.8.6.9 — ***Pasamanos*** — Las rampas deben estar provistas de pasamanos los cuales deben cumplir los requisitos especificados en el numeral K.3.8.3.6.

K.3.8.6.10 — ***Techos*** — Los techos sobre las rampas deben estar a una altura mínima de 2 m.

K.3.8.6.11 — ***Rampas mecánicas*** – Cuando se utilicen rampas mecánicas, además de las especificaciones contenidas en K.3.8.6.1 a K.3.8.6.10, deben cumplir con las especificaciones contenidas en K.3.8.5.

K.3.8.7 — **SALIDAS A PRUEBA DE HUMO** — Las salidas a prueba de humo deben cumplir las disposiciones siguientes:

K.3.8.7.1 — Deben constar de escalera, vestíbulo y muros de cerramiento, construidos con materiales no combustibles o de alta resistencia al fuego.

K.3.8.7.2 — Deben descargar sus ocupantes en el exterior del edificio o en un pasaje de salida que conduzca a él. En edificaciones de seis o más pisos de altura, por lo menos una de las salidas debe ser a prueba de humo.

K.3.8.7.3 — ***Acceso*** — El acceso a la escalera debe hacerse en cada piso a través de un descanso o plataforma de ancho mayor o igual al de la escalera.

K.3.8.7.4 — ***Muros*** — Los muros de cerramiento de las escaleras deben construirse con material no combustible.

K.3.9 — ILUMINACIÓN DE LOS MEDIOS DE EVACUACION

K.3.9.1 — **GENERAL** — La iluminación de los medios de evacuación debe cumplir todas las disposiciones generales siguientes:

K.3.9.1.1 — La iluminación de los medios de evacuación debe ser continua durante todo el tiempo en que por las condiciones de ocupación, se requiera que las vías de escape estén disponibles para ser utilizadas.

K.3.9.1.2 — Los medios de evacuación deben iluminarse en todos los puntos, incluyendo ángulos e intersecciones de corredores y pasillos, escaleras, descansos y puertas de salida, con no menos de 10 lux medidos en el nivel del piso.

K.3.9.1.3 — Las escaleras que hagan parte de los medios de evacuación deben iluminarse con no menos de 100 lux medidos en los escalones.

K.3.9.1.4 — En auditorios, teatros y salas de conciertos, la iluminación puede reducirse a 2 lux durante la función.

K.3.9.1.5 — Toda iluminación debe disponerse en forma tal que si se presenta una falla en alguna unidad de iluminación, ésta no deje en oscuridad el área servida.

K.3.9.1.6 — La iluminación tiene que suministrarse por medio de una fuente que asegure razonable confiabilidad, tal como se exige, para el servicio eléctrico público.

K.3.9.2 — **LUCES DE EMERGENCIA** — Los medios de evacuación de toda edificación, excepción hecha de las del Grupo (R-1), deben estar provistos de las instalaciones indispensables para que haya luces de emergencia.

K.3.9.2.1 — El sistema de iluminación de emergencia debe alimentarse con dos fuentes independientes de suministro; una tomada de la acometida del edificio y derivada antes del control general de la edificación, pero después del contador, con circuitos e interruptores independientes en forma tal que al desconectar la corriente de los demás circuitos de la edificación ésta quede energizada, la otra tomada de una fuente auxiliar que garantice el funcionamiento del sistema en caso de un corte en la energía eléctrica.

K.3.9.2.2 — El sistema de iluminación de emergencia debe proveerse de manera tal que esté en servicio por no menos de 1.5 horas después de iniciarse el evento de falla del sistema principal de energía.

K.3.9.2.3 — El sistema de iluminación de emergencia debe proveerse de manera tal que no tenga menos de 10 lux, en promedio, medidos a nivel de piso, pero que no sea menor que 1 lux en ningún punto del recorrido, medido en el nivel del piso.

K.3.9.2.4 — El sistema de iluminación de emergencia puede disminuir con el tiempo, pero de manera que su nivel no sea menor de 6 lux, en promedio, y 0.65 en cualquier punto, medidos en el nivel del piso, al final del periodo de 1.5 horas.

K.3.9.2.5 — El sistema de iluminación de emergencia debe cumplir con las especificaciones de la norma NFPA 110 *Estándar para sistemas de fuentes de poder de emergencia y alternos*, u otra norma reconocida internacionalmente al respecto del mismo tema.

K.3.9.2.6 — Las unidades y baterías que integren el sistema de iluminación de emergencia deben certificar aprobación por UL925, *Estándar para equipos de iluminación y fuente de poder de emergencia*, u otro estándar reconocido internacionalmente al respecto del mismo tema.

K.3.9.2.1 — El sistema de iluminación de emergencia debe ensayarse periódicamente de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- **(a)** El funcionamiento del sistema debe probarse mensualmente por un tiempo no inferior a 30 segundos.
- **(b)** El funcionamiento del sistema debe probarse anualmente por un tiempo no inferior a 1.5 horas.
- **(c)** Durante la prueba anual debe medirse el nivel de iluminación en el nivel del piso.
- **(d)** Si el sistema de iluminación de emergencia tiene funciones de auto-ensayo y auto-diagnóstico, el sistema automático debe tener la capacidad de realizar un ensayo mensual por no menos de 30 segundos y un ensayo anual por no menos de 1.5 horas e indicar los resultados mediante un sistema luminoso. El sistema automático debe inspeccionarse visualmente, por lo menos, una vez al mes.
- **(e)** Debe mantenerse un registro escrito de las pruebas realizadas y sus resultados para sistemas de emergencia, automáticos o manuales.

K.3.9 3 — **CAMBIOS DE FUENTES** — Cuando el suministro de iluminación dependa de un cambio de una fuente de energía a otra, no debe haber una interrupción apreciable de la iluminación durante el cambio. Cuando la iluminación de emergencia la proporcione un generador operado por un motor primario, de gasolina o diesel (nunca eléctrico), no debe permitirse un retardo mayor a diez segundos.

K.3.10 — SEÑALIZACIÓN DE SALIDAS

K.3.10.1 — Toda señal requerida en la ubicación de medios de evacuación, debe dimensionarse y diseñarse con colores verde sobre blanco, tal como se especifica en la norma NTC 1461 Higiene y seguridad. Colores y señales de seguridad, en tal forma que sea claramente visible. La localización de estas señales debe ser tal que puedan ser vistas desde cualquier punto del recorrido y que guíen hacia la salida más cercana.

K.3.10.2 — Toda señal de los medios de egreso debe tener la palabra "SALIDA" escrita en caracteres legibles, no

menores de 150 mm de alto, y trazo no menor de 20 mm de ancho, iluminados por una fuente de energía confiable.

K.3.10.3 — La señal debe tener, además una flecha que indique la dirección apropiada, cuando no sea evidente cuál ha de seguirse para llegar a la salida más próxima.

K.3.10.4 — **RESTRICCIONES** — Las puertas, corredores o escaleras que, no siendo salida ni formen parte de un acceso de salida, estén localizadas en forma tal que se presten a equivocaciones deben señalizarse con un aviso que diga, "NO PASE" dispuesto de modo que no se confunda con los avisos de salida. No se permiten decoraciones, amoblado, o equipos que impidan la visibilidad de las señales de salida.

K.3.11 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO (A)

K.3.11.1 — **NUMERO DE SALIDAS** — En toda edificación o estructura, o sección de ésta, que se considere separada, debe haber, por lo menos dos medios de evacuación distantes entre sí tanto como sea posible.

K.3.11.1.1 — En espacios o áreas cerradas puede permitirse que haya una sola salida cuando la edificación tenga un área menor de 900 m^2, siempre que normalmente esté ocupada apenas por un centenar de personas y no contenga material de alta peligrosidad.

K.3.11.1.2 — La distancia de recorrido hasta cualquier medio único de salida no debe ser superior a 15 m si se tiene un sistema de extinción sin rociadores y a 30 m, en caso que sí los haya.

K.3.11.2 — **CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN** — La capacidad de un módulo de ancho de salida debe ser la que se prescribe, como sigue:

K.3.11.2.1 — Puertas — Remitirse a la tabla K.3.3-2

K.3.11.2.2 — Escaleras — interiores o exteriores: 75 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.11.2.3 — Rampas — Deben cumplir con lo estipulado en el numeral K.3.8

K.3.12 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION COMERCIAL (C)

K.3.12.1 — **CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN** — La capacidad de un módulo de ancho de salida debe ser la que en seguida se prescribe, según el elemento del cual se trate.

K.3.12.1.1 — Puertas que den directamente al exterior de la edificación o a nivel del piso, o cuyo nivel no exceda de éste en tres escalones por encima o por debajo: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.2 — Escaleras interiores o exteriores y ductos a prueba de humo: 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.3 — ***Rampas*** — Deben contar con una capacidad de 100 personas por módulo de ancho de salida, cumplir con lo estipulado en el numeral K.3.8.6 y con lo especificado en la norma NTC 4143 *Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas.*

K.3.12.1.4 — Salidas Horizontales: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.5 — En almacenes con área superior a 270 m^2, el número de puertas de salida al nivel de la calle o de puertas simplemente horizontales, debe ser suficiente para proporcionar los siguientes módulos de salida:

- **(a)** Uno por cada 100 personas, a nivel de la calle.
- **(b)** Uno por cada dos módulos requeridos para las escaleras que conduzcan al nivel de la calle desde pisos inferiores.
- **(c)** Uno y medio por cada dos módulos requeridos para escaleras que conduzcan al nivel de la calle.

- **(d)** Uno y medio por cada dos módulos requeridos para escaleras mecánicas que conduzcan al nivel de la calle, o donde éstas se utilicen como medio auxiliar de evacuación o de acceso a las salidas requeridas.

K.3.12.2 — **ACCESO A LAS SALIDAS** — El ancho total de los corredores que conduzcan a una salida, debe por lo menos ser igual al ancho que se haya fijado para ésta.

K.3.12.2.1 — En edificaciones del Grupo de Ocupación (C-2), con más de 270 m^2 en el piso a nivel de la calle, debe disponerse por lo menos de un corredor con ancho mínimo de 1.50 m, que conduzca directamente a una salida al exterior de la edificación.

K.3.12.3 — **NUMERO DE SALIDAS** — Las edificaciones del Grupo de Ocupación Comercial (C), deben tener el número de salidas especificado según lo siguiente:

K.3.12.3.1 — ***Edificaciones del Subgrupo de Ocupación Comercial Servicios (C-1)*** — Debe existir, por lo menos, dos salidas accesibles desde cualquier punto de todos los pisos, incluyendo los inferiores a nivel de la calle, con excepción de los que tengan salida directa a la calle o a un área abierta, con distancia total de recorrido no mayor de 30 m hasta la salida y carga de ocupación inferior a 100 personas.

Las salidas directas deben disponerse en el mismo nivel del piso, y cuando haya que atravesar escaleras éstas no podrán salvar en tramos individuales más de 4.50 m de altura, deben estar aisladas de cualquier otra parte de la edificación, y carecer de puertas dentro de su desarrollo.

K.3.12.3.2 — ***Edificaciones del Subgrupo de Ocupación Comercial Bienes (C-2)*** — Toda edificación o área clasificada en el Subgrupo C-2 debe contar por lo menos, con dos salidas separadas y accesibles desde cualquier lugar de la edificación, incluyendo los pisos colocados bajo el nivel de la calle. Únicamente las edificaciones o áreas de menos de 270 m^2 y cuyos puntos no disten entre sí más de 15 metros, pueden tener una sola salida.

K.3.13 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL (F)

K.3.13.1 — **CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN** — La capacidad por módulo de ancho de salida debe ser, según los elementos a que se refiere, como sigue y de acuerdo con las especificaciones de la NTC 4145 Accesibilidad de la Personas al Medio Físico. Edificios, escaleras, y NTC 4140 Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, pasillos, corredores:

K.3.13.1.1 — ***Puertas exteriores*** — 100 personas por módulo de ancho de salida. Una puerta se considera exterior cuando conduce directamente al exterior de la edificación a nivel del terreno, o su nivel no excede tres escalones por encima o, por debajo de éste.

K.3.13.1.2 — ***Escaleras interiores o exteriores*** — 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.13.1.3 — ***Rampas*** — Además de lo especificado en el numeral K.3.8, las rampas deben calcularse basándose en una capacidad de 100 personas por módulo de ancho de salida y cumplir con lo especificado en la norma NTC 4143 *Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Edificios, Rampas Fijas*

K.3.13.1.4 — ***Salidas horizontales*** —100 personas por módulo de ancho de salida, pero no más del 50% de la capacidad requerida de salida.

K.3.13.1.5 — En ocupaciones industriales especiales, hay que proporcionar los medios de evacuación en espacios ocupados por personas, sin considerar los que sirven exclusivamente a maquinaria y equipos.

K.3.13.2 — **DISTANCIA DEL RECORRIDO** — En edificaciones industriales con riesgos leves o altos, y en ocupaciones industriales generales y especiales, que requieran áreas de piso no divididas y distancias de recorrido superiores a 45 m, la movilización a las salidas debe efectuarse por medio de escaleras que conduzcan a través de muros cortafuego o de túneles de evacuación a prueba de humo, pasajes elevados o salidas horizontales. Cuando sea imposible proveer estos dispositivos puede permitirse el uso de distancias hasta de 90 m a la salida más próxima, siempre que en conjunto se observen los siguientes requisitos adicionales:

K.3.13.2.1 — Limitación a edificios de un piso, con acabados de difícil combustión y no productores de humo.

K.3.13.2.2 — Provisión de iluminación de emergencia.

K.3.13.2.3 — Provisión de sistemas automáticos de extinción, supervisados periódicamente.

K.3.13.2.4 — Provisión de ventilación por medios mecánicos o en virtud de una apropiada configuración arquitectónica de la edificación que evite que, dentro de un espacio de 1.80 m del nivel, los ocupantes se vean afectados por los humos o gases provenientes del fuego, antes de llegar a las salidas.

K.3.13.3 — **NUMERO DE SALIDAS** — Debe haber por lo menos dos salidas para cada piso o sección de éste, incluyendo los que quedan bajo el nivel de descarga.

K.3.13.3.1 — Las áreas con capacidad no mayor de 25 personas, con salida directa a la calle o a una zona abierta fuera de la edificación y a nivel de tierra, y en las que el recorrido desde cualquier punto hasta el exterior no exceda de 15 m, pueden tener una sola salida; ésta debe ubicarse sobre el propio nivel del piso y si es preciso atravesar escaleras, el recorrido vertical de cada tramo no ha de sobrepasar los 4.50 m. Deben estar aisladas de cualquier otra parte de la edificación y carecer de puertas en su desarrollo.

K.3.14 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACIÓN INSTITUCIONAL (I)

K.3.14.1 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-1)** — Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en el Subgrupo de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.1.1 — ***Accesos a las salidas*** — Los diferentes tipos de accesos a las salidas deben cumplir los requisitos especificados a continuación:

Puertas — Todo salón debe tener una puerta de acceso a un corredor provisto de salida, excepto cuando las que posea, abran directamente al exterior. Las puertas que sirven al interior de un corredor deben tener un retroceso para que prevenga interferencias con el tránsito del corredor. Cualquier puerta que no disponga de tal artificio debe abrir en un ángulo de 180° hasta parar contra el muro.

Corredores y mezanines — Los pasillos, corredores o rampas que sirvan de acceso a una salida, deben tener ancho mínimo de 1.20 m como acceso a una salida, pero sin que sus trayectos ciegos excedan de los 6 m. Todo corredor tiene un ancho mínimo 1.20 m, el cual debe estar siempre libre de obstrucción por parte de cualquier clase de maquinaria fija o móvil. Donde se utilicen corredores exteriores o mezanines como medio de evacuación, éstos deben conducir a una salida situada a una distancia no mayor de 45 m, medida desde cualquier punto del corredor o mezanine.

Salones bajo el nivel de descarga — Los salones o espacios situados bajo el nivel de descarga de salidas, deben tener acceso por lo menos a una salida que conduzca al exterior de la edificación en el nivel de descarga de las salidas o a nivel del terreno, sin tener que pasar por el piso superior.

Ventanas — Cada salón o espacio utilizado para enseñanza, debe estar provisto, al menos, de una ventana exterior utilizable para rescate de emergencia, a menos que el salón disponga de una puerta que conduzca directamente al exterior del edificio.

K.3.14.1.2 — ***Distancia de recorrido*** — Es preciso que la distancia de recorrido no supere los siguientes valores:

(a) Entre cualquier puerta de una edificación considerada como acceso de salida y una salida: 30 m
(b) Entre cualquier punto de una habitación y una salida: 45 m.
(c) Entre cualquier punto de una habitación utilizada para el cuidado de enfermos y una puerta de dicha habitación para el acceso de una salida: 15 m.

K.3.14.1.3 — ***Medios de salida*** — En edificaciones Institucionales de Reclusión, es preciso que las puertas tengan cerraduras que impidan la libre circulación y es conveniente que haya sistemas de apertura de las puertas por control remoto.

K.3.14.2 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-2)** — Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en el Subgrupo de Ocupación Institucional Salud o Incapacidad (**I**-2), deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.2.1 — ***Capacidad de los medios de evacuación*** — La capacidad de los medios de evacuación por escaleras debe ser de 22 personas por módulo de ancho de salida y la de los medios de evacuación de recorrido horizontal (sin escaleras), tales como puertas y corredores, de 30 personas por módulo de ancho de salida. La velocidad de evacuación para estos casos debe ser de 22 a 30 personas por minuto y por módulo de ancho de salida.

La capacidad de los medios de evacuación protegidos en todo su recorrido mediante un sistema debidamente aprobado de rociadores automáticos, puede aumentarse a 35 personas por módulo de ancho de salida para medios de evacuación por escaleras y a 45 personas por módulo de ancho de salida, para medios de evacuación horizontales sin escaleras.

K.3.14.2.2 — ***Número de salidas*** — Los dormitorios de pacientes deben estar provistos de sendas puertas de acceso a corredores que conduzcan a una salida. Los pasillos, corredores y rampas de salida deben tener ancho libre mínimo de 2.40 m; en cualquier ala de alcobas con áreas mayores de 200 m^2, debe haber por lo menos dos puertas de salida, tan separadas entre sí como sea posible.

K.3.14.2.3 — ***Medios de salida*** — Las puertas de salida utilizadas para el desplazamiento de camas y camillas deben tener por lo menos 1.10 m de ancho. Es preciso que las puertas dispongan de un sistema de apertura contra pánico, excepto las que evacuen una carga de ocupación inferior a 75 personas.

K.3.14.3 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-3)** — Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en los Subgrupos de Ocupación Institucional Educación (I-3), Seguridad Pública (I-4) y Servicio Público (I-5) deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.3.1 — ***Capacidad de los medios de evacuación*** — Toda edificación educacional y de seguridad o Servicio Público, y cualquiera de sus secciones o áreas que se consideren separadamente deben tener el número de salidas suficiente para que según su capacidad, se ofrezcan uno o más de los siguientes tipos de salidas:

Puertas exteriores — 30 personas por módulo de ancho de salida. Una puerta se considera exterior cuando conduce directamente al exterior de la edificación a nivel del terreno, o su nivel no excede tres escalones por encima o, por debajo de éste.

Escaleras interiores y exteriores o de incendio — 22 personas por módulo de ancho de salida.

Salidas horizontales — 30 personas por módulo de ancho de salida

Rampas — Deben cumplir con lo estipulado en el numeral K.3.8.6 y contar con una capacidad de 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.14.3.2 — ***Ancho mínimo de corredores*** — Abarcará el número de módulos de ancho de salida que determine el número de ocupantes del área en cuestión según lo estipulado en la tabla K.3.3-2, y no debe hallarse obstruido por equipos movibles. Las puertas que abren hacia el interior de un corredor de salida, deben tener un retroceso que prevenga interferencias con el tránsito del corredor; cualquier puerta que carezca de retroceso debe abrirse en un ángulo de 180 grados hasta parar contra el muro.

K.3.14.3.3 — Los módulos de ancho de salida o las fracciones de ellos que se requieran para cualquier piso individual pueden servir simultáneamente a todos los niveles por encima del primer piso o del piso del nivel de descarga.

K.3.14.3.4 — ***Número de salidas*** — Cada área de piso debe disponer, por lo menos, de dos salidas. Todo

espacio con capacidad mayor de 50 personas o con más de 90 m^2 de área, debe disponer, de por lo menos, de 2 puertas de salida tan separadas como sea posible; estas puertas han de dar acceso a salidas diferentes o a corredores comunes que conduzcan a salidas separadas en direcciones opuestas.

K.3.15 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION (L)

K.3.15.1 — **CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN** — Todo sitio de reunión tiene que contar con un número de salidas suficiente como para satisfacer la capacidad total del recinto, tales salidas deben cumplir los requisitos siguientes.

K.3.15.1.1 — Ningún medio de evacuación puede medir menos de dos módulos de ancho de salida.

K.3.15.1.2 — Debe haber una salida principal cuyo ancho sea el necesario para acomodar la mitad de la carga total de ocupación, pero sin que resulte menor del ancho total indispensable para todo corredor, pasillo o escalera que desemboquen en ella y de manera que el nivel de salida se coloque al exterior o se conecte a una rampa o escalera dirigida a cualquier vía pública.

K.3.15.1.3 — Cada nivel de un sitio de reunión debe tener acceso a la salida principal y salidas suficientes para evacuar las dos terceras partes de la carga de ocupación total del nivel en flujo continuo, con promedio de 60 personas por minuto, por módulo de ancho de salida. Estas salidas deben conducir directamente a una vía pública, o a patios, escaleras protegidas, escaleras exteriores o pasillos que conduzcan a una calle y estar localizadas tan lejos como sea posible de la salida principal. Cuando se disponga únicamente de dos salidas, cada una debe tener el ancho suficiente para recibir, por lo menos, la mitad de la carga de ocupación total.

K.3.15.2 — **ACCESOS A LAS SALIDAS** — Toda sección de edificación del grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L), que aloje asientos, mesas u otros objetos, debe estar provista de pasillos que conduzcan a las salidas.

K.3.15.2.1 — Todo pasillo debe tener un ancho mínimo de 900 mm cuando sirva a más de 60 asientos sobre un lado y no menos de 1.20 m cuando sirva a asientos sobre ambos lados. Estos anchos mínimos deben medirse en el punto más alejado de cualquier salida, pasillo cruzado o salón de entrada. El ancho mínimo debe incrementarse en 35 mm por cada 1.5 m de longitud hacia la salida, pasillo cruzado o salón de entrada.

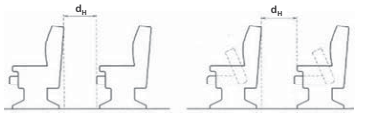
K.3.15.2.2 — Todo pasillo que sirva a 60 asientos o menos no debe tener menos de 750 mm de ancho.

K.3.15.2.3 — Los pasillos deben terminar en una salida, pasillo cruzado o salón de entrada y su ancho no debe ser menor que la suma del requerido para el pasillo más amplio y el 50% del ancho agregado delos demás pasillos. La máxima pendiente de todo pasillo inclinado se limita al 13%.

K.3.15.3 — **FILAS DE ASIENTOS** — Las filas de asientos dispuestas en lugares de reunión deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.15.3.1 — Una fila de asientos no puede tener más de 100 sillas, si tiene acceso a través de ambos de sus extremos, o no más de 50 sillas, si reacceso se hace sólo desde uno de sus extremos.

K.3.15.3.2 — La distancia horizontal libre entre filas de asientos, medida tal como se muestra en la figura K.3.15-1, no debe exceder los valores dados en la Tabla K.3.15-1, cuando existen corredores en ambos extremos de las filas.



a) Asiento fijo **b) Asiento auto-basculante**

Figura K.3.15-1 — Medida de la distancia horizontal entre filas.

Tabla K.3.15-1
Distancias horizontales libres entre filas de asientos

Máximo número de sillas entre corredores	Distancia horizontal libre entre filas, mm
14	300
18	350
24	400
30	450
36	500
42	550
48	600
54	650
60	700
66 a 100	750

K.3.15.3.3 — Si uno solo de los extremos de una fila de asientos da a un corredor, el número máximo de sillas en la Tabla K.3.15-1 debe dividirse por 2.

K.3.15.3.4 — Los asientos sin brazos divisorios tienen limitada su capacidad a 450 mm lineales por persona.

K.3.15.4 — **MEDIOS DE SALIDA** — Las puertas deben llevar directamente al exterior o a un espacio o pasaje que sin interferencias conduzca a aquel.

K.3.15.4.1 — Las puertas que linden con pasillos y las de locales o espacios con cargas de ocupación mayores de 100, deben tener un sistema de apertura contra pánico; a tal fin puede servir un dispositivo que permita abrir la puerta y levantar el pestillo mediante una fuerza del orden de 75 N aplicada en la dirección de evacuación o una barra o panel cuya zona de activación esté a no menos de la mitad del ancho de la hoja de la puerta y a una altura sobre el piso variable entre 0.75 y 1.10 m.

K.3.15.4.2 — ***Rampas*** — Los lugares de reunión con carga de ocupación superior a 1000, deben disponer de rampas según lo estipulado en el numeral K.3-6.

K.3.16 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION MIXTO (M)

K.3.16.1 — **DISTANCIA DE RECORRIDO** — Cuando no sea posible proceder de acuerdo con lo establecido para Grupos de Ocupación específicos, en la determinación del recorrido, éste quedará limitado a un máximo de 30 m.

K.3.16.1.1 — Esta distancia de recorrido puede aumentarse a 45 m en estructuras dotadas con equipos automáticos o de detección y extinción de incendios.

K.3.17 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION ALTA PELIGROSIDAD (P)

K.3.17.1 — En todos los casos en los que las edificaciones o espacios se clasifiquen como de alta peligrosidad, las salidas deben ser del tipo y número que permitan a todos los ocupantes salir de la edificación o estructura o del área de peligro al exterior a un lugar seguro, mediante un trayecto inferior a 22 m.

K.3.17.2 — La capacidad de las salidas no debe ser inferior a la requerida para una capacidad de 30 personas por módulo de ancho de salida cuando la salida sea a través de escaleras interiores o exteriores o para 50 personas por módulo de ancho de salida cuando la salida sea a través de puertas a nivel del terreno, o por salidas horizontales o rampas.

K.3.18 — REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL (R)

K.3.18.1 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-1)** — Los medios de evacuación de las edificaciones del Subgrupo de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.1.1 — ***Número de salidas*** — Se permite que haya una sola salida por piso en el caso de edificaciones unifamiliares y bifamiliares de las siguientes características: construida con materiales incombustibles, con una altura inferior a 9 m, un área por piso que no exceda de 200 m^2 y una distancia máxima de travesía de 15 m.

K.3.18.1.2 — ***Medios de salida*** — No es necesario que las puertas se abran en la misma dirección de evacuación.

- **(a)** Las puertas de entrada y salida deben estar provistas de cerraduras y tener un sistema de iluminación adecuado.
- **(b)** Se requiere que las puertas de las unidades de vivienda tengan cerraduras provistas de perillas con botón que impida la apertura por otro medio que facilite las llaves; puede, además, proveérseles de una cadena que facilite su apertura parcial y de un sistema de visión que permita a quien esté en el interior de la habitación, ver a cualquier persona colocada en la parte de afuera.
- **(c)** Las ventanas dispuestas para su apertura deben estar dotadas de un sistema de cerradura en los marcos que sólo se abra desde el interior.

K.3.18.2 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-2)** — Los medios de evacuación del Subgrupo de Ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.2.1 — ***Número de salidas*** — Se acepta que haya una salida por piso en edificaciones multifamiliares, siempre que cumplan con las especificaciones siguientes: construida con materiales incombustibles, con una altura inferior a 15 m, un área por piso que no exceda de 400 m^2 y una distancia máxima de travesía de 15 m.

K.3.18.2.2 — Todo dormitorio de edificaciones residenciales colocado a menos de cinco pisos debe tener al menos una ventana libre para su apertura o una puerta exterior dispuesta para evacuación o rescate.

K.3.18.2.3 — Se admite que cualquier unidad de vivienda tenga una sola salida, siempre que ésta vaya directamente a una vía pública al nivel del terreno, una escalera exterior o a una escalera interior a prueba de incendios que no forme parte del apartamento servido.

K.3.18.2.4 — La distancia de recorrido desde la puerta de entrada a una habitación hasta la salida más próxima no debe exceder 45 m y 35 m respectivamente, según que las edificaciones tengan un sistema de rociadores o carezcan de él.

K.3.18.2.5 — ***Medios de salida*** — Los medios de salida deben cumplir los requisitos siguientes:

- **(a)** En edificaciones multifamiliares, es indispensable que las puertas se abran en la misma dirección de evacuación.
- **(b)** Las puertas de entrada y salida deben estar provistas de cerraduras y de un sistema de iluminación adecuado.
- **(c)** Las ventanas aptas para su apertura, deben tener un sistema de cerradura en los marcos que permita abrirlos únicamente desde el interior.

K.3.18.2.6 — ***Escaleras interiores*** — Las escaleras interiores de apartamentos y de edificios residenciales de dos pisos, con carga de ocupación inferior a 10, pueden construirse teniendo en cuenta una huella mínima de 210 mm y una contrahuella máxima de 210 mm.

K.3.18.3 — **REQUISITOS ESPECÍFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-3)** — Los medios de evacuación de las edificaciones del Subgrupo de Ocupación Residencial Hoteles (R-3) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.3.1 — ***Capacidad de los medios de evacuación*** — Las salidas a nivel de la calle deben proyectarse con base en los siguientes módulos de ancho de salida:

- **(a)** Un módulo por cada 100 personas de capacidad en el acceso principal, para puertas y otros niveles de salida, incluyendo aquellos cuyo inicio se encuentre a 600 mm o 3 escalones bien sobre, o bajo el nivel de la calle.
- **(b)** Un módulo por cada 75 personas de capacidad en el acceso principal, para escaleras u otras salidas que requieran descenso al nivel de la calle.
- **(c)** Un módulo y medio de salida por cada dos módulos requeridos para escaleras que, descendiendo de los pisos superiores, conduzcan directamente al nivel de la calle.
- **(d)** Un módulo y medio de salida por cada dos módulos requeridos para escaleras que, ascendiendo de los pisos inferiores, conduzcan directamente al nivel de la calle.

Cada piso bajo el nivel de descarga de salida debe tener salidas suficientes para la carga de ocupación y del mismo piso, sobre la base de una salida por cada 100 personas en travesías al mismo nivel y una salida por cada 75 personas en travesías por escaleras de más de 3 escalones. Las salidas de pisos sobre el nivel de descarga debe tener el mínimo de módulos de salida indispensable para que se cumplan los requisitos del numeral K.3.18.3.1

K.3.18.3.2 — ***Número de salidas*** — Todos los pisos, inclusive aquellos que se encuentran bajo el nivel de salidas o el nivel ocupado para propósitos públicos, deben tener por lo menos dos salidas.

Cualquier habitación con capacidad inferior a 50 personas, puede tener una sola salida, siempre y cuando dé a la calle o al nivel del terreno y ningún punto de la habitación esté a más de 15 m de dicha salida, medidos a lo largo del recorrido normal.

Puede tenerse una salida por piso en edificaciones de menos de dos pisos o de 9 m de altura, siempre que la distancia máxima de recorrido sea de 24 m y que se cuente con un sistema automático extintor de incendios.

K.3.18.3.3 — ***Distancia de recorrido*** — La distancia de recorrido del extremo de una alcoba a su corredor de salida no debe ser superior a 15 m.

■

CAPÍTULO K.4
REQUISITOS ESPECIALES PARA VIDRIOS, PRODUCTOS DE VIDRIO Y SISTEMAS VIDRIADOS

K.4.1 — GENERAL

K.4.1.1 — **ALCANCE** — Las estipulaciones de este Capítulo se refieren a requisitos generales de diseño, de seguridad y constructivos, que deben aplicarse a:

- **(a)** Vidrios, vidrieras, ventanales y productos de vidrio para uso en edificaciones.
- **(b)** Láminas de vidrio verticales e inclinadas para uso en sistemas vidriados en fachadas.
- **(c)** Láminas de vidrio para pisos y elementos estructurales de vidrio.
- **(d)** Elementos complementarios en sistemas de vidriado.

K.4.1.2 — **DEFINICIONES** — Para la correcta interpretación del Reglamento contenido en este Capítulo, se adoptan las definiciones siguientes:

Abertura de perfil o galce (Rabbet) —Una sección "L" que puede estar revestida con vidrio o puede recibir un sello perimetral o pisavidrio removible para retener la lámina de vidrio en su lugar.

Choque térmico (Thermal shock) — Cambio abrupto de temperatura impuesto sobre un elemento de vidrio.

Cuñas o calzos de apoyo (Setting blocks) — Extrusiones de neopreno, EPDM (caucho sintético etileno propileno dieno tipo M ASTM), silicona, caucho u otro material aceptable como equivalente a los anteriores, generalmente rectangulares, sobre las cuales se coloca el borde inferior del producto de vidrio para soportar efectivamente el peso.

Cinta celular (Cellular strip) — Cintas hechas de caucho sintético autoadhesivo.

Compuesto bicomponente elástico (Two-part rubberizing compound) — Compuesto flexible para vidriado, aplicado a mano o con pistola, que cuando se mezcla cura para formar un material elástico.

Doble vidriado (Double glazing) — Vidriado aislante que incorpora dos láminas de vidrio separadas por una cámara de aire.

Grado de Desempeño – GD (Performance Grade – PG) — Indicador numérico que define el comportamiento del producto de vidriado para tragaluces o claraboyas, designado de acuerdo con los resultados de la realización exitosa de los ensayos aplicables citados en el Capítulo 5 de la norma AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440-08.

Sello perimetral o Junquillo (Bead) — Sellante aplicado en una junta sin importar el método de aplicación.

Lámina (Lite) — Término arquitectónico para lámina u hoja de vidrio. Lámina u hoja que compone un vidrio laminado

Material de vidriado (Glazing material) — Elementos de vidrio, incluyendo vidrio recocido, vidrio con recubrimiento orgánico, vidrio templado, vidrio laminado, vidrio armado, o combinaciones donde estos son usados.

Materiales para vidriado de seguridad (Safety glazing materials) — Estos son productos orgánicos o inorgánicos, construidos o tratados de tal manera que reduzcan la posibilidad de lesión a las personas como resultado de contacto con ellos, sea o no que se rompan. El Vidrio monolítico recocido de cualquier espesor no es considerado como material para vidriado de seguridad. Los Materiales para vidriado de seguridad deben cumplir los requisitos de la especificación ANSI Z97.1- 2004e. Ver Vidrio de Seguridad.

Material plástico de vidriado (Plastic glazing material) — Una hoja sencilla de material plástico sintético, una combinación de dos o más de tales hojas laminadas entre sí, o una combinación de material plástico y material de refuerzo en forma de fibras o escamas. Este material contiene como ingrediente esencial una sustancia orgánica de gran peso molecular, que es sólido en su estado terminado y al cual, en alguna etapa de su fabricación o procesamiento para llegar a ser un artículo acabado, se le puede dar forma por flujo.

Muro Cortina* o *Fachada Flotante (Curtain Wall) — Es el sistema que proporciona aislamientos relacionados con la luz, calor, ruido y viento, agregando carga a la estructura sin hacer parte del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

Pisavidrio (Bead) — Pieza de pequeña sección que sirve para la fijación de los vidrios y paneles al marco.

Sistema de Baranda (Guard System) — Un sistema de protección a lo largo de los bordes de lugares accesibles como de terrazas, balcones, techos, plataformas, rampas, escaleras o descansos, que es diseñado para minimizar la probabilidad de una caída accidental desde la superficie de tránsito peatonal.

Tragaluz, Vidrio Inclinado o Claraboya (Skylight) — Vidrio plano que se instala en un ángulo mayor a 15° de la vertical en el exterior de un edificio.

Unidad de doble vidriado (Double glazing unit) —. Dos láminas de vidrio separadas por una cavidad sellada permanentemente y que cumple los requisitos de la especificación ASTM E2190-08.

Ventana de observación (Sight glass) — Ventana de vidrio para un puerto de visualización, por lo general para un sistema presurizado por ejemplo en piscinas.

Ventanal o ventanaje (Fenestration) — Panel de vidrio, unidad de ventana, tragaluz, puerta o muro cortina o fachada flotante en el exterior de una edificación.

Vidrio Endurecido químicamente (Chemically strengthened) — Vidrio al que se ha realizado intercambio de iones para producir una capa sometida a esfuerzos de compresión en la superficie tratada.

Vidriado (Glazing) — 1) Término genérico usado para describir un material que cubre un vano como vidrio, láminas, etc. 2) El proceso de instalar un material que cubre un vano en una abertura preparada para ventanas, puertas, paneles, particiones, etc.

Vidriado seco (Dry glazing) — Es la designación común para sistemas que utilizan empaques de caucho extruídos como uno o los dos sellos del vidriado. El desempeño no es afectado de la misma manera que los sistemas de vidriado húmedo, por factores como la instalación, intemperie, mano de obra y compatibilidad. También se conocen como sistemas vidriados de compresión del empaque.

Vidrio (Glass) — Producto inorgánico de fusión, constituido principalmente por compuestos de silicio, calcio y sodio, que se han enfriado hasta adquirir un estado rígido sin cristalización.

Vidrio Armado (Wired glass) — Vidrio plano con una capa de malla de alambre totalmente incluida en el vidrio y que cumple los requisitos de la especificación NTC 1909 (2009).

Vidrio con recubrimiento orgánico (Organic-coated glass) — Ensamble que consiste de una lámina de vidrio con una o ambas superficies cubiertas con 1) Una película o lámina orgánica adhesiva o; 2) Un recubrimiento aplicado. Cuando un vidrio con recubrimiento orgánico se quiebra numerosas grietas aparecen, pero los fragmentos de vidrio tienden a adherirse al material orgánico aplicado. Vidrio que cumple los requisitos de la especificación ASTM C1048-04.

Vidrio curvado (Bent Glass) — Vidrio Plano al cual se le ha dado forma curva a través de un elemento curvo cuando ha estado caliente y que cumple con los requisitos de la especificación ASTM C1464-06.

Vidrio Decorativo (Decorative glass) — Vidrio tallado, cubierto con plomo o Vidrio Dalle, o material para vidriado cuyo propósito es decorativo o artístico, y no funcional. En este vidrio el color, textura u otras cualidades o componentes del diseño no pueden ser removidos sin destruir el material para vidriado, y su superficie, o el ensamble dentro del que se incorporará, se divide en segmentos.

Vidrio de Seguridad (Safety glass) — Vidrio plano (incluso curvado) de tal forma fabricado, tratado, procesado o combinado con otros materiales que al romperse por contacto humano, la probabilidad y/o gravedad del corte y las heridas por esquirlas producidas por tal contacto es reducida. Ver Materiales para Vidriado de Seguridad. Vidrio que cumple los requisitos de la especificación ANSI Z97.1- 2004e.

Vidrio Estirado (Drawn Glass) — Vidrio plano elaborado mediante estirado contínuo y que cumple los requisitos de

la especificación NTC1804 (1990).

Vidrio fabricado con rodillos de laminación (Rolled glass) — Vidrio plano formado mediante un proceso con rodillos.

Vidrio Flotado (Float glass) — Vidrio plano que ha sido formado sobre un metal fundido, por lo general estaño y que cumple los requisitos de la especificación NTC 1909 (2008).

Vidrio Impreso o Grabado (Patterned Glass) — Vidrio plano que tiene un patrón en una o ambas superficies y que cumple los requisitos de la especificación NTC 1909 (2008)

Vidrio Laminado (Laminated Glass) — Un ensamble que consiste de al menos una lámina de vidrio adherida a al menos otra lámina de vidrio o material plástico de vidriado, con una entrecapa orgánica. NOTA: Cuando el Vidrio laminado se rompe aparecen numerosas grietas pero los fragmentos de vidrio tienden a adherirse a la entrecapa. Vidrio que cumple los requisitos de la especificación ASTM C1172:09.

Vidrio Plano (Flat Glass) — Término general que comprende vidrio estirado, vidrio cilindrado, vidrio flotado y diversas formas de vidrio fabricado con rodillos de laminación y que cumple los requisitos de las especificaciones de las normas NTC 1909 (2008) o NTC 1804 (1990).

Vidrio-plástico para vidriado de seguridad — El término incluye laminados con una o más capas de vidrio y una o más capas de plástico.

Vidrio Recocido (Annealed glass) — Es una lámina de vidrio plano, monolítico, de espesor uniforme en el cual los esfuerzos superficiales residuales son cercanos a cero.

Vidrio Spandrel (Spandrel glass) — Vidrio arquitectónico que se utiliza en las áreas donde no hay visibilidad o como material de fachada para edificios y que cumple los requisitos aplicables de la especificación ASTM C1048-04.

Vidrio Templado (Fully tempered glass) — Vidrio plano que ha sido tratado térmicamente hasta obtener una compresión alta en la superficie o el borde y que cumple los requisitos de la especificación ASTM C1048-04. Cuando se rompe en cualquier punto, la pieza entera se fragmenta en pequeños pedazos que tienen bordes relativamente romos en comparación con los bordes de las piezas rotas de vidrio recocido.

Vidrio Termoendurecido (Heat-strengthened glass) — Vidrio plano que ha sido tratado térmicamente hasta lograr una compresión moderada en la superficie o en el borde, y que cumple los requisitos de la especificación ASTM C1048-04.

Vidrio Transparente (Transparent glass) — Vidrio que transmite la luz y permite una visión clara a través del mismo y que cumple los requisitos de la especificación NTC 1909 (2008) o de la NTC 1804(1990) según sea vidrio flotado o vidrio estirado respectivamente.

Vidrio Traslúcido (Translucent glass) — Vidrio que transmite la luz con grados variables de difusión de forma que la visión no es nítida. Nota: La difusión de la luz se puede producir mediante la impresión de un patrón en la superficie del vidrio en el proceso de fabricación, o mediante un tratamiento superficial después de la fabricación, por ejemplo grabado con chorro de arena o grabado químico.

Vidrio Tratado Térmicamente (Heat Treaterd Glass) — Término general para el vidrio que se ha sometido a un tratamiento térmico caracterizado por un enfriamiento rápido para producir una capa superficial sometida a esfuerzo de compresión.

K.4.2 — REQUISITOS DE DISEÑO

K.4.2.1 — Los elementos no estructurales de vidrio deben cumplir con las especificaciones del Capítulo A.9, y además con K.4.2.2, K.4.2.3, K.4.3 y K.4.4. Los elementos estructurales de vidrio deben cumplir con las especificaciones del Capítulo A.8, y además con K.4.2.3, K.4.3 y K.4.4.

K.4.2.2 — Los elementos del marco se deben diseñar de acuerdo con las especificaciones de estas normas para el material empleado. El diseño de los elementos de soporte metálicos debe cumplir con especificaciones aplicables del Título F.

Tabla K.4.2-0
Características físicas y mecánicas convencionales de productos de base vítrea

Característica	Símbolo	Valor numérico y unidad
Densidad (a 18 ºC)	ρ	2500 kg/m^3
Dureza		6 unidades (escala de Mohs)
Módulo de Young (módulo de elasticidad)	E	7 x 10^{10} Pa
Índice de Poisson	μ	0.2
Calor específico	c	0.72 x 10^3 J/(kg*K)
Coeficiente medio de dilatación lineal entre 20 ºC y 300 ºC	α	9 x 10^{-6} K^{-1}
Conductividad térmica	λ	1 W/(m*K)
Índice de refracción medio en el espectro visible (380 nm a 780 nm)	n	1.5

K.4.2.3 — **ESPESORES DE LAS LÁMINAS DE VIDRIO** — El espesor de una lámina de vidrio debe determinarse teniendo en cuenta sus dimensiones, la relación largo / ancho, los lados apoyados, la probabilidad de rotura, la condición de la superficie del vidrio, deflexiones máximas permitidas, y las cargas inducidas por el viento u otra causa, que actúen normalmente sobre la lámina, así como la duración de dichas cargas. Debe tenerse en cuenta el tipo de vidrio utilizado. Para vidrios laminados y unidades de vidrio aislante se debe evaluar la interacción de las capas o láminas componentes.

Para el dimensionamiento de espesores de láminas de vidrio sometidas a cargas de viento, empozamiento y peso propio, con una magnitud combinada total menor que o igual a 10 kPa, se permite el uso del método establecido en la norma ASTM E1300-09a.

Adicionalmente, para el dimensionamiento de espesores de láminas y selección de tipos de vidrio, se deben considerar otros parámetros como esfuerzos térmicos, rotura espontánea de vidrios templados, efectos de escombros llevados por el viento, efectos sísmicos, flujo de calor, marcas en el borde, atenuación de ruido, consecuencias potenciales después de la rotura, comportamiento de fragmentos de vidrio después de la rotura, resistencia al impacto humano accidental y otros. (Véanse los numerales K.4.2.4.3 y K.4.4).

K.4.2.3.1 — ***Espesores de las láminas de material plástico para vidriado*** —Para la determinación de espesores de las láminas de material plástico para vidriado se deben seguir las especificaciones del fabricante. Los materiales plásticos para vidriado deben cumplir con las especificaciones de seguridad y construcción especificadas en K.4.3 y K.4.4.

K.4.2.4 — CARGAS

K.4.2.4.1 — ***Cargas de Viento*** — Los componentes exteriores de vidriados, ventanales y vidrieras de toda instalación, conformados por láminas de vidrio, deben diseñarse para resistir las presiones inducidas por las cargas de viento, evaluadas de acuerdo con el Título B.

K.4.2.4.2 — ***Efectos Sísmicos*** — Los componentes exteriores de vidriados, ventanales y vidrieras de toda instalación, *conformados por láminas de vidrio,* deben diseñarse para resistir las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, evaluadas de acuerdo con el Capítulo A.2, para elementos estructurales, y de acuerdo con el Capítulo A.9, para elementos no estructurales.

K.4.2.4.2.1 — Cuando el diseño se ejecuta de acuerdo con el Capítulo A.9, la fuerza sísmica debe considerarse actuando perpendicularmente al plano del sistema vidriado.

K.4.2.4.2.2 — Para efectos de clasificación en función del Grado de Desempeño relacionado con los efectos sísmicos, debe tenerse en cuenta las definiciones del Capítulo A.9.2:

(a) ***Superior*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia de un sismo.
(b) ***Bueno*** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo.
(c) ***Bajo*** — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables.

K.4.2.4.3 — ***Esfuerzos Térmicos*** — Los esfuerzos térmicos son causados generalmente por diferencias de temperatura entre los bordes cubiertos y el centro del vidrio. Los esfuerzos en el centro del vidrio aumentan al aumentar la diferencia de temperatura entre el borde y el centro. La probabilidad de rotura aumenta a la vez que el esfuerzo térmico aumenta.

Se recomienda realizar un análisis individual para cada proyecto de construcción donde se considere que los esfuerzos térmicos tengan relevancia.

En el proceso de diseño y selección deben considerarse todos los requisitos de diseño estructural para vidrio especificados en K.4.2, así como los requisitos de seguridad de K.4.3. Si después de considerar dichos aspectos el vidrio se sigue encontrando apto deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

(a) Para vidrio recocido se sugiere hacer una evaluación de esfuerzos térmicos, como la presentada en ASTM STP 1434 (páginas 105 a 118) donde se calculan las tensiones admisibles asociadas con la probabilidad de rotura escogida por el diseñador.
(b) La rotura del vidrio recocido por esfuerzos térmicos ocurre cuando el esfuerzo térmico excede la resistencia del borde del vidrio. Con el uso del vidrio templado y el vidrio termoendurecido normalmente se evita la rotura debida a esfuerzos térmicos.
(c) Entre mayor sea la absorción de calor en el vidrio, mayor es el esfuerzo térmico. Los vidrios con color y los reflectivos tienen mayor absorción de calor y por lo tanto son más susceptibles de rotura por esfuerzos térmicos.
(d) De tratarse de vidrio laminado se pueden realizar ensayos como los especificados en ASTM F1233-06 en los numerales 7.5, 8.0 y en el apéndice A.

K.4.2.4.3.1 — En la evaluación preliminar de esfuerzos térmicos se sugiere considerar la influencia de, entre otros, los siguientes aspectos:

(a) Disipadores térmicos.
(b) Magnitud de la mordedura en el borde del vidrio.
(c) Sombras verticales, horizontales o diagonales.
(d) Utilización de láminas con formas triangulares o redondeadas.
(e) Trampas de calor no ventiladas.
(f) Rótulos aplicados en la superficie del vidrio.
(g) Vidrio reflectivo con recubrimientos aplicados en las superficies.
(h) Unidades selladas dobles o triples.
(i) Elementos del marco en el exterior.
(j) Desportillados en concha, daños por impacto u otros daños en el borde del vidrio.
(k) Orientación de las superficies vidriadas.
(l) Áreas de los bordes del vidrio.
(m) Posibles roturas por causas que no son térmicas y que pueden estar relacionadas con el tipo de marco.
(n) Sombras interiores por cortinas, persianas u otros elementos.
(o) Superficies reflectantes adyacentes tales como agua o vidrios reflectivos.
(p) Color y características de absorción de calor del vidrio.
(q) Relación largo/ancho.
(r) Tipo, masa, conducción térmica y color de los elementos del marco.
(s) Sombras exteriores por retrocesos, proyecciones o voladizos.
(t) Bordes del vidrio dentados o con marcas, desportillados o astillados.
(u) Temperatura exterior, temperatura interior y flujo de aire.
(v) Altitud.

(w) Intensidad solar
(x) Vidrio recocido incoloro con espesores superiores a 6 mm

K.4.2.4.3.2 — Es necesario estimar o calcular el nivel de los esfuerzos de borde inducidos al vidrio que es sometido a un conjunto de condiciones definidas. El mejor método para calcular los esfuerzos de borde para una situación dada es usar técnicas de Análisis de Elementos Finitos, para lo cual es necesario desarrollar un modelo detallado que represente con exactitud la situación bajo consideración incluyendo una descripción detallada de la geometría y de las condiciones de exposición. Se recomienda que se use un Análisis de Elementos Finitos detallado especialmente para todos los proyectos de magnitud significante, particularmente para aquellos que contienen grandes láminas de vidrio, un gran número de láminas de vidrio, o condiciones inusuales de vidriado y construcción.

K.4.2.4.3.3 — Se debe determinar una probabilidad de rotura aceptable y la tensión admisible asociada, que deben ser consistentes con las expectativas del proyecto. La probabilidad de rotura aceptable para una situación particular se debe basar en varios factores en los que se incluyen el número de láminas en la edificación y las consecuencias asociadas con las fallas térmicas. El profesional de diseño debe determinar la probabilidad de rotura aceptable para cada aplicación con base en cada situación única. La selección final de la probabilidad de rotura aceptable es responsabilidad del profesional de diseño. Sin embargo es recomendable que no sea superior al 0.8%.

K.4.2.4.4 — ***Otras Cargas*** — Adicionalmente a las cargas consideradas en K.4.2.4.1 y K.4.2.4.2, los componentes exteriores de vidriados, ventanales y vidrieras de toda instalación, conformados por láminas de vidrio, deben diseñarse considerando los efectos de otras cargas como peso propio, lluvia, granizo y empozamiento, de acuerdo con las definiciones que para estas cargas se presentan en el título B.

K.4.2.5 — COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO — En esta sección se presentan algunas especificaciones sobre combinaciones de carga y otros criterios específicos de diseño; sin embargo, la carga máxima admisible para el vidrio y el diseño definitivo deberán ser establecidos por el diseñador responsable de los sistemas vidriados que puede ser el diseñador de elementos no estructurales para el caso de sistemas vidriados no estructurales.

K.4.2.5.1 — ***Vidrio Vertical*** — Puede considerarse que un sistema vidriado está instalado verticalmente si tiene una inclinación igual o menor de 15° con respecto a la vertical, en cuyo caso el diseño debe basarse en la siguiente ecuación:

$$F_{gw} \leq F_{ga} \qquad \text{(K.4.2-1)}$$

Donde:

F_{gw} = carga sobre el vidrio calculada de acuerdo con K.4.2.4

F_{ga} = carga de corta duración sobre el vidrio, determinada de acuerdo con las especificaciones de ASTM E1300-09a.

K.4.2.5.2 — ***Vidrio Inclinado*** — Un sistema vidriado debe considerarse inclinado cuando tiene una inclincación de más de 15° con respecto a la vertical, utilizado, como sucede en tragaluces o claraboyas, soláriums, techos inclinados u otras aplicaciones similares, en cuyo caso su diseño debe basarse en la siguiente ecuación:

$$F_g \leq F_{ga} \qquad \text{(K.4.2-2)}$$

Donde:

F_g = carga total sobre el vidrio determinada como la más crítica de las combinaciones de carga especificadas con las ecuaciones K.4.2-3, K.4.2-4 y K.4.2-5.

$$F_g = W_o - D \quad \text{(K.4.2-3)}$$

$$F_g = W_i + D + 0.5P \quad \text{(K.4.2-4)}$$

$$F_g = 0.5W_i + D + P \quad \text{(K.4.2-5)}$$

Donde:

D = carga muerta del vidrio, expresada en kN/m^2 y cuyos valores son: Vidrio inclinado 60°, o más, con respecto a la vertical:

$$D = 0.0256 t_g$$

Para vidrio inclinado menos de 60° con respecto a la vertical:

$$D = 0.0256 t_g \operatorname{seno} \theta$$

D = carga total sobre el vidrio, expresada en kN/m^2.
P = carga de empozamiento, expresada en kN/m^2.
t_g = espesor total del vidrio, incluyendo los paneles de vidrio y las demás capas intermedias (mm).
W_i = fuerza de viento hacia el interior, calculada de acuerdo con el Capítulo B.6, expresada en kN/m^2.
W_o = fuerza de viento hacia el exterior, calculada de acuerdo con el Capítulo B.6, expresada en kN/m^2.
θ = ángulo de inclinación con respecto a la vertical.
F_{ga} = carga máxima admisible de corta duración para el vidrio, determinada de acuerdo con la norma ASTM E1300-09a para las ecuaciones K.4.2-3 y K.4.2-4; o Carga máxima admisible de larga duración para el vidrio, determinada de acuerdo con la norma ASTM E1300-09a para la ecuación K.4.2-5.

K.4.2.5.2.1 — ***Excepción*** —Las unidades para tragaluces o claraboyas se deben diseñar de acuerdo con las secciones K.4.2.5.6 y K.4.4.5.

K.4.2.5.3 — ***Vidrio Impreso o Grabado*** — Un sistema vidriado se considera impreso cuando contiene vidrio plano fabricado con rodillos de laminación que tiene un patrón en una o ambas superficies. El Vidrio Impreso debe cumplir con los requisitos de la NTC 1909 (2009).

K.4.2.5.3.1 — ***Vidrio Impreso Vertical*** — Puede considerarse que un sistema vidriado impreso está instalado verticalmente si tiene una inclinación igual o menor de 15° con respecto a la vertical, en cuyo caso el diseño debe basarse en la siguiente ecuación:

$$F_{gw} < F_{ge} \quad \text{(K.4.2-9)}$$

Donde:

F_{gw} = carga sobre el vidrio calculada de acuerdo con K.4.2.3.
F_{ge} = carga no factorada de la norma ASTM E1300-09a. El valor para vidrio impreso se debe basar en la parte más delgada del vidrio. Se permite la interpolación entre gráficos de carga no factorada de la norma ASTM E1300-09a.

K.4.2.5.3.2 — ***Vidrio Impreso Inclinado*** — Un sistema vidriado impreso debe considerarse inclinado cuando tiene una inclincación de más de 15° con respecto a la vertical, utilizado, como sucede en tragaluces o claraboyas, soláriums, techos inclinados u otras aplicaciones similares, en cuyo caso su diseño debe basarse en una de las siguiente ecuaciones, de acuerdo con la combinación de carga utilizada:

$$F_{gw} < 0.5F_{ge} \quad \text{(K.4.2-10)}$$

$$F_g \leq 0.6F_{ge} \quad \text{(K.4.2-11)}$$

Donde:
F_g = carga total sobre el vidrio determinada así:
Para la Ecuación K.4.2-10, la más crítica de las combinaciones de carga K.4.2-3 y K.4-4.
Para la Ecuación K.4.2-11, la determinada de la combinación de carga K.4.2-5.

F_{ge} = carga no factorada de la norma ASTM E1300-09a. El valor para vidrio impreso se debe basar en la parte más delgada del vidrio. Se permite la interpolación entre gráficos de carga no factorada de la norma ASTM E1300-09a.

K.4.2.5.4 — ***Vidrio Grabado con Chorro de Arena*** — Un sistema vidriado se considera grabado con chorro de arena cuando contiene vidrios tratados superficialmente por medio de rociado con partículas granulares duras para dar aspereza a una o ambas superficies del vidrio.

K.4.2.5.4.1 — ***Vidrio Vertical Grabado con Chorro de Arena*** — Puede considerarse que un sistema vidriado grabado con chorro de arena está instalado verticalmente si tiene una inclinación igual o menor de 15° con respecto a la vertical, en cuyo caso el diseño debe basarse en la siguiente ecuación:

$$F_g < 0.5F_{ge} \quad \text{(K.4.2-12)}$$

Donde:
F_g = carga total sobre el vidrio.
F_{ge} = carga no factorada de la norma ASTM E1300-09a. El valor para vidrio grabado con chorro de arena es para niveles moderados de dicho grabado.

K.4.2.5.5 — ***Unidades de Tragaluces o Claraboyas*** — Las unidades de tragaluces o claraboyas deben cumplir con las especificaciones dadas en esta sección y en K.4.3.5 El fabricante debe garantizar que las unidades de tragaluces o claraboyas cumplen con lo establecido en las normas AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440-08. Cada unidad debe tener un rótulo fácilmente visible que contenga, por lo menos, el nombre del fabricante, la designación del producto y clasificación del grado de desempeño como se especifica en AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440-08. Si el fabricante del producto ha clasificado el grado de desempeño de la claraboya independientemente para presiones de diseño positiva y negativa, entonces el rótulo debe establecer las dos clasificaciones de grados de desempeño como se especifica en AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440-08. Además de lo anterior, el diseño de las unidades de claraboya debe ceñirse a las especificaciones dadas en K.4.2.5.6.1 y K.4.2.5.6.2.

K.4.2.5.5.1 — ***Unidades de Tragaluces o Claraboyas Clasificadas con el Mismo Grado de Desempeño para Presiones de Diseño Positiva y Negativa*** — El diseño de unidades de tragaluces o claraboyas clasificadas con el mismo grado de desempeño para presiones de diseño positiva y negativa debe basarse en la siguiente ecuación:

$$F_g \leq GD \quad \text{(K.4.2-13)}$$

Donde:
F_g = carga total sobre el vidrio determinada como la más crítica de las combinaciones de carga especificadas con las ecuaciones K.4.2-3, K.4.2-4 y K.4.2-5.
GD = clasificación del grado de desempeño de la claraboya o tragaluz (ver definición en K.4.1.2).

K.4.2.5.5.2 — ***Unidades de Tragaluces o Claraboyas Clasificadas con Grados de Desempeño Independientes para Presiones de Diseño Positiva y Negativa*** — El diseño de unidades de tragaluces o claraboyas clasificadas con grado de desempeño independientes para presiones de diseño positiva y negativa, debe basarse en las siguientes ecuaciones:

$$F_{gi} \leq GD_{Pos} \quad \text{(K.4.2-14)}$$

$$F_{go} \leq GD_{Neg} \quad \text{(K.4.2-15)}$$

Donde:
F_{gi} y F_{go} carga sobre la claraboya determinada así:

Para $W_o \geq D$

F_{gi} = carga crítica entre las ecuaciones K.4.2-4 y K.4.2-5.
F_{go} = carga crítica entre las ecuaciones K.4.2-4.

Para $W_o < D$

F_{gi} = carga crítica entre las ecuaciones K.4.2-4 y K.4.2-5.
F_{go} = 0
GD_{Pos} = clasificación del grado de desempeño de la claraboya bajo la presión de diseño positiva.
GD_{Neg} = clasificación del grado de desempeño de la claraboya bajo la presión de diseño negativa.
W_o = fuerza de viento hacia el exterior, calculada de acuerdo con K.4.2.4.
D = peso muerto del vidriado determinado como se indica en la sección K.4.2.5.2 para vidrio, o en función del peso del plástico para vidriado plástico.

K.4.2.5.6 — ***Sistemas de Vidriados para Pisos*** — Para el diseño de vidrios usados en pisos, descansos, escalones y lugares similares se debe considerar las cargas que produzcan mayores esfuerzos de acuerdo con las siguientes combinaciones de carga:

$$F_g = 2F_u + D \quad \text{(K.4.2-16)}$$

$$F_g = (8F_c / A) + D \quad \text{(K.4.2-17)}$$

$$F_g = F_a + D \quad \text{(K.4.2-18)}$$

Donde:
A = àrea del vidrio rectangular
D = carga muerta del vidrio
F_a = carga distribuida real producida por el uso previsto
F_c = carga concentrada especificada en la Tabla K.4.2-1
F_g = carga total sobre el vidrio
F_u = carga uniformemente distribuida, especificada en el numeral B.4.2 de este Reglamento

Tabla K.4.2-1
Cargas mínimas concentradas [a]

	Carga (kN)
Pisos de oficinas	9.0
Escotillones, nervaduras de tragaluces o claraboyas y techos accesibles	1.0
Escalones (sobre un área equivalente a un cuadrado de no más de 5 cm de lado, en el centro del escalón)	1.5

[a] Carga uniformemente distribuida sobre un área equivalente a un cuadrado de no más de 4 cm de lado, a menos que se indique otra cosa.

K.4.2.5.6.1 — ***Aplicaciones dinámicas*** — Los valores de F_a, F_c, F_u, deben duplicarse para aplicaciones dinámicas.

K.4.2.5.6.2 — ***Vidrio laminado*** — Para sistemas vidriados de piso es necesario usar vidrio laminado que tenga un mínimo de dos o más capas componentes de acuerdo con los resultados del análisis y el diseño. El vidrio debe ser capaz de soportar la carga de diseño total, con cualquiera de sus capas componentes rota. El vidrio monolítico, incluyendo el vidrio templado, no se considera seguro, indpendientemente de su espesor o del factor de seguridad utilizado en su diseño.

K.4.2.5.6.3 — ***Resistencia al deslizamiento*** — La superficie en contacto con el tránsito peatonal debe tener una resistencia al deslizamiento adecuada; se recomienda que ésta sea ensayada y evaluada de acuerdo con la norma UL 410.

K.4.2.5.7 — ***Barandas y pasamanos*** — Los paneles para barandas y pasamanos, y sus sistemas de soporte, se deben diseñar para soportar las cargas especificadas en B.4.2.2, usando un factor de seguridad igual a cuatro (4).

K.4.2.5.8 — ***Sistemas vidriados con apoyos puntales*** — Los sistemas vidriados que tengan apoyos puntuales deben diseñarse con base en las especificaciones dadas en K.4.2.4. Sin embargo, deben tenerse en cuenta las consideraciones adicionales que se presentan a continuación.

K.4.2.5.8.1 — ***Métodos de análisis*** — Los elementos del sistema de soportes puntuales se pueden analizar mediante modelos de elementos finitos. Los soportes puntuales y su área circundante se deben modelar de manera que se obtengan resultados representativos.

El análisis de las láminas de vidrio con orificios se puede realizar mediante modelos de elementos finitos. Es necesario que en el análisis y diseño se consideren tanto las tensiones como las deflexiones de la lámina. La presencia de orificios en la lámina implica inevitables concentraciones de tensiones que deben considerarse en el diseño. El modelo de las láminas de vidrio debe incluir datos de la geometría de los orificios, como por ejemplo el diámetro y la forma del orificio (cilíndrico, cónico, etc.).

El número de elementos utilizados en la discretización del modelo debe permitir la precisión adecuada. La malla del modelo debe configurarse radialmente. Teniendo en cuenta las altas concentraciones de tensiones en los bordes de orificios, sólo deben usarse los resultados para vértices realmente calculados y no deben extrapolarse otros resultados a los vértices. En el modelo se debe integrar la información correspondiente a holguras, áreas de contacto entre el vidrio y el material de los soportes. En el análisis es necesario considerar el tipo de soporte puntual (rígido, elastómero o rótula), y la localización de su centro de gravedad. Se debe considerar el efecto de la expansión y contracción térmica de todos los materiales, así como los esfuerzos térmicos en las láminas de vidrio.

En los casos en que lo considere la dependencia encargada de estudiar, tramitar y expedir la licencia de construcción, puede ser necesaria la realización de ensayos para demostrar que el sistema propuesto cumple con los propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia especialmente sísmica.

K.4.2.5.9 — ***Movimientos térmicos*** — En algunos diseños de los elementos de soporte, las expansiones y las contracciones térmicas en sistemas vidriados se pueden considerar mediante el cálculo del incremento de esfuerzos y las deformaciones correspondientes, sin contar con juntas de expansión. También se pueden considerar mediante una combinación de las juntas de expansión y los incrementos de esfuerzos a que halla lugar. En cualquier caso el método utilizado debe proporcionar el comportamiento estructural adecuado para el sistema en condiciones de expansiones o contracciones térmicas, y sin exceder las deflexiones ni los esfuerzos máximos establecidos.

K.4.2.5.10 — ***Cargas por equipos de limpieza para ventanas***

K.4.2.5.10.1 — ***Conexión continua*** — En el diseño de los elementos del marco que sirven como conexión continúa para equipos de limpieza, y de los anclajes, se deben considerar las cargas causadas por equipos para limpieza de ventanas.

La carga por equipos de limpieza para ventanas que actúa perpendicular al plano del muro debe incluir la carga del equipo más un tercio de la carga de viento de diseño que actúa hacia el interior. El diseño de los elementos del marco estará gobernado por la combinación de carga antes descrita o por la carga de viento únicamente, la que sea mayor. En los casos en que las cargas por equipos de limpieza sean muy severas, el diseñador debe evaluar e incluir un factor de seguridad en estas cargas.

K.4.2.5.10.2 — ***Estabilización intermitente del equipo de limpieza para ventanas*** — El método de estabilización intermitente únicamente se debe usar cuando los vientos previstos sean menores que 11 m/s. Todas las edificaciones que utilicen este método de estabilización se deben equipar con un instrumento para medir la velocidad del viento.

Cuando se utilice estabilización intermitente del equipo de limpieza, los anclajes se deben localizar en filas verticales con puntos de estabilización cada tercer piso como máximo y horizontalmente cerca de los cables para permitir la estabilización de la conexión para cada uno de los dos cables de suspensión de la plataforma.

La plataforma no debe ser más grande que 10 m de largo y 1 m de ancho. Cada anclaje a la edificación debe estar en capacidad de sostener la carga máxima actuando en dirección tanto paralela como perpendicular a la superficie de la edificación, pero no aplicadas simultáneamente.

K.4.2.5.11 — ***Otros sistemas*** — Para el diseño de sistemas vidriados no contemplados en este Capítulo el diseñador de elementos no estructurales debe presentar el diseño correspondiente acompañado de las respectivas memorias de cálculo, planos detallados de fabricación e instalación y toda la información de soporte pertinente tal como certificaciones, ensayos de laboratorio, etc.

K.4.2.6 — ÁREAS MÁXIMAS DE LAS LÁMINAS DE VIDRIO — En las tablas K.4.2-3 a K.4-2.6, las cuales han sido elaboradas a partir de la norma ASTM E1300-09a, se presenta el área máxima permitida para una lámina de vidrio recocido, termoendurecido, templado o laminado (recocido), con relación largo/ancho menor o igual a 2 y soportada en los cuatro lados. Los valores de área máxima se dan para cada espesor y para varios valores de presión de viento calculados según K.4.2.4 y B.6, indicando los intervalos de presión para cada región en la que se ubica la edificación, de acuerdo con la clasificación de las velocidades de viento de diseño especificadas en el Mapa de Amenaza Eólica de la Figura B.6.4.1, considerando que la presión del viento actúa por un solo lado de la lámina.

Tabla K.4.2-2
Áreas máximas, en m², de acuerdo con el espesor, en mm, de vidrios recocidos colocados verticalmente, con relación largo/ancho menor o igual a dos (2) y soportados en los cuatro lados

Región [a]					Presión producida por el viento kN/m²	Área del vidrio en m²					
1	2	3	4	5	3 mm	4 mm		5 mm	6 mm	8 mm	10 mm
•	•	•	•	•	0.50	4.40	6.60	9.00	12.18	19.76	-
•	•	•	•	•	0.75	2.85	4.27	5.76	7.72	11.52	14.58
•	•	•	•	•	1.00	2.00	3.03	3.92	4.99	7.22	9.59
	•	•	•	•	1.25	1.55	2.18	2.76	3.59	5.31	6.85
	•	•	•	•	1.50	1.18	1.62	2.06	2.76	4.06	5.45
		•	•	•	2.00	0.73	1.08	1.38	1.84	2.88	3.92
		•	•	•	3.00	0.43	0.63	0.86	1.16	1.84	2.65
			•	•	4.00	0.30	0.47	0.62	0.87	1.42	1.97
				•	5.00	0.23	0.38	0.50	0.70	1.09	1.50
					7.00	0.17	0.26	0.35	0.50	0.81	1.10

Tabla K.4.2-3
Áreas máximas en m² por espesor para vidrios termoendurecidos Colocados verticalmente, con relación largo/ancho menor o igual a dos (2) y soportados en los cuatro lados

Región [a]					Presión producida por el viento kN/m²	Área del vidrio en m²					
1	2	3	4	5	3 mm	4 mm		5 mm	6 mm	8 mm	10 mm
•	•	•	•	•	1.00	4.40	6.60	9.00	12.18	19.76	-
	•	•	•	•	1.50	2.85	4.27	5.76	7.72	11.52	14.58
		•	•	•	2.00	2.00	3.03	3.92	4.99	7.22	9.59
		•	•	•	3.00	1.18	1.62	2.06	2.76	4.06	5.45
			•	•	4.00	0.73	1.08	1.38	1.84	2.88	3.92
					6.00	0.43	0.63	0.86	1.16	1.84	2.65

Tabla K.4.2-4
Áreas máximas en m² por espesor para vidrios templados colocados verticalmente, con relación largo/ancho menor o igual a dos (2) y soportados en los cuatro lados

Región [a]					Presión producida por el viento kN/m²	Área del vidrio en m²					
1	2	3	4	5	3 mm	4 mm		5 mm	6 mm	8 mm	10 mm
		•	•	•	2.00	4.40	6.60	9.00	12.18	19.76	-
		•	•	•	3.00	2.85	4.27	5.76	7.72	11.52	14.58
			•	•	4.00	2.00	3.03	3.92	4.99	7.22	9.59
				•	5.00	1.55	2.18	2.76	3.59	5.31	6.85
					6.00	1.18	1.62	2.06	2.76	4.06	5.45

Tabla K.4.2-5
Áreas máximas en m² por espesor para vidrios recocidos laminados con PVB colocados verticalmente, con relación largo/ancho menor o igual a dos (2) y soportados en los cuatro lados

Región [a]					Presión producida por el viento kN/m²	Área del vidrio en m²					
1	2	3	4	5	5 mm	6 mm		8 mm	10 mm	12 mm	16 mm
•	•	•	•	•	0.50	8.64	11.56	-	-	-	-
•	•	•	•	•	0.75	5.45	7.57	12.33	-	-	-
•	•	•	•	•	1.00	3.84	5.31	8.08	10.26	-	-
	•	•	•	•	1.25	2.42	3.92	6.02	7.76	9.50	-
	•	•	•	•	1.50	2.31	3.13	4.65	6.06	7.61	13.36
		•	•	•	2.00	1.57	2.08	3.25	4.21	5.38	8.90
		•	•	•	3.00	0.91	1.28	2.00	2.65	3.38	5.71
			•	•	4.00	0.63	0.90	1.30	1.84	2.41	4.15
				•	5.00	0.52	0.64	0.90	1.41	1.88	3.23
					7.00	0.32	0.48	0.71	0.96	1.27	2.16

NOTA * El signo • indica que en la región especificada en el Mapa de Amenaza Eólica de la Figura B.6.5.1, marcada con el mismo signo se pueden presentar presiones de viento con magnitud igual al valor del renglón correspondiente de cada tabla, en contraste las casillas que NO están marcadas con el signo indican que en esa región no se presentan presiones de magnitud igual ni superior al valor del renglón correspondiente de cada tabla.

K.4.2.6.1 — Se prohibe el uso de vidrios de 2 mm debido a su excesiva flexibilidad.

K.4.2.7 — DEFLEXIONES ADMISIBLES — Deben determinarse analíticamente las deflexiones bajo cargas de diseño de los elementos que sirvan de apoyo a los vidrios en cualquier sistema vidriado. Cuando se requieran ensayos estructurales para determinar las deflexiones, éstos deben realizarse de acuerdo con la norma ASTM E330-02. Cuando en los sistemas de marco se utilicen perfiles extruídos para los cuales se han determinado las propiedades físicas y se han ensayado los sistemas de anclajes y conexiones, no se requiere la realización de ensayos estructurales.

K.4.2.7.1 — Bajo cargas de diseño, para elementos que soporten vidrio cuyos bordes se consideren firmemente soportados, la deflexión de los elementos en la dirección perpendicular al plano del muro debe satisfacer los requisitos de estas normas, pero no debe exceder la longitud de la luz dividida por 175 (L/175) en luces de hasta 4 m, y la longitud de la luz dividida por 240 más 6.35 mm (L/240 + 6.35 mm) en luces entre 4 m y 12 m. Las luces mayores que 12 m pueden requerir restricciones adicionales y deben ser analizadas por el diseñador estructural o por el diseñador de elementos no estructurales, según sea el caso. Si el valor L/175 se considera excesivo para aplicaciones específicas, el diseñador puede especificar menores deflexiones. Cuando se afecta un panel de yeso la deflexión no debe exceder 1/360 de la luz.
Cuando los elementos que soportan el vidrio (marco) no cumplan los anteriores requisitos de deflexión, el análisis de las láminas de vidrio, debe considerar las deflexiones del marco.

K.4.2.7.2 — Bajo carga muerta, para elementos horizontales del marco, que soporten vidrio, su deflexión en la dirección paralela al plano del muro no debe exceder una cantidad que reduzca la mordedura en el borde del vidrio a menos del 75% de la dimensión de diseño ni una cantidad con la cual se puedan reducir las holguras necesarias del vidriado. La deflexión en esta dirección también se debe limitar para proporcionar al menos 3 mm de holgura entre el elemento y la parte superior del panel de vidrio fijado, o cualquier otra parte inmediatamente debajo del elemento. La holgura entre el elemento y una ventana o puerta operable por debajo debe ser al menos de 1.5 mm.

K.4.2.7.3 — La torsión de los elementos horizontales debida al peso del vidrio no debe exceder 1º, medido entre los extremos y el centro de cada luz.

K.4.2.7.4 — Se debe considerar que algunos sellantes requieren deflexiones menores a las aquí especificadas; para estos casos la deflexión en los elementos del marco deberá evitar el daño a los acabados interiores o la desconexión de elementos de revestimiento aplicados exteriormente.

K.4.2.8 — MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA —Se requiere que el diseño garantice que no se transmitan cargas a los vidrios debidas a movimientos de la estructura.

K.4.2.8.1 — ***Juntas de expansión***

K.4.2.8.1.1 — Debe haber una junta de expansión vertical por cada piso de la edificación, colocada preferencialmente en un miembro de soporte horizontal.

K.4.2.8.1.2 — Las juntas de expansión horizontal deben colocarse, bien en cada eje de columnas ó a 6.0 m de distancia cada una, según lo que resulte menor. La expansión debe ser desde el centro hacia los extremos para minimizar los movimientos de la junta y así reducir los esfuerzos sobre sellantes y conectores.

K.4.2.8.1.3 — Para el dimensionamiento de juntas se deben considerar la expansión y contracción máxima, así como la diferencia de coeficientes de dilatación térmica entre el vidrio y los elementos metálicos del marco.

K.4.2.8.1.4 — En las juntas de expansión en montantes no se debe permitir la aplicación de cargas al vidrio debidas a movimientos de la estructura o al sistema de marco.

K.4.2.8.2 — ***Marcos de sujeción***

K.4.2.8.2.1 — Los marcos de sujeción del vidrio se deben diseñar para que se acomoden a la deriva y para eliminar las cargas sobre los bordes y superficies del vidrio, por medio de holguras perimetrales y laterales.

K.4.2.8.2.2 — Los elementos de amortiguación que se coloquen en el marco o en los bordes de las

esquinas del vidrio para eliminar cualquier contacto entre el vidrio y el marco por la oscilación prevista del marco debido a los efectos sísmicos, deben fabricarse con material de dureza Shore A de 50 a 70.

K.4.2.8.2.3 — La aplicación de sellantes se debe realizar de manera que admitan los movimientos previstos del sistema de vidriado y para proporcionar la capacidad estructural junto con los requisitos de impermeabilización y la habilidad de retención del vidrio.

K.4.2.8.3 — ***Sistemas de anclaje***

K.4.2.8.3.1 — En el diseño de los anclajes de muros cortina y de juntas se deben considerar los movimientos de la estructura principal de la edificación y del muro cortina o fachada flotante por cargas gravitacionales, efectos sísmicos, cargas térmicas, de viento u otra causa.

K.4.2.8.3.2 — La expansión y la contracción de los materiales no deben causar pandeo, falla de sellos de junta, reducción del desempeño u otros efectos perjudiciales. Adicionalmente las puertas y ventanas deben funcionar normalmente en todo el intervalo de temperaturas de funcionamiento normal de la edificación.

K.4.2.8.3.3 — Los anclajes para cargas de viento deben permitir la libre expansión vertical de los montantes sin causar esfuerzos adicionales sobre los montantes, conectores o anclajes. Los cojinetes de deslizamiento son lo más aconsejable para este propósito; el aceite y la grasa pierden sus cualidades de lubricación al pasar un largo tiempo.

K.4.2.8.3.4 — Los montantes de doble luz deben tener un anclaje de carga muerta localizado tan cerca como sea posible de su punto medio, para así igualar la expansión y contracción hacia arriba y hacia abajo.

K.4.2.8.3.5 — Los anclajes deben tener la dureza, flexibilidad y resistencia suficientes para soportar las cargas muertas y las cargas dinámicas a que puedan estar sometidos, y además en el diseño se deben considerar las tolerancias de fabricación y construcción. Adicionalmente los anclajes deben permitir al muro cortina o fachada flotante desempeñarse satisfactoriamente en cuanto a su función básica de proteger el interior de la edificación del ambiente exterior.

K.4.2.8.3.6 — El diseño de los anclajes debe considerar los efectos sísmicos mediante la aplicación de una carga calculada de acuerdo conl Capítulo A.9. En el diseño también se deben considerar las demás especificaciones del Capítulo A.9.

K.4.2.8.3.7 — En cada detalle de anclaje se debe revisar cuidadosamente la capacidad de las conexiones pernadas y la localización y tamaño de las soldaduras.

K.4.2.8.3.8 — Se deben usar dispositivos de cierre para evitar que los elementos se desconecten o se desajusten a causa de movimientos inducidos por cambios térmicos o por el viento.

K.4.2.8.3.9 — Los anclajes no deben estar en el área húmeda de un sistema.

K.4.2.8.4 — En los casos en que se permita la rotación de los montantes del sistema vidriado por efecto de las derivas, es necesario que los vidrios puedan rotar libremente sin romperse. En los casos en que se utilicen siliconas para las juntas entre paneles, éstas deben permitir que los paneles de vidrio se muevan con relación a los adyacentes. Igualmente, es necesario considerar, además de las cargas inerciales, las cargas generadas por la rotación de los paneles de vidrio como consecuencia de la deriva.

K.4.2.8.5 — Los sistema en muros cortina vidriados, fachadas vidriadas, o particiones vidriadas deben evaluarse de acuerdo con AAMA 501.6-01 *Recommended Dynamic Test Method for Determining the Seismic Drift Causing Glass Fallout from a Wall System*, o por análisis de ingeniería, de manera que se especifique explícitamente la deriva que causa la caída del vidrio $(\Delta_{caída})$ del muro cortina o fachada flotante, fachada, o partición.

K.4.2.8.6 — Para los sistemas en muros cortina vidriados o fachadas flotantes, fachadas vidriadas, o particiones vidriadas debe verificarse que:

$$\Delta_{caída} \geq 1.25 I D_p \geq 13mm \qquad \text{(K.4.2-19)}$$

Donde:

$(\Delta_{caída})$ = deriva que causa la caída del vidrio del muro cortina o fachadas flotantes, fachada, o partición, determinada de acuerdo con K.4.2.8.5.
D_p = deriva o desplazamiento relativo calculado del análisis sísmico para el sistema vidriado.
I = coeficiente de Importancia para el Grupo de Uso.

K.4.2.8.6.1 — El requisito anterior puede obviarse en los siguientes casos:

(a) Vidrios que tengan holguras perimetrales alrededor de su marco, calculadas de acuerdo con la Ecuación K.4.2-20, de tal forma que no ocurra contacto físico entre el vidrio y el marco cuando se aplique la deriva de diseño.

$$D_{libre} \geq 1.25 D_p \qquad \text{(K.4.2-20)}$$

Donde:

D_{libre} = desplazamiento relativo horizontal, medido sobre la altura del panel de vidrio bajo consideración, que causa el contacto inicial entre el vidrio y su marco y que para paneles de vidrio rectangulares dentro de un marco rectangular tiene el valor dado por la Ecuación K.4.2-21.

$$D_{libre} = 2c_1\left(1 + \frac{h_p c_2}{b_p c_1}\right) \qquad \text{(K.4.2-21)}$$

Donde:

h_p = altura del panel de vidrio rectangular
b_p = ancho del panel de vidrio rectangular
C_1 = holgura perimetral entre los bordes verticales del vidrio y el marco
C_2 = holgura perimetral entre los bordes horizontales del vidrio y el marco

(b) Vidrios templados de seguridad monolíticos en edificaciones de los Grupos de Uso I y II, que estén localizados a no más de 3 m por encima de una superficie de tránsito peatonal.

(c) Vidrios recocidos laminados o termoendurecidos laminados con entrecapa no menor que 0.76 mm, que son capturados mecánicamente en la cavidad del sistema de vidriado, y cuyo perímetro está asegurado al marco por un tipo de sello perimetral como sellante elastomérico de curado húmedo con mínimo 13 mm de ancho en el contacto con el vidrio, u otro sistema de anclaje aprobado.

K.4.2.9 — CONSIDERACIONES DE LOS EFECTOS SÍSMICOS PARA EL USO DE OTROS ELEMENTOS EN SISTEMAS VIDRIADOS

K.4.2.9.1 — *Desempeño de empaques (burletes)* — Para un sistema de vidriado seco consiste en un empaque insertado por un lado y un empaque aplicado (húmedo) por el otro lado del vidrio, el empaque húmedo debe tener un método para asegurar de modo que no se desacople del sistema de marco metálico durante el movimiento vertical y lateral que ocurre durante un evento sísmico. El empaque debe permanecer en su lugar cuando el vidrio se mueva por la oscilación de la edificación.

K.4.2.9.2 — *Cuñas de apoyo y soportes* — Las cuñas de apoyo se deben posicionar de manera permanente mediante acuñado en un elemento horizontal del marco, usando un sellante compatible para la colocación u otro método que no permita movimiento del calzo o cuña. Cuando se usen soportes para las cuñas, deben ser anclados o asegurados permanentemente al elemento horizontal del marco y deben posicionar las cuñas de apoyo como se especificó anteriormente.

K.4.2.9.3 — *Bandas de acabado aplicadas y empaques u otros elementos a presión* — Los elementos del sistema de vidriado que actúen como bandas de acabado y/o elementos de soporte del vidrio que utilizan la compresión de empaques o acoples metálicos para permanecer en su posición, se deben diseñar y sujetar para que el elemento no llegue a interrumpir, de forma permanente o temporal, el soporte que le suministra al vidrio, debido a la vibración y oscilación por efectos sísmicos.

K.4.3 — SEGURIDAD

K.4.3.1 — Es preciso establecer las medidas y elementos de seguridad y características apropiadas de los materiales vidriados, de tal manera que puedan utilizarse en cualquier lugar en las edificaciones, sin riesgo para sus ocupantes y otras personas que transiten por sitios aledaños.

K.4.3.2 — Se exige el uso exclusivo de vidrios de seguridad laminados, templados o recubiertos, en los espacios señalados por la presente norma en el numeral K.4.3.9.

K.4.3.3 — No debe emplearse vidrios que presenten fallas, defectos o ambas imperfecciones, que puedan afectar las propiedades físicas indispensables para la función que desempeñan.

K.4.3.4 — Si los vidrios son fijos, con pisavidrios, es necesario sellarlos con empaques de neopreno o similar, silicona u otro sellador garantizado, a lo largo del contorno para evitar vibraciones susceptibles de ocasionar rotura o ruido molesto.

K.4.3.5 — Los ensayos para los tipos de vidrio de seguridad deben realizarse según los requisitos estipulados en la Norma NTC 1578.

K.4.3.6 — Los sistemas que usen vidrios deben diseñarse de tal manera que no haya humedad durante períodos de tiempo prolongados en los canales de fijación de los vidrios.

K.4.3.7 — Con el fin de evitar roturas en las láminas de vidrio, inducidas por su propio peso o por deformaciones o protuberancias en el marco de la ventana (tornillos, puntos de soldadura, etc.), se exige colocar en la parte inferior como mínimo, dos soportes blandos para todas las unidades de vidrio.

K.4.3.8 — Deben emplearse empaques no duros (neopreno o similares) cuando la lámina de vidrio pueda verse sometida a impactos, altas presiones normales, choques térmicos, vibraciones o filtraciones.

K.4.3.9 — *Requerimientos de seguridad ante el impacto humano* — Este numeral contiene los requerimientos de visibilidad, puertas, paneles laterales y divisiones para el diseño de vidrieras ubicadas en lugares con riesgo de impacto humano.

Para efectos de la aplicación de las disposiciones establecidas en el presente numeral se entienden sujetas al riesgo al impacto humano las vidrieras ubicadas hasta una altura de 2000 mm con relación al nivel del piso. Los niveles de riesgo se calificarán de acuerdo con el siguiente figura:

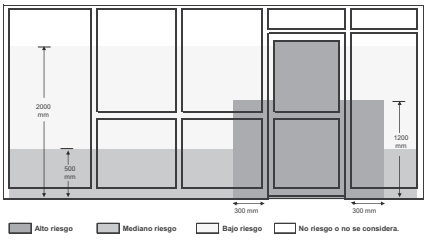


Figura K.4.3-0 — Calificación de niveles de riesgo

K.4.3.9.1 — *Visibilidad*

K.4.3.9.1.1 — Si el material transparente de una vidriera puede ser confundido con el vano de una puerta o con trayectos despejados, la presencia del vidrio debe hacerse visible ya sea colocando una banda opaca que cumpla con los numerales K.4.3.9.1.2 y K.4.3.9.1.3, a lo ancho de toda la vidriera, o mediante un adorno u otro tratamiento decorativo. Si se colocan adornos u otros tratamientos decorativos, estos deben proporcionar niveles de visibilidad similares a la banda opaca (desde ambos lados). Tales marcas no sustituyen el uso de vidrio de seguridad, cuando sea requerido por este Capítulo.

K.4.3.9.1.2 — Cuando se coloque una banda opaca de visibilidad, deberá tener más de 20 mm de alto y deberá estar localizada de tal manera que la distancia vertical desde el nivel del piso sea:

(a) No menor de 700 mm hasta el borde superior de la banda
(b) No más de 1000 mm hasta el borde inferior de la banda

K.4.3.9.1.3 — La banda deberá ser fácilmente visible. Esto se puede lograr ya sea empleando una banda que contraste con el fondo, o incrementando el ancho de la banda. Líneas discontinuas con diseños discontinuos son formas aceptables de bandas de advertencia.

K.4.3.9.1.4 — No se requieren bandas ni marcas en los siguientes casos:

(a) La altura del panel de vidrio no supera los 1000 mm en ninguna de sus dimensiones.
(b) El ancho del panel de vidrio no supera los 500 mm en ninguna de sus dimensiones (incluye paneles individuales con vidrio a tope.
(c) No hay vidrios hasta 500 mm a partir del nivel del piso;
(d) El panel de vidrio ha sido entregado con al menos un perfil firmemente asegurado para proteger cada una de las caras del vidrio. Al menos uno de los perfiles deberá ser colocado con su borde superior a menos de 500 mm y su borde inferior a más de 1000 mm sobre el nivel del piso. El ancho de la cara del perfil no deberá ser menor a 40 mm.
(e) Cuando el vidrio de seguridad es empleado en viviendas.

K.4.3.9.1.5 — *Sustitución del vidrio de seguridad* — El vidrio de seguridad puede ser sustituido directamente, en las circunstancias en que el vidrio recocido es permitido, con la misma área y con los mismos límites de espesor establecidos en la tabla apropiada para vidrio recocido.

K.4.3.9.1.6 — *Unidades de vidrio doble*

K.4.3.9.1.6.1 — El área máxima permitida de unidades de vidrio doble deberá ser 1.5 veces el área permitida para el espesor de un sola lámina de vidrio, que es igual a la más delgada

de las dos láminas utilizadas en la unidad sellada.

K.4.3.9.1.6.2 — Cuando una unidad de vidrio doble se instala en un lugar con acceso a peatones por ambos lados de la unidad, las dos láminas de vidrio deberán cumplir con los requerimientos de este Capítulo. En situaciones en que el acceso de peatones es restringido a un solo lado de la unidad, el único lado accesible deberá cumplir con esta exigencia.

K.4.3.9.1.7 — *Identificación del vidrio de seguridad.*

K.4.3.9.1.7.1 — Cada lámina de vidrio de seguridad deberá ser marcada en forma legible y permanente.

K.4.3.9.1.7.2 — Cuando, con posterioridad a su fabricación, un distribuidor o un instalador cortan un vidrio de seguridad, tal distribuidor o instalador deberá marcar cada pieza en forma permanente - en el caso de que la marcación no haya sido ya realizada para certificar que fue cortada a partir de una lámina de vidrio de seguridad.

K.4.3.9.1.7.3 — Cada lámina deberá ser marcada con los requerimientos mínimos siguientes:

(a) Nombre, marca registrada o código del fabricante o proveedor.
(b) Tipo de vidrio de seguridad. Puede ser en forma de código, tal como T, para vidrio templado, o L, para vidrio laminado, como se indica en la Norma de prueba relevante.
(c) Estándar contra el que el vidrio de seguridad ha sido probado.
(d) En caso de ser aplicable, la clasificación relativa al comportamiento en la prueba de impacto, i. e A por Grado A, B por Grado B, C por Grado C.

K.4.3.9.1.8 — *Reposición de vidrios* — Cuando se hagan reposición de vidrios, debido a roturas o por cualquier otra razón, el vidrio de reposición deberá cumplir con las disposiciones de este Capítulo.

K.4.3.9.1.9 — *Escuelas y guarderías* — En escuelas y guarderías, todos los paneles de vidrio que se encuentren a una altura de hasta 800 mm sobre el nivel del piso, el nivel del terreno o el nivel de la terraza, deberán ser en vidrio de seguridad, según las tablas K.4.3-1 ó K.4.3- 4. Los vidrios colocados a más de 800 mm sobre el nivel del piso deberán cumplir con los requerimientos del presente capítulo.

K.4.3.9.1.10 — *Edificaciones con áreas de actividad de alto riesgo* — Se deberá usar vidrio , de acuerdo con las tablas K.4.3-1 o K.4.3-4, en aquellos espacios de las edificaciones donde las actividades planeadas generan un alto riesgo, tales como gimnasios, piscinas y áreas húmedas, spas, algunas áreas de escuelas, vestíbulos, balcones o miradores públicos, estadios y similares.

NOTA — Las áreas de las escuelas a las que se hace referencia en los requerimientos de esta cláusula incluyen las vidrieras a menos de 5 mts. de las áreas donde se desarrollen actividades tales como aquellas relacionadas con zonas de recreación, canchas o campos deportivos.

K.4.3.9.2 — *Puertas*

K.4.3.9.2.1 — El vidriado de las puertas se hará con vidrio de seguridad, según la tabla K.4.3-1 y la cláusula K.4.3.9.1, con las excepciones mencionadas en cada literal:

(a) *Puertas batientes, puertas giratorias y puertas o divisionesplegables en dos partes* — Se permite vidrio recocido hasta un área máxima de 0.5 m^2, según la columna 1 de la tabla K.4.3-2. No se puede usar vidrio recocido de ningún espesor en áreas superiores a 0.5 m^2.
(b) *Puertas corredizas* — Se permite vidrio recocido con un espesor mínimo de 5 mm, según la columna 2 de la tabla K.4.3-2, siempre y cuando la puerta incorpore uno o más travesaños horizontales. Los travesaños serán perfiles firmemente remachados y asegurados a la puerta para proteger cada una de las caras del vidrio. Se deberá colocar

al menos un travesaño con el borde superior a no menos de 700 mm, y el borde inferior a no más de 1000 mm, sobre el nivel del piso. El ancho de las caras de los travesaños no será inferior a 20 mm.

(c) ***Puertas con vidrio a tope*** **—** El vidriado será realizado con vidrio de seguridad templado, que tenga un espesor mínimo de 10 mm, y deberá cumplir con K.4.3.9.1.

(d) ***Puertas de duchas y cabinas de baños*** **—** El vidriado se hará en conformidad con K.4.3.9.6.

(e) ***Puertas de closets y guardarropas*** **—** El vidriado debe ser con vidrio de seguridad en conformidad con la tabla K.4.3-1. Cuando se use espejo de 4 mm de seguridad con respaldo de vinilo, el área máxima será 3 m^2.

(f) ***Puertas corredizas, puertas inclinadas y puertas plegadizas*** **—** El vidrio debe ser de seguridad, según la tabla K.4.3-1, o con vidrio recocido según la columna 2 de la tabla K.4.3-2.

(g) ***Paneles de vitrinas deslizantes*** **—** Las puertas vidrieras deslizantes, dentro de salas de exhibición de automóviles y similares, con marcos muy grandes que normalmente son usados para puertas de entrada y salida - pero ocasionalmente empleados con el propósito acceder a la exhibición - deberán estar de acuerdo con la tabla K.4.3-2, columna 3, y cumplir con el numeral K.4.3.9.1.

K.4.3.9.2.2 — Las puertas de escuelas y guarderías deberán ser construidas con vidrio de seguridad, según la tabla K.4.3-1

K.4.3.9.3 — ***Paneles Laterales***

K.4.3.9.3.1 — ***General***

K.4.3.9.3.1.1 — Un panel lateral se define como un panel con vidrio que tiene un borde vertical visible menor de 300 mm al borde más cercano del vano de la puerta y dentro de 30° al plano de la puerta cerrada, excepción hecha cuando K.4.3.9.3.1.3 lo define en forma diferente.

K.4.3.9.3.1.2 — Un panel que es adyacente a una puerta - ya sea curvo o con un ángulo mayor de 30° con relación al plano de la puerta cerrada, no es un panel lateral, pero puede ser clasificado como tal por la cláusula K.4.3.9.4 y otras de este numeral.

K.4.3.9.3.1.3 — Una división interna en vidrio, que conste de más de un panel con bordes laterales sin enmarcar, adyacente a una puerta, no debe ser considerada como un panel lateral y debe cumplir con los requerimientos de la tabla K.4.3-4 y del numeral K.4.3.9.1, excepto cuando el espesor del vidrio recocido no es inferior a 10 mm.

K.4.3.9.3.1.4 — Todos los paneles laterales, en escuelas y guarderías, deberán ser construidos con vidrio de seguridad, según la tabla K.4.3-1.

K.4.3.9.3.2 — ***Paneles laterales enmarcados***

K.4.3.9.3.2.1 — Todos los paneles laterales con vidrio enmarcado deberán ser construidos con vidrio de seguridad, excepto cuando lo provean de otra forma los numerales K.4.3.9.3.2.2 y K.4.3.9.3.2.3

K.4.3.9.3.2.2 — El vidrio recocido puede ser usado en cualquier panel vidriado, de acuerdo con la columna 2 de la tabla K.4.3-2, si cumple con uno de los siguientes casos:

(a) La altura del panel de vidrio no es superior a 1000 mm en ninguna de sus dimensiones.

(b) El ancho del panel de vidrio no es superior a 500 mm en ninguna de sus dimensiones.

(c) El panel lateral cuenta como mínimo con un riel protector, o con un perfil, firmemente remachado y asegurado para proteger cada una de las caras del vidrio. Al menos uno de los rieles deberá estar localizado, ya sea horizontal o diagonalmente, con su borde superior a no menos de 700 mm y su borde inferior

a no más de 1000 mm, sobre el nivel del piso. El riel protector, o el perfil, deberán tener un ancho no inferior a 20 mm.

K.4.3.9.3.2.3 — En una vitrina se puede usar vidrio recocido, según la columna 3 de la tabla K.4.3-2, siempre y cuando el ancho del vano donde se ha de colocar el vidrio sea superior a 2000 mm y además:

(a) No haya vidriado a menos de 500 mm del nivel del piso; o

(b) Se use vidrio recocido de no menos de 10 mm nominales.

K.4.3.9.3.3 — ***Paneles laterales con vidrio sin enmarcar o parcialmente enmarcado***

K.4.3.9.3.3.1 — Los paneles laterales sin enmarcar o parcialmente enmarcado, sin bordes expuestos, con excepción hecha de los definidos en K.4.3.9.3.1.3, deberán ser con vidrio de seguridad, según los requerimientos de las tablas K.4.3-4 y K.4.3-5 y deberán cumplir con el numeral K.4.3.9.1

K.4.3.9.3.3.2 — Los paneles laterales con vidrio sin enmarcar, deberán ser colocados con vidrio templado de seguridad de no menos de 10 mm de espesor y deberán cumplir con el numeral K.4.3.9.1

K.4.3.9.4 — ***Paneles con vidrio que puede ser confundidos con trayectos despejados***

K.4.3.9.4.1 — Se debe considerar que todo panel con vidrio es susceptible de ser confundido con el vano de una puerta o con un trayecto despejado (que da acceso o salida de una edificación a otra, o entre el interior y el exterior de la misma), a menos que cumpla con uno de los siguientes casos:

(a) La altura del panel de vidrio no es superior a 1000 mm en ninguna de sus dimensiones.

(b) El ancho del panel de vidrio no es superior a 500 mm en ninguna de sus dimensiones (incluye los paneles individuales para vidrio a tope)

(c) No hay áreas con vidrio a menos de 500 mm sobre el nivel del piso.

(d) El panel de vidrio es suministrado con al menos un perfil, firmemente remachado y asegurado para asegurar y proteger cada una de las caras del vidrio. Como mínimo se debe colocar un perfil con su borde superior a no menos de 500 mm y su borde inferior a no más de 1000 mm, sobre el nivel del piso. El perfil deberá tener un ancho no inferior a 40 mm.

(e) El panel de vidrio es marcado con una banda opaca u otro tratamiento decorativo, según los requerimientos del numeral K.4.3.9.1

(f) El panel con vidrio protege una diferencia de nivel de 1000 mm o más.

NOTA – Una desnivel de 1000 mm o más se considera como una barrera visual

Si la vidriera cumple con ya sea (a), (b), (c) ó (d), se deberá usar vidrio recocido de acuerdo con la columna 3 de la tabla K.4.3-2

Si la vidriera cumple con (e), se deberá usar vidrio recocido de acuerdo con la columna 2 de la tabla K.4.3-2, y el vidrio deberá marcarse y cumplir con el numeral K.4.3.9.1.

Si la vidriera cumple con (f), deberá ajustarse a los requerimientos del numeral K.4.3.9.7.

K.4.3.9.4.2 — Cualquier panel con vidrio que pueda ser confundido con un vano de una puerta o con un trayecto despejado, debe ser vidriado como sigue:

(a) Para paneles con marco – Vidrio de seguridad que cumple con los requerimientos de la tabla K.4.3-1 y del numeral K.4.3.9.1.

(b) Para paneles sin marco – Vidrio de seguridad que cumple con los requerimientos de las tablas K.4.3-4 o K.4.3-5, y del numeral K.4.3.9.1.

K.4.3.9.5 — ***Vidrieras a baja altura***

K.4.3.9.5.1 — Cualquier vidrio recocido a menos de 500 mm sobre el nivel del piso no debe tener menos de 5 mm de espesor, según la columna 2 de la tabla K.4.3-2.

K.4.3.9.5.2 — Cuando la altura del vano para el vidrio es superior a 1000 mm, y excede los 500 mm de ancho, podría ser confundido con un trayecto sin impedimentos y por lo tanto debe cumplir con los requerimientos del numeral K.4.3.9.4, es decir, un espesor mínimo de 5 mm.

K.4.3.9.5.3 — Cuando el la vidriera protege una diferencia de nivel de 1000 mm o más, por debajo del sillar de la ventana, esta deberá cumplir con los requerimientos de K.4.3.9.7, con un espesor mínimo de 5 mm.

K.4.3.9.6 — ***Vidrieras en baños, spas y jacuzzi***

K.4.3.9.6.1 — Vidrio de seguridad de acuerdo a la tabla K.4.3-1 se debe usar en:

(a) Puertas y divisiones de baño, enmarcadas o sin enmarcar;

(b) Toda vidriera a menos de 2000 mm del nivel del piso en cuartos de baño y cubículos que contengan jacuzzi o spas.

K.4.3.9.6.2 — En cuartos de baño, los paneles o puertas de vidrio, con una o dos bordes opuestos sin enmarcar, deben ser en vidrio templado de seguridad no menor de 5 mm de espesor.

K.4.3.9.6.3 — En cuartos de baño, los paneles o puertas de vidrio, con dos o tres o más bordes adyacentes a tope, deben ser en vidrio templado de seguridad no menor de 6 mm de espesor.

K.4.3.9.6.4 — Las puertas de vidrio para duchas, que van sin enmarcar o a tope y que utilizan pivotes o bisagras, serán hechas de vidrio templado de seguridad no menor de 6 mm de espesor.

Tabla K.4.3-1
Áreas máximas de vidrio de seguridad para vidrieras totalmente enmarcadas

Tipo de vidrio	Espesor nominal (mm)	Área máxima (m^2)
Vidrio de seguridad (*)		
Vidrio templado de seguridad	3	1.0
	4	2.0
	5	3.0
	6	4.0
	8	6.0
	10	6.0
	12	10.0 (+)
Vidrio laminado de seguridad (++)	5	2.0
	6	3.0
	8	5.0
	10	7.0
	12	9.0 (+)
Vidrio y Espejo recubierto con película orgánica de seguridad	Refiérase a especificaciones detalladas sobre proveedores de películas de seguridad contra impacto. En ausencia de gráficos para diseños específicos, refiérase a las anteriores áreas máximas para vidrio laminado de seguridad	

(*) Vidrio de seguridad
(+) Esta área puede no estar fácilmente disponible
(++) Basado únicamente en el espesor de vidrio total (no se incluye el espesor de la capa intermedia)

Tabla K.4.3-2
Áreas máximas de vidrio recocido para zonas de riesgos alto, mediano y bajo

Espesor nominal (mm)	Columna 1 Alto riesgo (m^2)	Columna 2 Mediano riesgo (m^2)	Columna 3 Bajo riesgo (m^2)
3	0.25	0.1	0.3
4	0.2	0.3	1.1
5	0.5	1.2	2.2
6	0.9	2.1	3.3
8	1.8	3.2	4.5
10	2.7	4.4	6.0
12	4.5	6.3	8.0
15	6.3	8.2	10.0
19	8.5	10.3	12.0
25	12.0	13.5	15.0

Tabla K.4.3-3
Áreas máximas de vidrio recocido para vidriado totalmente enmarcado

Espesor nominal (mm)	Área máxima Completamente enmarcada (m^2)
3	0.5
4	2.0
5	3.3
6	4.6
8	7.0
10	9.5
12	12.0
15	16.0
19	16.0
25	16.0

NOTA — Las áreas máximas son basadas en un diseño ULS de carga frontal de 1.3 kPa. Las máximas áreas se basan generalmente en una carga frontal de 1.3 kPa, porque se considera que éste es el mínimo nivel de protección contra impacto. En las situaciones en que la presión de diseño del viento exceda los 1.3 kPA, se debe seleccionar un vidrio que soporte la carga de viento correspondiente. ULS: (Ultimate Limit State) Estado Límite Último.

Tabla K.4.3-4
Divisiones internas con bordes laterales sin enmarcar

Altura del vidrio (vano) (m)	Tipo de vidrio	Espesor nominal estándar mínimo (mm)	Número máximo de uniones a tope por vano	Número máximo de paneles de vidrio individuales por vano	Ancho máximo del panel individual
≤ 1.3	Recocido	5*	2	3	1000
	Recocido	6*	sin límite	sin límite	sin límite
	Templado (+)	4	2	3	1000
	Templado (+)	5	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (+) (++)	6	2	3	1000
	Laminado (+) (++)	8	sin límite	sin límite	sin límite
>1.3 ≤ 2.0	Recocido	6*	1	2	1000
	Recocido	8*	2	3	1000
	Recocido	10	2	3	1200
	Templado (+)	6	2	3	1000
	Templado (+)	8	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (+) (++)	6	2	3	1000
	Laminado (+) (++)	8	2	3	1000
	Laminado (+) (++)	10	sin límite	sin límite	sin límite
>2 ≤ 2.6	Recocido	8*	1	2	1000
	Recocido	10	2	3	1000
	Recocido	12	2	3	1200
	Templado (+)	8	sin límite	sin límite	sin límite
	Templado (+)	10	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (+) (++)	8	1	2	1200
	Laminado (+) (++)	10	2	3	1200
	Laminado (+) (++)	12	sin límite	sin límite	sin límite
>2.6 ≤ 3.0	Recocido	10	1	2	1000
	Recocido	12	2	3	1000
	Templado (+)	10	sin límite	sin límite	sin límite
	Templado (+)	12	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (+) (++)	10	2	3	1000
	Laminado (+) (++)	12	2	3	1000

* Un mínimo de 10 mm para paneles laterales (refiérase a K.4.3.9.3.1.3)
+ Material vidriado de seguridad
++ Basado en espesor del vidrio total únicamente (no se incluye la capa intermedia, la cual debe ser agregada)
NOTA –
1) Alturas superiores a 3.0 mts requieren diseño específico
2) Se requiere cubrimiento adecuado de bordes para asegurar el vidrio contra cargas.
3) El diseño del vidrio de seguridad se basa en una presión máxima ULS de 0.45 kPA

Tabla K.4.3-5
Vitrinas con vidrio a tope

Altura del vidrio (vano) (m)	Tipo de vidrio	Espesor nominal estándar mínimo (mm)	Número máximo de uniones a tope por vano	Número máximo de paneles de vidrio individuales por abertura	Ancho máximo del panel individual
≤ 1.3	Recocido	8	1	2	1200
	Recocido	10	sin límite	sin límite	sin límite
	Templado (*)	6	2	3	1200
	Templado (*)	8	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (*+)	8	2	3	1200
	Laminado (*+)	10	sin límite	sin límite	sin límite
>1.3 ≤ 2.0	Recocido	8	1	2	1200
	Recocido	10	2	3	1000
	Recocido	12	2	3	1200
	Templado (*)	8	2	3	1200
	Templado (*)	10	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (*+)	10	1	2	1200
	Laminado (*+)	12	2	3	1000
>2 ≤ 2.6	Recocido	10	1	2	1000
	Recocido	12	2	3	1000
	Templado (*)	10	2	3	1200
	Templado (*)	12	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (*+)	10	1	2	1200
	Laminado (*+)	12	2	3	1200
>2.6 ≤ 3.0	Recocido	12	1	2	1200
	Templado (*)	10	1	2	1500
	Templado (*)	12	2	3	1200
	Templado (*)	15	sin límite	sin límite	sin límite
	Laminado (*+)	12	1	3	1200

* Vidrio de seguridad
+ Basado en espesor del vidrio total únicamente
NOTA –
1) Alturas superiores a 3.0 mts requieren diseño específico
2) Se requiere cubrimiento adecuado de bordes para asegurar el vidrio contra cargas.
3) El diseño con vidrio de seguridad se basa en una presión máxima de 0.45 kPA

Tabla K.4.3-6
Vidrio a tope

Altura máxima	Radio Máximo	Tipo y espesor mínimo de vidrio para presiones ULS				
			Área de vidriado externo			
		Vidriado interno 0.45 kPA	Baja 0.51 a 0.65 kPA	Media 0.66 a 0.85 kPA	Alta 0.86 a 1.2 kPA	Muy alta 1.21 a 1.55 kPA
Hasta 1.3 m	2 m	5 mm T, 6 mm A	5 mm T, 6 mm A	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm T, 6 mm A
	3 m	6 mm A,L,T	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	15 mm A, 12 mm T
	4 m	8 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	12 mm A,L,T	15 mm A, 12 mm T
Hasta 1.3 m	Más de 4 m	6 mm A	8 mm A	8 mm A	10 mm A	12 mm A
		8 mm L	8 mm L	8 mm L	10 mm L	12 mm L
		5 mm T	5 mm T	6 mm T	8 mm T	8 mm T

Tabla K.4.3-6
Vidrio a tope

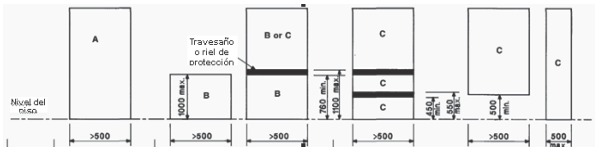
Altura máxima	Radio Máximo	Tipo y espesor mínimo de vidrio para presiones ULS				
			Área de vidriado externo			
		Vidriado interno 0.45 kPA	Baja 0.51 a 0.65 kPA	Media 0.66 a 0.85 kPA	Alta 0.86 a 1.2 kPA	Muy alta 1.21 a 1.55 kPA
1.31 m a 2 m	2 m	5 mm T, 6 mm A	5 mm T, 6 mm A	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm T, 6 mm A
	3 m	6 mm A,L,T	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	15 mm A, 12 mm T
	4 m	8 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	12 mm A,L,T	15 mm A, 12 mm T
1.31 m a 2 m	Más de 4 m	10 mm A	10 mm A	12 mm A	15 mm A	15 mm A
		10 mm L	12 mm L	12 mm L	SD	SD
		8 mm T	8 mm T	8 mm T	10 mm T	12 mm T
de 2.1 m a 2.6 m	2 m	6 mm A,L,T	6 mm A,L,T	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T
	3 m	6 mm A,L,T	6 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	15 mm A,L,T
	4 m	8 mm A,L,T	8 mm A,L,T	10 mm A,L,T	12 mm A,L,T	15 mm T
De 2.1 m a 2.6 m	Más de 4 m	12 mm A	15 mm A	15 mm A	19 mm A	SD
		10 mm T	10 mm T	12 mm T	12 mm T	15 mm T
		12 mmT	SD	SD	SD	SD
Más de 2.6 m	Cualquier radio	SD	SD	SD	SD	SD

CLAVE A = Vidrio Recocido
L = Vidrio Laminado de Seguridad
T = Vidrio Templado de Seguridad
SD = Se Requiere Diseño Específico
NOTA - El tamaño máximo del vidrio puede ser restringido por el área máxima permitida de acuerdo con las secciones K.4.3.9.4, K.4.3.9.5 y K.4.3.9.8.

K.4.3.9.7 — ***Vidriera que protege de una diferencia de nivel***

K.4.3.9.7.1 — La vidriera empleada en cualquier edificación, en situaciones en las que se requiera una protección para los ocupantes contra desniveles de 1000 mm o más, a partir del nivel del piso, deberá cumplir con los requerimientos de la tabla K.4.3-7

Tabla K.4.3-7
Vidrieras para proteger diferencias de nivel en cualquier edificación (desniveles)



	TIPO A	TIPO B	TIPO C
Unidades familiares	Vidrio de seguridad según tabla 4.3.1 o vidrio recocido según columna 1 tabla 4.3.2	Vidrio de seguridad según tabla 4.3.1 o vidrio recocido según columna 2 tabla 4.3-2 con 5 mm de espesor mínimo (+)	Seleccione el espesor del vidrio con referencia a las cargas de viento. La Tabla 4.3-3 de esta sección son los requisitos mínimos (++)
Todos lasdemás edificaciones ($)	Material vidriado de seguridad según tabla 4.3.1 o vidrio recocido según columna 1 tabla 4.3.2	Material vidriado de seguridad según tabla 4.3.1 o vidrio recocido según columna 3 tabla 4.3.2 con 5 mm de espesor mínimo	Seleccione el espesor del vidrio con referencia a las cargasde viento. La Tabla 4.3-3 de esta sección son los requisitos mínimos (++)

* Los rieles de protección deberían ser diseñados para disuadir a la gente a que se siente sobre ellos
+ Si un travesaño está firmemente asegurado, la parte superior del panel puede ser tipo C
++ Refiérase también a la sección K.4.3.9.5
$ Para áreas de actividad de alto riesgo, refiérase a K.4.3.9.1.10. Para vanos de escalera, refiérase a la sección K.4.3.9.11

K.4.3.9.8 — ***Divisiones Internas***

K.4.3.9.8.1 — ***Divisiones internas con marco —*** Las divisiones internas con marco, diferentes de aquellas definidas como puertas o paneles laterales (refiérase a K.4.3.9.3.1.3), deben ir en vidrio recocido según la columna 3 de la tabla K.4.3-2. Cuando la parte más baja del vidrio esté a menos de 500 mm sobre el nivel del piso colindante, se puede usar vidrio recocido de no menos de 5 mm de espesor, en concordancia con las áreas máximas especificadas en la columna 1 de la tabla k.4.3-2. Las divisiones internas con marco cumplirán con el numeral K.4.3.9.1.

K.4.3.9.8.2 — ***Divisiones internas con vidrio a tope***

(a) ***Bordes superiores sin enmarcar —*** Los paneles con marco por tres de sus lados, pero no por el borde superior, serán instalados con vidrio recocido, según la columna 1 de la tabla 4.3.2, siempre y cuando el borde superior esté a 1500 mm o más sobre el nivel más alto del piso, y el panel no pueda ser confundido con un vano o un trayecto despejado. Alternativamente, tales paneles pueden ser considerados como completamente enmarcados y serán vidriados con vidrio de seguridad, según la tabla K.4.3-1.

(b) ***Bordes laterales sin enmarcar —*** Los paneles que tienen los bordes superior e inferior enmarcados y uno o más bordes laterales sin enmarcar, pero no expuestos, debe llevar vidrio según la tabla K.4.3-4 y cumplirán con el numeral K.4.3.9.1.

(c) ***Otros paneles sin enmarcar —*** Los paneles sin enmarcar que no estén cubiertos por (a) ó (b) estarán sujetos a diseño específico y cumplirán con el numeral K.4.3.9.1.

K.4.3.9.9 — ***Barandas y pasamanos***

K.4.3.9.9.1 — ***Barandas y pasamanos completamente enmarcados —*** Para barandas y pasamanos completamente enmarcados se empleará vidrio de seguridad, de no menos de 6 mm de

espesor, según las áreas máximas mostradas en la tabla K.4.3-1, excepto cuando se use vidrio recocido de no menos de 4 mm de espesor, el cual es permitido hasta un área máxima de 0.3 m^2

K.4.3.9.9.2 — *Barandas y pasamanos sin enmarcar o parcialmente enmarcados* — Para barandas y pasamanos parcialmente enmarcados se usará vidrio de seguridad, de no menos de 6 mm de espesor, como se indica a continuación:

(a) Se puede usar la tabla 4.3.8 para vidrio soportado por dos bordes, donde las barandas o pasamanos son sostenidos por los pilares.
(b) Para otras barandas se requieren sistemas de diseño específicos

K.4.3.9.9.3 — Barandas y pasamanos estructurales — Cuando se emplee vidrio como un elemento estructural, se usará vidrio templado de seguridad.

Tabla K.4.3-8
Barandas y pasamanos sin marco o parcialmente enmarcados

	Presión horizontal ULS (kPA)	Tramo máximo de vidrio * (m)				Tramo máximo de vidrio (m)				Presión horizontal SLS (kPA)
		Vidrio de seguridad laminado ++ (mm)				Vidrio de seguridad templado (mm)				
		6	8	10	12	6	8	10	12	
Edificaciones residenciales y piscinas	1200	0.88	1.16	1.44	1.71	1.24	1.65	2.08	2.50	750
Otras edificaciones y áreas públicas de edificaciones residenciales	1600	0.76	1.00	1.24	1.48	1.13	1.50	1.89	2.28	1000
Teatros, salas de cine, salones de reunión, asambleas, estadios, etc.	2400	0.62	0.82	1.01	1.21	1.00	1.31	1.65	2.00	1500

(*) Para vidrio de seguridad laminado las presiones horizontales prevalentes son el Estado Límite Último (Ultimate Limit State), tabla 4.3.1 e incluyen el factor de carga ULS
(+) Para vidrio de seguridad templado las presiones horizontales prevalentes son el Estado Límite de Servicio, (Serviceability Limit State). Los vanos se basan en el límite de deflexión del vidrio 1/60 para estas cargas.
(++) El espesor de la capa intermedia no se incluye y debe ser agregado para obtener el espesor nominal

K.4.3.9.9.4 — *Tipos de barandas*

(a) ***Tipo I* —** Ensamble de baranda o balaustrada cuyo relleno es una sola lámina de material para vidriado la cual está totalmente capturada en todos sus bordes.Véase figura K.4.3-1

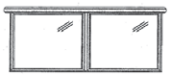


Figura K.4.3-1 — Soporte en cuatro lados — Una lámina de material para vidriado

(b) ***Tipo II* —** Ensamble de baranda o balaustrada cuyo relleno puede ser una única lámina o múltiples unidades de material para vidriado, capturado(s) en dos bordes. Véanse figura K.4.3-2 y K.4.3-3

Figura K.4.3-2 — Soporte en dos lados — Una lámina de material para vidriado

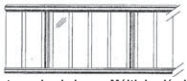


Figura K.4.3-3 — Soporte en dos lados — Múltiples láminas de material para vidriado

(c) ***Tipo III* —** Un ensamble de baranda o balaustrada con una única lámina de material para vidriado, que está sujetada por un sistema de soportes puntuales, soportes en las esquinas u otro apoyo no continuo a lo largo de una parte del vidriado. Véase figura K.4.3-4

Figura K.4.3-4 — Sistema vidriado con soportes puntuales.

(d) ***Tipo IV* —** Un ensamble de baranda o balaustrada cuyo relleno es una sola lámina de material para vidriado que está capturada en tres bordes. Véase figura K.4.3-5

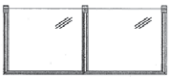


Figura K.4.3-5 — Soporte en tres lados - Estructural.

(e) ***Tipo V* —** Un ensamble de baranda o balaustrada cuyo relleno es una sola lámina de material para vidriado que está capturada en un solo borde. El vidrio puede o no tener adjunto un pasamanos decorativo o de protección que no proporciona soporte estructural al sistema. Véase figuras K.4.3-6, K.4.3-7 y K.4.3-8

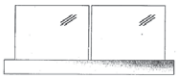


Figura K.4.3-6 — Soporte en un solo lado - Estructural.

Figura K.4.3-7 — Soporte en un solo lado con pasamanos de Protección en el borde superior — Estructural.

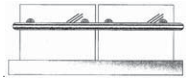


Figura K.4.3-8 — Soporte en un solo lado con pasamanos adjunto o atornillado a la superficie — Estructural.

K.4.3.9.10 — *Vanos de escaleras y patios*

K.4.3.9.10. 1 — Dentro de 2000 mm horizontales a partir del peldaño inferior de cada tramo de escalera – que comprenda como mínimo dos peldaños – se usará vidrio de seguridad, de acuerdo con la tabla K.4.3-1. Cualquier otro vidriado en vanos de escaleras, a menos de 2000 mm sobre el nivel del piso – ya sea que proteja o no una diferencia de nivel - cumplirá con los requerimientos de la tabla K.4.3-7

K.4.3.9.11 — *Otras vidrieras* — Todo vidriera a menos de 2000 mm sobre cualquier plataforma que se encuentre al nivel del terreno, de la cubierta, o del piso, y que no haya sido incluido en este Capítulo, será diseñado de acuerdo con la tabla K.4.3-3.

K.4.3.9.12 — *Colocación de vidrios a tope* — La colocación de vidrios a tope unidos con silicona para formar un radio, deberán cumplir con los requerimientos de la tabla K.4.3-6.

K.4.3.9.13 — *Vidrieras con vidrio a tope por dos lados* — Vidrio a tope enmarcado por dos lados, en puertas, paneles laterales, vidrieras a baja altura o en asientos de ventana, cuartos de baño, vitrinas, vanos de escaleras, o que protejan diferencias de nivel, deben ser con vidrio de seguridad, para cumplir con lo requerimientos de la columna 2 de la tabla K.4.3-3. Todas las demás ventanas con dos bordes sin enmarcar, que abran o cierren, cumplirán con los requerimientos de carga de viento.

K.4.3.10 — Antes de iniciarse una demolición, es necesario extraer todos los vidrios que hubiera en la obra.

K.4.3.11 — VIDRIO ESTRUCTURAL Y DE PISO — El vidrio estructural y de piso, deberá tener dimensiones no mayores de 0.30 m de lado y debe ser capaz de soportar la sobrecarga prevista para la estructura en donde está ubicado. Los vidrios deberán estar perfilados cuando vayan dentro de soportes de concreto armado. En caso de que los vidrios se apoyen en estructura metálica, ésta se ejecutará con perfiles especiales escogidos al efecto. Las juntas entre paños, deben sellarse con cemento asfáltico u otro material elástico similar.

K.4.3.12 — REVESTIMIENTO CON VIDRIOS — La colocación de revestimientos con piezas o placas de vidrio, requiere que se asegure su perfecta adherencia a los muros y se evite la presencia de aristas cortantes. Las piezas de vidrio que se usen para revestir deben tener las siguientes dimensiones máximas:

(a) 0.95 m^2, si se colocan a altura menor de 2.5 m, medida sobre el solado.
(b) 0.50 m^2, si se colocan arriba de 2.50 m, el lado máximo de la pieza será de 1.50 m.

K.4.3.13 — VIDRIOS EN CUBIERTA — Los vidrios de cubierta deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) ***Claraboyas* —** Toda claraboya debe construirse con base en marcos y bastidores de metal o concreto armado, anclados firmemente.
(b) ***Bóvedas y cúpulas* —** Toda bóveda o cúpula debe construirse con base en estructura metálica y vidrios soportados o estructura de concreto armado y vidrios perfilados inclinados dentro de los soportes.
(c) ***Techos transitables* —** Todo techo o azotea de esta clase debe responder a las especificaciones tal como lo define el numeral K.4.3.11.

K.4.3.14 — NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS

NTC 1909 (2008) — Vidrio. Vidrio Plano Flotado. Vidrio Plano Impreso (grabado). Vidrio Plano Armado (alambrado). Adopción Modificada de La ASTM C 1036-06. Standard Specification for Flat Glass. (Especificaciones para Vidrio Plano)

NTC 1804 (1990) — Vidrio. Vidrio plano estirado.

NTC 5579 (2007) — Terminología normalizada de vidrio y productos de vidrio.

K.4.3.15 — NORMAS TECNICAS AMERICANAS (ASTM)

ASTM C1048-04 — Standard Specification for Heat-Treated Flat Glass—Kind HS, Kind FT Coated and Uncoated Glass. (Vidrio plano tratado con calor, categoría termoendurecido (HS) y categoría templado (FT) con y sin recubrimiento)

ASTM C1172 (2009) — Standard Specification for Laminated Architectural Flat Glass.(Vidrio Laminado Plano para Arquitectura)

ASTM C1376-03 — Standard Specification for Pyrolytic and Vacuum Deposition Coatings on Flat Glass.(Vidrios recubiertos por Deposición al vació y con recubrimiento Pirolítico))

ASTM C1464-06 — Standard Specification for Bent Glass.(Vidrio Curvado)

ASTM C1503-08 — Standard Specification for Silvered Flat Glass Mirror.(Espejos)

ASTM E283-04 — Standard Test Method for Determining Rate of Air Leakage Through Exterior Windows, Curtain Walls, and Doors Under Specified Pressure Differences Across the Specimen.

ASTM E330-02 — Test Method for Structural Performance of Exterior Windows, Doors, Skylights and Curtain Walls by Uniform Static Air Pressure Difference.

ASTM E331-00(2009) — Standard Test Method for Water Penetration of Exterior Windows, Skylights, Doors, and Curtain Walls by Uniform Static Air Pressure Difference.

ASTM E547-00(2009) — Standard Test Method for Water Penetration of Exterior Windows, Skylights, Doors, and Curtain Walls by Cyclic Static Air Pressure Difference.

ASTM E783-02 — Standard Test Method for Field Measurement of Air Leakage through Installed Exterior Windows and Doors.

ASTM E935-00(2006) — Standard Test Methods for Performance of Permanent Metal Railing Systems and Rails for Buildings.

ASTM E1105-00(2008) — Standard Test Method for Field Determination of Water Penetration of Installed Exterior Windows, Skylights, Doors, and Curtain Walls, by Uniform or Cyclic Static Air Pressure Difference.

ASTM E1300-09a — Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings.

ASTM E2025-99(2006) — Standard Test Method for Evaluating Fenestration Components and Assemblies for Resistance to Impact Energies.

ASTM E2353-06 — Standard Test Methods for Performance of Glass in Permanent Glass Railing Systems, Guards, and Balustrades.

ASTM F1233-06 — Standard Test Method for Security Glazing Materials And Systems.

ASTM F1915-07a — Standard Test Methods for Glazing for Detention Facilities.

ASTM STP 1434 — The Use of Glass in Buildings. Páginas 105 a 118.

ASTM E2190-08 — Standard Specification for Insulating GlassUnit Performance and Evaluation. (Unidades de Vidrio Aislante o Doble Vidriado)

ASTM C1349-04 — Standard Specification for Architectural Flat Glass Clad Polycarbonate

ASTM C1422-99(2005)e1 — Standard Specification for Chemically Strengthened Flat Glass

K.4.3.16 — OTRAS NORMAS TECNICAS

AAMA 501.1-05 — Standard test method for metal curtain walls for water penetration using dynamic pressure

AAMA 501.6-01 — Recommended Dynamic test method for determining the seismic drift causing glass fallout from a wall system

AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440-08 — Standaard specification for Windows, Doors, and unit skylights.

ANSI Z97.1- 2004e — American National Standard for Safety Glazing Materials Used in Buildings - Safety Performance Specifications and Methods of Test. (Se puede usar esta version o versiones posteriores a esta que esten vigentes en el momento de su aplicación)

NZC 4223:1999 - New Zealand Standards. Estándar de nueva Zelanda : Vidrieras para edificios . Parte 3 : 1999

UL 410 — Slip Resistance of Floor Surface Materials.

K-63

Ministerio de Educación Nacional

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 2022 DE 2010

(marzo 24)

por la cual se define la metodología para la certificación de la cobertura en educación preescolar, básica y media, relacionada con la destinación de los recursos de regalías y compensaciones de conformidad con lo establecido en el Decreto 416 de 2007.

La Ministra de Educación Nacional, en uso de sus facultades legales y en especial las establecidas en la Ley 141 de 1994, la Ley 1151 de 2007, el artículo 16 del Decreto 416 de 2007 y el artículo 1° del Decreto 3976 de 2009, y

CONSIDERANDO:

Que mediante los artículos 14 y 15 de la Ley 141 de 1994, se fijaron las reglas para la utilización y destinación de los recursos provenientes del régimen de regalías y compensaciones establecido en dicha ley.

Que de conformidad con los artículos anteriores, modificados por los artículos 13 y 14 de la Ley 756 de 2002, respectivamente, los departamentos y municipios productores y los municipios portuarios deben utilizar los recursos financieros mencionados en proyectos prioritarios de inversión que estén contemplados en los Planes de Desarrollo de los respectivos entes territoriales.

Que de acuerdo con la modificación, los literales c) de los artículos 14 y 15 de la Ley 141 de 1994 señalaron que mientras las entidades territoriales indicadas no alcancen coberturas mínimas en indicadores de mortalidad infantil, cobertura básica de salud y educación, entre otras, deberán asignar un porcentaje del total de sus regalías para estos propósitos.

Que el artículo 16 del Decreto número 416 de 2007, ordenó a las entidades responsables de la certificación de la cobertura establecer "mediante resolución, la metodología de la certificación de cobertura, precisando, entre otros, los criterios de medición de cobertura, la información a tener en cuenta, la forma de consolidarla, el periodo de certificación y los mecanismos para controvertir las certificaciones por parte de los municipios";

Que el artículo 1° del Decreto número 3976 de 2009 definió que el indicador de cobertura mínima en educación será la tasa de cobertura neta en educación preescolar, básica y media.

Que por lo anterior, se hace necesario definir los criterios de medición de cobertura en educación básica conforme a las disposiciones anteriores.

RESUELVE:

Artículo 1°. *Indicador*. Para la certificación de la cobertura mínima en educación preescolar, básica y media en los entes territoriales, se tomará como criterio la tasa de cobertura neta y se establecerá el 100% como cobertura mínima.

Artículo 2°. *Metodología de cálculo*. La cobertura neta se establece dividiendo el total de estudiantes matriculados en transición, primaria, secundaria y media con edades entre 5 y 16 años, en establecimientos oficiales y privados de la entidad territorial correspondiente, de acuerdo con el reporte que a 31 de diciembre del año inmediatamente anterior se haya efectuado al Ministerio de Educación Nacional, entre la población de 5 a 16 años de la respectiva entidad territorial, según la certificación expedida por el DANE a la misma fecha.

Parágrafo. En caso de no contar con las proyecciones de población del DANE, requeridas para el cálculo de la cobertura, el Ministerio de Educación Nacional certificará la cobertura neta para el último año que se tenga información disponible de población.

Artículo 3°. *Período de certificación*. El período de certificación de cobertura en educación para los efectos de los artículos 14 y 15 de la Ley 141 de 1994 será anual, teniendo como fecha de corte el 31 de julio de cada año, según lo indicado en el artículo 16 del Decreto 416 de 2007, y la consolidación de la matrícula del año inmediatamente anterior será la que se encuentre como información definitiva de acuerdo con las fechas de corte establecidas por el Ministerio de Educación Nacional.

Artículo 4°. *Mecanismos para controvertir las certificaciones*. La certificación a la que se refiere esta resolución es susceptible de ser recurrida en los términos del Código Contencioso Administrativo, Decreto 01 de 1984.

Artículo 5°. *Vigencia y derogatorias*. La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación y deroga la Resolución 4911 de 2008.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 24 de marzo de 2010.

La Ministra de Educación Nacional,

Cecilia María Vélez White.

(C.F.)

Ministerio de Transporte

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 000980 DE 2010

(marzo 26)

por la cual se prorroga el plazo previsto en el artículo 1° de la Resolución 00995 de marzo 18 de 2009 y se dictan otras disposiciones.

El Ministro de Transporte, en ejercicio de sus facultades constitucionales y legales, en especial las conferidas por las Leyes 105 de 1993, 336 de 1996 y el Decreto 2053 de 2003, y,

CONSIDERANDO:

Que el carácter de servicio público esencial bajo la regulación del Estado que la Ley le otorga a la operación de las empresas de transporte público, implica la prelación del interés general sobre el particular, especialmente en cuanto a la garantía de la prestación del servicio y a la protección de los usuarios.

Que de conformidad con el artículo 18 de la Ley 336 de 1996, el permiso para la prestación del servicio público de transporte es revocable e intransferible y obliga a su beneficiario a cumplir lo autorizado bajo las condiciones en él establecidas.

Que mediante Resolución número 07811 de septiembre 20 de 2001, el Ministerio de Transporte estableció la Libertad de Horarios para la prestación del Servicio Público de Transporte Terrestre Automotor de Pasajeros por Carretera, autorizando la modificación e incremento de horarios en las rutas que legalmente tienen autorizadas las empresas transportadoras.

Que el mecanismo de Libertad de Horarios ha servido para garantizar la competencia entre las empresas transportadoras con beneficio y alternativas de servicio a los usuarios, pero en muchos corredores ha repercutido en un abuso y exceso de esta libertad, ocasionando desorganización e irracionalidad en la prestación de los servicios.

Que el artículo 37 del Decreto 171 de 2001 estableció que las empresas que tengan autorizada una ruta en origen-destino, podrán solicitar conjuntamente la modificación, incremento o disminución de sus horarios, garantizando que la demanda de transporte será suficiente y debidamente atendida y que la calidad del servicio no se verá desmejorada.

Que el incremento o disminución de los horarios debe tener como criterio la racionalización y eficiencia en el uso de los equipos de transporte, vinculados a las empresas.

Que el criterio base en la estructuración del Sistema de Operación por Corredores Integrados de Servicios está en la racionalización de la oferta de servicios de acuerdo a la demanda de las rutas que hacen parte del corredor de transporte.

Que como consecuencia de lo anterior el Ministerio de Transporte consideró conveniente establecer un mecanismo de regulación de los horarios, que permita garantizar un servicio organizado, de calidad y oportuno para los usuarios, que sea racional para propietarios y empresarios.

Que dicho mecanismo se adoptó con la Resolución 000995 de marzo 18 de 2009, soportado en el artículo 37 del Decreto 171 de 2001, la cual determinó que las empresas habilitadas para la prestación del Servicio Público de Transporte de Pasajeros por Carretera, a más tardar el 30 de marzo de 2010, deberán presentar ante este Ministerio, la reestructuración de horarios dentro de las rutas autorizadas, con base en un estudio de oferta y demanda.

Que de acuerdo a comunicaciones de los gremios de transportadores de pasajeros por carretera, se han presentado algunas dificultades en la realización de la totalidad de los estudios de oferta y demanda, siendo necesario otorgar un plazo adicional para que los mismos sean culminados y se suscriban las correspondientes actas de acuerdo, de conformidad con el artículo 37 del Decreto 171 de 2001.

Que verificados los avances del proceso de reestructuración, se analizó que es necesario prorrogar el término establecido en el artículo 1° de la Resolución 995 de 2009, con el fin de terminar los estudios y la suscripción de los acuerdos entre las diferentes empresas.

Por lo anterior, este despacho,

RESUELVE:

Artículo 1°. Prorrogar hasta el 31 de mayo de 2010, la fecha estipulada en el artículo 1° de la Resolución 000995 de marzo 18 de 2009, para que las empresas habilitadas para la prestación del Servicio Público de Transporte de Pasajeros por Carretera, presenten ante este Ministerio, la reestructuración de horarios dentro de las rutas autorizadas, con base en un estudio de oferta y demanda.

Parágrafo. Las empresas que no presenten la solicitud de reestructuración de horarios, en el término establecido en el presente artículo, no podrán aplicar la libertad de horarios a partir del 1° de junio de 2010.

Artículo 2°. La Dirección de Transporte y Tránsito, la Subdirección de Transporte y las Direcciones Territoriales del Ministerio de Transporte deberán liderar y coordinar todas las acciones para que en el término previsto en el artículo 1° de la presente resolución, se presenten las reestructuraciones.

Artículo 3°. Los demás términos de la Resolución 000995 de 2009, continúan vigentes.

Artículo 4°. La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 26 de marzo de 2010.

El Ministro de Transporte,

Andrés Uriel Gallego Henao.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 000981 DE 2010

(marzo 26)

por la cual se adiciona y modifica la Resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009.

El Ministro de Transporte, en uso de las facultades legales, en especial de las conferidas por la Ley 488 de 1998 y el Decreto 2053 de 2003,

RESUELVE:

Que el Ministerio de Transporte mediante la Resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009, determinó la base gravable de los vehículos de servicio público y particular de carga y colectivo de pasajeros para el año fiscal 2010.

Que mediante Resolución número 000157 del 25 de enero de 2010, se modificó el numeral 1. Literal B. Vehículos de pasajeros, del artículo 3° de la Resolución número 005961 de noviembre 30 de 2009 y se adicionaron a la Tabla número 4. Valores por Grupo y Modelo, (cifras en miles de pesos colombianos) los Grupos I0 y J0.

Que en revisión efectuada a la **Tabla número 1**. **CLASIFICACIÓN SEGÚN CLASE, TIPO Y MARCA,** anexa a la Resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009, de acuerdo con lo solicitado por usuarios, se encontró que es necesario incluir algunas clases, tipos de carrocerías y marcas que no se encuentran en la misma.

Que revisada la **Tabla número 4 VALORES POR GRUPO Y MODELO (cifras en millones de pesos colombianos)** anexa a la resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009, de acuerdo con lo solicitado por usuarios, se encontró que es necesario ajustar unos grupos por cuanto la base gravable establecida en la resolución tiene diferencias con el precio comercial, según el mercado del usado.

En mérito de lo expuesto, este despacho,

RESUELVE:

Artículo 1°. Adicionar en la Tabla número 1 **Clasificación Según Clase, Tipo y Marca,** anexa a la Resolución número 005961 de1 30 de noviembre de 2009 el tipo de carrocería **picó**, para los **Grupos F, G, y H, Panel** y los **vehículos de Bomberos** para los Grupos **I, J y K.**

Artículo 2°. Adicionar las siguientes marcas así:

Grupo F, I y L: Jiangchan, Land Rover, Studebaker, Uaz, Willys y Willco.

Grupo G, J y M: Fargo y GMC.

Grupo K: Seagrave.

Artículo 3°. Modificar los valores de los Grupos **H5, M5** y **N7,** en la **"Tabla número 4. Valores por Grupo y Modelo (cifras en miles de pesos colombianos)"** anexa a la Resolución número 005961 de noviembre 30 de 2009, los cuales serán los establecidos en el anexo de la presente resolución.

Artículo 4°. Los demás términos de la Resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009, continúan vigentes.

Artículo 5°. La presente resolución rige a partir de su publicación.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 26 de marzo de 2010.

Andrés Uriel Gallego Henao.

MINISTERIO DE TRANSPORTE

BASE GRAVABLE PARA EL AÑO 2010

TABLA No. 4 VALORES POR GRUPO Y MODELO (cifras en Miles de pesos Colombianos)

GRUPO	2009	2008	2007	2006	2005	2004	2003	2002	2001	2000	1999	1998	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985
H5	151,300	141,400	137,400	131,800	127,600	122,100	116,400	110,900	100,800	90,800	81,700	73,400	66,100	59,600	53,600	48,200	43,400	39,100	35,200	31,600	28,500	25,700	23,100	21,700	20,400
M5	134,200	122,000	118,600	113,700	110,100	105,200	100,400	95,600	86,700	78,100	70,300	63,300	56,900	51,200	46,100	41,500	37,400	33,600	30,400	27,300	24,500	22,100	19,900	18,700	17,600
N7	264,600	251,900	244,600	234,700	227,100	217,000	206,900	196,900	179,100	161,100	145,100	130,500	117,400	105,700	95,200	85,700	77,000	69,400	62,400	56,100	50,500	45,600	40,900	38,600	36,300

(C. F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 000982 DE 2010

(marzo 26)

por la cual se modifican y adicionan las Resoluciones números 005960 del 30 de noviembre de 2009 y 000158 del 25 de enero de 2010.

El Ministro de Transporte, en uso de las facultades legales, en especial de las conferidas por la Ley 488 de 1998 y el Decreto 2053 de 2003, y

CONSIDERANDO:

Que el Ministerio de Transporte a través de la Resolución número 005960 del 30 de noviembre de 2009, determinó la base gravable de los automóviles camperos y camionetas de servicio público y particular y de las motocicletas, para el año fiscal 2010.

Que mediante Resolución número 000158 del 25 de enero de 2010, se adicionó a la Tabla número 2, "Base gravable de los vehículos clase camioneta doblecabina para el año fiscal 2010 (cifras en miles de pesos), la columna número 3 cilindrada cm^3.

Que en revisión realizada a la **Tabla número 1**, "Base gravable de los vehículos (automóviles, camperos, y camionetas) para el año fiscal 2010 (cifras en miles de pesos)" anexa a la Resolución número 005960 del 30 de noviembre de 2009, y de acuerdo con lo solicitado por usuarios, se encontró que es necesario incluir algunas marcas y líneas de vehículos que no se encuentran en las mismas y, además se requiere el ajuste de unas de ellas, por cuanto la base gravable establecida en la resolución tiene diferencias con el valor comercial, según el mercado del usado.

Que revisada la **Tabla número 2**, "Base gravable de los vehículos clase camioneta doblecabina para el año fiscal 2010 (cifras en miles de pesos)", anexa a la Resolución número 000158 del 25 de enero de 2010, se hace necesario adicionar unas marcas y líneas nuevas junto con la base gravable para el pago del impuesto de vehículos.

Que revisada la **Tabla número 3** Grupos según marca de motocicletas y motocarros, anexa a la Resolución número 005960 del 30 de noviembre de 2009 y de acuerdo con lo solicitado por usuarios, se encontró que es necesario incluir el vehículo clase cuatrimoto, así como unas marcas que no se encuentran en las mismas.

En mérito de lo expuesto, este despacho,

RESUELVE:

Artículo Primero. Modificar la **Tabla número 1, "Base gravable de los vehículos (Automóviles, Camperos, y Camionetas) para el año fiscal 2010 (cifras en miles de pesos)"**, anexa a la Resolución número 005960 del 30 de noviembre de 2009, en el sentido de ajustar la base gravable e incluir algunas marcas y líneas en la Tabla anexa a la presente resolución.

Artículo 2°. Adicionar a la **Tabla número 2 "Base gravable de los vehículos clase camioneta doblecabina para el año fiscal 2010 (cifras en miles de pesos)"**, de la Resolución número 000158 de 2010, las marcas y líneas contenidas en la tabla número 2 anexa a la presente resolución.

Artículo 3°. Modificar el título de la **Tabla número 3 "Grupos según marca de motocicletas y motocarros"**, por **Grupos según marca de motocicletas, motocarros y cuatrimotos,** además insertar las siguientes marcas así:

Grupo A: JET UKM, ROA, LML, LMX, SACHS BIKES

Grupo B: GAS GAS, MONTESA

Grupo C: CAN-AM, BOURGET

Artículo 4°. Los demás términos de las Resoluciones números 005960 del 30 de noviembre de 2009 y 000158 del 25 de enero de 2010, continúan vigentes.

Artículo 4°. La presente resolución rige a partir de su publicación.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 26 de marzo de 2010.

Andrés Uriel Gallego Henao.

(C. F.)

MINISTERIO DE TRANSPORTE

TABLA No. 1 BASE GRAVABLE DE LOS VEHICULOS (Automóviles, Camperos y Camionetas) PARA EL AÑO FISCAL 2010 (CIFRAS EN MILES DE PESOS)

CODIGO (1)	MARCA / LINEA (2)	Cilindrada Cm3 (3)	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
20	**ARO**																										
24	ARO	1600	2,400	2,500	2,600	2,900	3,000	3,300	3,700	3,900	4,300	4,700	5,000	5,300	5,800	6,300	6,800	7,300	7,900	8,600	9,300	9,500	9,700	10,400	11,100	12,000	12,100
31	**AUDI**																										
43	A4 TURBO	1800	6,000	6,800	7,800	8,900	10,100	11,400	13,100	14,900	17,200	19,200	22,300	25,900	29,900	34,500	38,000	41,000	44,000	49,000	52,000	56,900	60,300	61,500	63,500	72,000	85,600
	A6 ALLROAD BT	2700	17,100	18,800	20,600	22,700	24,900	27,400	30,000	33,000	36,400	39,900	43,900	48,200	53,000	58,200	63,900	70,200	77,300	84,800	93,200	102,400	112,600	120,400	128,900	139,200	147,600
64	A6 ALLROAD BT	3000	18,000	19,700	21,600	23,800	26,100	28,800	31,500	34,700	38,200	41,900	46,100	50,600	55,700	61,100	67,100	73,700	81,200	89,000	97,900	107,500	118,200	126,400	135,300	146,200	155,000
	S5	4200	14,600	16,000	17,600	19,300	21,200	23,300	25,600	28,100	30,900	34,000	37,400	41,100	45,200	49,700	54,600	60,000	65,900	72,400	79,600	87,500	96,100	105,600	116,000	127,500	140,100
95	**BMW**																										
111	318 I	1800	10,300	11,200	12,300	13,300	14,500	15,800	17,200	18,600	20,300	22,000	23,900	26,100	28,200	33,700	36,300	39,000	41,900	45,000	48,500	52,400	56,600	61,100	66,000	71,300	77,000
124	328 I	2800	15,100	16,500	17,900	19,500	21,200	23,100	25,100	27,200	29,600	32,200	35,100	38,100	41,400	44,900	57,400	61,400	67,900	73,300	79,100	85,400	92,200	99,700	107,600	116,200	117,400
131	528 I	2800	12,700	14,100	15,600	17,300	19,200	20,900	23,000	24,200	27,900	30,800	33,900	36,800	40,600	41,600	47,200	52,000	55,300	60,500	66,300	71,100	73,400	78,700	84,400	98,100	99,100
	X 6	3000	19,500	21,400	23,500	25,800	28,300	31,100	34,200	37,600	41,300	45,400	49,900	54,800	60,200	66,200	72,700	79,900	87,800	96,500	106,000	116,500	128,000	140,700	154,600	169,900	186,700
	X 6	3500	19,500	21,400	23,500	25,800	28,300	31,100	34,200	37,600	41,300	45,400	49,900	54,800	60,200	66,200	72,700	79,900	87,800	96,500	106,000	116,500	128,000	140,700	154,600	169,900	186,700
	X 6	4400	22,100	24,300	26,700	29,300	32,200	35,400	38,900	42,800	47,000	51,700	56,800	62,400	68,600	75,400	82,900	91,100	100,100	110,000	120,900	132,900	146,000	160,400	176,300	193,700	212,900
175	Z4	2500	12,300	13,600	15,200	16,800	18,700	20,800	23,100	25,700	28,500	31,600	35,200	39,100	43,400	48,400	53,700	59,700	66,200	73,700	81,800	90,900	101,000	112,200	115,400	122,400	123,600
176	Z4	3000	15,700	17,100	18,900	20,800	22,900	25,300	27,600	30,500	33,400	36,800	40,500	44,600	48,900	53,700	59,000	64,800	71,300	78,300	86,000	94,500	101,700	109,300	118,000	127,400	128,600
177	Z4	3200	16,000	17,500	19,300	21,200	23,400	25,800	28,200	31,100	34,100	37,500	41,300	45,500	50,000	54,800	60,200	66,200	72,800	79,900	87,800	96,500	103,800	111,600	120,500	130,100	131,300
210	**CADILLAC**																										
	DEVILLE	4600	13,500	15,000	16,700	18,500	20,600	22,800	25,400	28,200	29,800	31,400	32,800	35,300	41,500	42,800	44,800	51,300	53,700	59,200	67,500	68,900	70,300	75,200	80,400	86,800	87,700
	SEVILLE	4600	10,200	11,200	12,300	13,500	14,800	16,300	17,900	19,700	21,600	23,700	26,000	28,600	31,400	34,500	37,900	41,600	45,700	50,200	55,200	60,700	66,700	73,300	80,500	88,500	97,200
	SEVILLE	4900	10,200	11,200	12,300	13,500	14,800	16,300	17,900	19,700	21,700	23,900	26,300	28,900	31,800	34,900	38,400	42,200	46,400	51,000	56,000	61,500	67,600	74,300	81,600	89,700	98,600
230	**CHERY**																										
231	QQ	800	1,600	1,800	2,000	2,200	2,300	2,700	3,000	3,300	3,700	4,100	4,600	5,100	5,700	6,300	7,000	7,700	8,600	9,600	10,600	11,800	12,600	13,400	14,400	15,500	16,100
233	**CHEVROLET**																										
2113	TAHOE	4300	8,400	9,200	10,300	11,400	12,700	14,200	15,600	17,500	19,300	20,700	23,900	26,300	28,600	32,600	36,500	40,500	45,100	50,100	55,600	61,800	67,800	72,500	77,700	93,800	98,800
348	ZAFIRA	2000	6,200	6,900	7,400	8,100	9,000	10,000	11,100	12,100	13,300	14,600	16,100	17,500	19,400	21,300	23,500	25,800	28,300	31,100	33,400	36,000	38,700	41,600	44,700	48,300	51,200
455	**DAIHATSU**																										
490	YRV	1300	3,400	3,700	4,000	4,400	4,800	5,200	5,700	6,200	6,700	7,300	7,900	8,600	9,300	10,100	11,000	12,000	13,000	14,300	16,300	18,600	21,200	24,200	27,600	31,500	35,900
513	**DODGE**																										
	GRAND CARAVAN	3300	7,100	7,800	8,600	9,400	10,300	11,300	12,400	13,600	14,900	16,400	18,000	19,800	21,800	24,000	26,400	29,000	31,900	35,000	38,500	42,300	46,500	51,100	56,200	61,800	67,900
626	**FORD**																										
663	EXPLORER	4500	7,200	7,900	8,700	9,600	10,600	11,700	12,900	14,200	15,600	17,100	18,800	20,700	22,800	25,000	27,500	30,200	33,200	36,500	39,200	42,200	45,500	63,000	69,000	76,000	80,100
664	EXPLORER	4600	7,200	7,900	8,700	9,600	10,600	11,700	12,900	14,200	15,600	17,100	18,800	20,700	22,800	25,000	27,500	30,200	33,200	36,500	39,200	42,200	45,500	63,000	69,000	76,000	80,100
	HAIMA																										
	HAIMA 3	1839	3,900	4,300	4,700	5,200	5,700	6,300	6,900	7,600	8,400	9,200	10,100	11,100	12,200	13,400	14,700	16,100	17,700	19,500	21,400	23,500	25,800	28,400	31,200	34,300	37,700
	SMA		2,900	3,200	3,500	3,800	4,200	4,600	5,000	5,500	6,000	6,600	7,200	7,900	8,700	9,600	10,600	11,700	12,900	14,200	15,600	17,100	18,800	20,700	22,800	25,100	27,600
760	**HONDA**																										
779	CRV	2000	6,800	7,500	8,400	9,400	10,600	11,700	13,100	14,700	16,500	18,300	20,300	22,300	23,500	26,000	28,700	31,600	34,000	35,900	39,600	40,200	41,100	44,000	47,100	50,900	53,400
765	ACCORD	2300	7,500	8,100	8,900	9,900	10,900	12,100	13,200	14,600	16,100	17,600	19,300	21,300	23,400	25,700	28,000	31,000	34,000	37,500	41,500	45,500	50,000	56,000	64,000	71,000	78,900
806	**HYUNDAI**																										
	GENESIS	2000	8,800	9,600	10,500	11,300	12,300	13,400	14,600	15,800	17,200	18,600	20,300	22,000	24,000	26,100	28,300	30,700	33,500	36,400	39,600	43,000	46,800	50,800	55,300	60,100	62,000

CODIGO (1)	MARCA / LINEA (2)	Cilindrada Cm3 (3)	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
884	**JAGUAR**																										
	X-TYPE	2000	9,400	10,200	11,100	12,100	13,200	14,400	15,600	17,000	18,500	20,100	21,900	23,800	25,900	28,200	30,700	33,400	36,300	39,500	42,900	46,600	50,600	55,000	59,800	65,000	71,000
	X-TYPE	2500	10,700	11,600	12,600	13,700	14,900	16,200	17,600	19,100	20,800	22,600	24,600	26,700	29,000	31,500	34,200	37,200	40,400	43,900	47,700	51,900	56,400	61,300	66,600	72,400	78,700
899	**JEEP - WILLYS**																										
	LIBERTY SPORT	3700	9,500	10,200	11,000	11,800	12,800	13,100	14,500	14,700	16,500	17,300	18,200	18,700	19,500	21,300	23,000	25,700	28,300	31,900	33,600	34,300	35,000	37,400	40,000	43,200	44,900
	WRANGLER UNLIMITED	3800	12,500	13,600	14,800	16,100	17,500	19,000	20,600	22,400	24,300	26,400	28,700	31,200	33,900	36,800	40,000	43,500	47,300	51,400	55,900	60,800	66,100	71,800	78,000	84,800	93,200
1087	**LEXUS**																										
	IS 250	2500	9,200	10,100	11,100	12,200	13,400	14,700	16,100	17,700	19,500	21,400	23,500	25,800	28,300	31,100	34,200	37,600	41,300	45,400	49,900	54,800	60,200	66,100	72,600	79,800	88,700
1112	**MAZDA**																										
1123	6	2000	3,300	3,800	4,300	4,900	5,400	6,100	6,800	7,700	8,700	9,800	11,000	12,500	13,900	15,800	17,700	20,000	22,500	25,400	28,600	32,100	34,500	37,100	40,000	43,200	47,500
1124	6	2300	4,100	4,500	5,100	5,800	6,500	7,300	8,300	9,200	10,500	11,700	13,200	14,800	16,700	18,800	21,200	23,900	27,000	30,300	34,200	38,500	41,400	44,500	46,000	48,100	52,900
	TRIBUTE	3000	7,100	7,900	8,700	9,700	10,800	11,900	13,200	14,600	16,200	17,700	19,500	21,300	23,600	25,800	28,400	31,200	34,300	36,900	37,200	40,900	45,000	49,400	53,200	57,200	59,500
1156	**MERCEDES BENZ**																										
	230 L	2600	6,400	7,100	7,900	8,800	9,800	10,600	12,100	13,100	13,900	16,200	18,100	19,200	20,000	25,300	27,600	30,700	33,100	36,200	41,700	42,500	43,400	46,400	49,700	53,700	56,400
	C 63	6208	19,000	20,900	23,000	25,300	27,800	30,500	33,500	36,800	40,400	44,400	48,800	53,600	58,900	64,700	71,100	78,100	85,800	94,300	103,600	113,800	125,100	137,500	151,100	167,900	186,600
1280	E 280		11,700	12,800	14,100	15,500	17,000	18,300	20,100	20,600	26,700	27,300	29,000	30,700	33,100	38,200	42,000	45,300	52,300	56,100	60,500	61,700	62,900	67,300	72,000	77,800	81,700
	ML 350	3500	13,900	15,400	17,100	19,000	21,100	23,500	26,100	29,000	32,100	35,800	39,700	43,500	49,000	53,600	59,900	67,400	73,400	83,000	91,700	93,400	95,300	102,100	109,100	117,900	135,600
	SLK 280	3000	17,400	19,100	19,800	23,100	25,400	27,400	30,200	33,200	36,600	40,300	43,800	48,000	54,600	58,300	62,600	70,200	77,200	84,500	97,600	99,600	101,500	108,700	116,200	125,500	135,500
	S 550	5500	28,000	30,800	33,800	37,100	40,800	44,800	49,200	54,100	59,500	65,400	71,900	79,000	86,800	95,400	104,800	115,200	126,600	139,100	152,900	168,000	184,600	202,900	223,000	245,100	269,300
1321	**MITSUBISHI**																										
	ECLIPSE	2400	8,000	8,700	10,100	10,500	11,500	12,300	14,100	15,300	15,600	18,000	18,900	19,500	20,400	24,200	25,700	30,400	34,300	39,100	41,700	42,500	43,400	46,400	49,600	53,600	57,900
	GALANT	2500	7,300	7,900	8,400	9,000	9,700	10,100	10,900	12,000	13,200	14,500	15,900	17,500	19,200	21,100	23,200	25,500	28,000	31,100	34,600	38,400	42,700	47,400	52,700	58,500	65,000
	NEW NATIVA	3200	11,200	12,100	13,200	14,300	15,700	16,900	18,500	20,100	21,700	23,400	25,600	27,800	30,400	33,000	36,000	38,900	42,500	46,100	50,100	54,500	59,200	64,200	69,900	75,900	82,000
1509	**PEUGEOT**																										
1523	207	1600	6,200	6,700	7,600	8,400	9,200	10,400	11,100	11,500	12,400	14,600	16,000	17,100	18,600	19,100	22,400	24,600	26,900	29,500	32,400	33,100	33,600	36,000	38,600	41,700	44,700
1570	**PONTIAC**																										
	SOLSTICE	2000	5,500	6,100	6,800	7,500	8,400	9,300	10,100	11,400	12,800	13,800	14,600	15,600	16,800	18,300	19,900	21,400	22,900	25,300	28,000	30,900	32,800	34,900	37,400	40,300	41,900
	SUNBIRD	2200	4,400	4,900	5,400	6,000	6,700	7,400	8,100	9,100	10,200	11,000	11,700	12,500	13,400	14,600	15,900	17,100	18,300	20,200	22,400	24,700	26,200	27,900	29,900	32,200	33,500
	SUNBIRD	2800	4,900	5,400	5,500	6,500	7,200	7,500	8,100	8,800	9,700	10,600	11,400	12,300	13,700	14,900	15,900	16,700	18,100	19,800	22,400	22,900	23,400	25,000	26,800	29,000	30,200
	SHUANGHUAN																										
	HDJ647	2400	5,400	5,900	6,500	7,100	7,900	8,600	9,500	10,400	11,400	12,500	13,700	15,100	16,600	18,200	20,100	21,900	24,100	26,500	29,200	31,200	33,600	36,200	41,300	44,500	46,200
1716	**SSANGYONG**																										
1717	ACTYON	2000	4,600	5,100	5,600	6,300	7,000	7,800	8,600	9,600	10,600	11,700	13,100	14,500	16,200	17,900	20,000	22,200	24,700	27,400	30,400	33,800	37,600	41,800	46,500	50,000	52,100
1736	**SUBARU**																										
1745	IMPREZA	1600	3,900	4,300	4,800	5,300	5,900	6,500	7,300	8,100	9,000	9,900	11,100	12,300	13,200	14,300	17,400	20,400	21,900	23,600	25,400	27,300	29,400	31,500	33,900	36,600	38,000
1791	**TOYOTA**																										
1803	CAMRY	3500	12,500	13,900	15,300	16,800	18,600	20,000	22,000	22,800	26,800	29,500	32,600	35,200	38,800	39,200	45,300	50,300	57,800	66,700	71,800	73,200	74,600	79,900	85,400	92,300	96,000
1811	COROLLA	1800	4,600	5,200	5,300	6,500	7,300	8,400	8,700	10,100	11,100	12,700	13,300	15,300	17,200	19,100	21,300	24,000	26,100	28,300	30,800	33,400	35,400	37,800	40,600	43,900	45,600
	FORTUNER	3000	12,600	13,700	14,900	16,100	17,400	18,900	20,600	22,500	24,300	26,500	28,800	31,200	34,000	36,900	40,100	43,600	47,400	51,400	55,900	60,900	66,200	71,900	78,200	84,400	88,700
1835	FORTUNER	4000	12,800	13,900	15,100	16,300	17,700	19,200	20,900	22,800	24,700	26,900	29,200	31,700	34,500	37,500	40,700	44,300	48,100	52,200	56,800	61,800	67,200	73,000	79,400	85,700	90,000
1891	PRADO	2600	7,100	7,600	8,300	9,000	9,800	10,700	11,600	12,500	13,600	14,800	16,100	17,400	18,900	20,600	22,300	24,100	26,000	27,800	31,700	34,100	36,700	39,400	42,300	46,100	49,500
1892	PRADO	2700	7,200	7,800	8,500	9,200	10,000	10,900	11,800	12,800	13,900	15,100	16,400	17,800	19,300	21,000	22,800	24,600	26,500	28,400	32,300	34,800	37,400	40,200	43,200	47,000	50,500

CODIGO (1)	MARCA / LINEA (2)	Cilindrada Cm3 (3)	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
	VENZA	3500	13,500	15,000	16,700	18,600	20,700	22,900	25,500	28,400	31,500	35,000	38,900	43,200	48,000	53,200	57,100	61,300	65,800	70,600	75,700	81,300	87,200	93,500	116,900	126,200	130,000
2001	**VOLVO**																										
	S 60	2000	10,100	11,100	12,400	13,800	15,300	15,900	18,500	20,700	23,000	24,900	28,500	31,500	34,600	39,600	44,600	49,300	53,500	58,200	62,200	67,300	72,500	77,600	83,000	89,700	94,100
2024	S 60 TURBO GEARTRONIC	2500	10,600	11,700	13,000	14,500	16,100	16,700	19,500	21,800	24,200	26,200	30,000	33,200	36,400	41,700	46,900	51,900	56,300	61,300	65,500	70,800	76,300	81,700	87,400	94,400	99,100
2035	S 60 TURBO R	2500	13,500	14,800	16,400	18,000	19,700	21,600	23,800	26,100	28,800	31,600	34,800	38,100	41,900	46,100	50,600	55,700	60,000	64,400	69,000	74,200	80,300	86,000	92,000	99,300	104,300
2071	**ZOTYE**																										
	DADI	1600	4,200	4,600	4,900	5,300	5,800	6,300	6,900	7,500	8,100	8,800	9,600	10,500	11,300	12,300	13,400	14,600	15,800	17,200	18,600	20,300	22,000	24,000	26,000	28,200	29,400

MINISTERIO DE TRANSPORTE

TABLA No. 2 BASE GRAVABLE DE LOS VEHICULOS CLASE CAMIONETA DOBLECABINA PARA EL AÑO FISCAL 2010 (CIFRAS EN MILES DE PESOS)

CODIGO (1)	MARCA / LINEA (2)	Cilindrada Cm3 (3)	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
233	**CHEVROLET**																										
	LUV	1600	4,000	4,300	4,700	5,300	5,900	6,400	7,100	7,800	8,700	9,600	10,800	11,900	13,300	14,400	15,500	16,700	18,000	19,500	21,000	22,700	24,500	26,500	28,600	30,900	32,200
626	**FORD**																										
	F 250 DOBLE CABINA		7700	8300	9000	9800	10700	11800	13000	14200	15600	17000	18900	20800	22900	25300	27800	30800	34000	37300	40400	43500	47100	50600	54800	59000	70700
626	**JIANGCHAN**																										
	CH1011	1100	2700	2900	3100	3400	3700	4000	4400	4800	5200	5600	6100	6600	7100	7700	8300	9000	9700	10500	11400	12300	13300	14400	15600	16900	18900
956	**KIA**																										
	K2700	2700	5,200	5,600	6,000	6,600	7,300	8,000	8,700	9,600	10,600	11,500	12,800	14,200	15,600	17,300	19,100	21,100	23,400	25,700	27,500	29,600	31,700	33,900	36,300	38,700	43,400
	MEIYA LUCHENG																										
	MEIYA LUCHENG CREW CAB	2237	3,000	3,200	3,500	3,800	4,100	4,400	4,800	5,200	5,600	6,100	6,500	7,000	7,600	8,200	8,800	9,500	10,300	11,300	12,400	13,600	14,800	16,300	17,800	20,000	22,500
1410	**NISSAN**																										
	720	1800	4,000	4,300	4,600	4,900	5,500	6,100	6,800	7,500	8,400	9,300	10,300	11,500	12,700	14,100	15,700	17,500	19,400	21,600	23,700	24,900	26,100	27,300	28,200	29,400	30,300
	TITAN	5600	12,400	14,300	16,400	18,800	21,600	24,800	27,500	30,500	33,900	37,700	41,900	46,500	48,900	51,500	54,200	57,000	60,000	63,200	66,500	70,000	73,500	77,200	81,100	85,200	89,500
1791	**TOYOTA**																										
	HILUX 4X2 DOBLE CABINA	2700	5,000	5,400	5,800	6,400	7,000	7,700	8,400	9,200	10,100	11,100	12,300	13,600	14,800	16,100	17,800	19,400	21,400	23,500	25,200	27,000	29,000	31,000	32,900	34,700	38,900
	TACOMA	4000	8,700	9,600	10,600	11,700	12,900	14,200	15,600	17,100	18,800	20,700	22,700	24,900	27,400	30,100	33,100	36,400	40,000	44,000	48,300	53,100	58,400	64,200	70,500	77,500	85,200
	TUNDRA	4000	9,600	10,600	11,600	12,800	14,100	15,500	17,000	18,700	20,600	22,600	24,800	27,200	29,900	32,900	36,200	39,800	43,700	48,000	52,800	58,000	63,700	70,000	76,900	84,500	92,900
	TUNDRA	4600	9,600	10,600	11,700	12,900	14,200	15,600	17,100	18,800	20,700	22,700	24,900	27,400	30,100	33,100	36,400	40,000	44,000	48,300	53,100	58,300	64,100	70,400	77,400	85,000	93,400
	TUNDRA	5700	10,200	11,200	12,300	13,500	14,800	16,300	17,900	19,700	21,700	23,800	26,200	28,800	31,700	34,800	38,200	42,000	46,100	50,700	55,700	61,200	67,300	74,000	81,300	89,300	98,100

(C.F.)

MINISTERIO DE CULTURA

RESOLUCIONES

RESOLUCIÓN NÚMERO 0498 DE 2010

(marzo 19)

por la cual se abre la Convocatoria Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010.

La Ministra de Cultura, en ejercicio de sus facultades legales, en especial las conferidas por la Ley 397 de 1997, y

CONSIDERANDO:

Que el artículo 71 de la Constitución Nacional señala que: "El Estado creará incentivos para personas e instituciones que desarrollen y fomenten la ciencia y la tecnología y las demás manifestaciones culturales y ofrecerá estímulos especiales a personas e instituciones que ejerzan estas actividades";

Que el numeral 3 del artículo 1° de la Ley 397 de 1997 establece: "El Estado Impulsará los procesos, proyectos y actividades culturales en un marco de reconocimiento y respeto por la diversidad y variedad cultural de la Nación colombiana";

Que el numeral 5.4.3 del artículo 5° del Decreto 1589 de 1998, creó el Subsistema Nacional de Concertación como el procedimiento a través del cual el Ministerio de Cultura impulsa programas y actividades de interés público acordes con el Plan Nacional de Cultura y los Planes Territoriales, dirigidos a rescatar, defender y promover el talento nacional; democratizar el acceso de todas las personas a los bienes, servicios y manifestaciones de la cultura y el arte, con énfasis en el público infantil y juvenil, tercera edad y discapacitados físicos, síquicos y sensoriales; consolidar las instituciones culturales y contribuir a profundizar su relación interactuante con la comunidad, y determinó como participantes del Subsistema Nacional de Concertación al Ministerio de Cultura, los entes territoriales y las entidades privadas sin ánimo de lucro;

Que en desarrollo de los preceptos antes mencionados el Ministerio de Cultura, mediante la Resolución 0071 del 26 de abril de 2001, creó el Programa Nacional de Concertación de Actividades Artísticas y Culturales, como el conjunto de operaciones administrativas, coordinadas y coherentes, a través de las cuales se articulan los esfuerzos de las entidades territoriales y/o el sector privado y cuyo objetivo central es brindar las herramientas jurídicas, administrativas y conceptuales para darles los incentivos y apoyos a las personas e instituciones que fomentan las manifestaciones culturales;

Que a través de la Convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010" se pretende que los apoyos del Programa Nacional de Concertación de Actividades Artísticas y Culturales, está dirigida a la promoción y consolidación de proyectos de orquestas sinfónicas regionales con proyección profesional, que cumplan la función de núcleos referentes, articuladores y dinamizadores de los sistemas departamentales y municipales de música;

Que de conformidad con los principios que rigen la función administrativa de igualdad, moralidad, eficacia, economía, celeridad, imparcialidad y publicidad, el Ministerio de Cultura invitará públicamente a los interesados en la convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010" del Programa Nacional de Concertación de Actividades Artísticas y Culturales;

Que para el efecto es necesario adoptar el Manual de Procedimiento para la presentación de proyectos ante el Programa Nacional de Concertación de Actividades Artísticas y Culturales a la Convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010", el cual hace parte integral del presente acto administrativo;

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. Realizar la Convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010", dentro del programa Nacional de Concertación de Actividades Artísticas y Culturales.

Artículo 2°. La Convocatoria de que trata el artículo anterior, para la presentación de proyectos para la Convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010", tendrá el siguiente cronograma:

DESCRIPCIÓN	FECHA
Apertura de la Convocatoria	25 de marzo de 2010
Cierre de la Convocatoria	26 de abril de 2010
Evaluación de los proyectos, subsanación de documentos y selección de ganadores	Al 18 de mayo de 2010
Entrega de resultados -página web del Ministerio de Cultura www.mincultura.gov.co -	Mayo 31 de 2010
Fecha máxima de ejecución de proyectos	A 3 de diciembre de 2010

Artículo 3°. Las condiciones de participación serán las establecidas en el documento "Programa Nacional de Concertación Convocatoria 2010", y las del documento Colombia nos toca, Música Sinfónica para todos, cual hacen parte integral de la presente resolución.

Artículo 4°. El Ministerio de Cultura, divulgará la Convocatoria "Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010", utilizando mecanismos como: publicación del Manual en la página web del Ministerio de Cultura; comunicaciones a las Secretarías de Cultura Departamentales, Distritales y Municipales, Fondos Mixtos para la Promoción de la Cultura y de las Artes, Institutos de Cultura, Casas de Cultura, Universidades y Boletines de Prensa, y a través de los medios de comunicación regionales y nacionales.

Artículo 5°. La presente resolución rige a partir de su publicación.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 19 de marzo de 2010.

La Ministra de Cultura,

Paula Marcela Moreno Zapata.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 0515 DE 2010

(marzo 23)

por la cual se modifica el Comité de Gobierno en Línea y se revoca la Resolución 2543 del 9 de diciembre de 2009.

La Ministra de Cultura, en ejercicio de sus facultades constitucionales y legales y en especial las que le confiere la Ley 397 de 1997 y el numeral 17 del artículo 6° del Decreto 1746 de 2003, y

CONSIDERANDO:

Que mediante Decreto 1151 del 14 de abril de 2008 se establecieron los lineamientos generales de la Estrategia de Gobierno en Línea de la República de Colombia los cuales son de obligatorio cumplimiento para las entidades que conforman la Administración Pública;

Que el objetivo de la estrategia de Gobierno en Línea es contribuir con la construcción de un Estado más eficiente, más transparente y participativo, y que preste mejores servicios a los ciudadanos y a las empresas, a través del aprovechamiento de las Tecnologías de la Información y la Comunicación;

Que el *"Manual para la implementación de la Estrategia de Gobierno* en Línea" establece que, con el fin de dar cumplimiento al Decreto 1151 del 14 de abril de 2008, las entidades públicas deberán adelantar acciones de preparación preliminar, entre las cuales se señala la creación de un Comité de Gobierno en Línea en la entidad;

Que teniendo en cuenta que el Ministerio de Cultura es el órgano rector de la política cultural, tiene a su cargo la responsabilidad de coordinar y articular la estrategia de Gobierno en Línea con las entidades de su sector;

Que de acuerdo con lo anterior, se hace necesaria la creación del Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura, con el fin de garantizar por parte de la institución la adecuada implementación de la Estrategia de Gobierno en Línea;

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. *Creación*. Créase el Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura.

Artículo 2°. *Objetivo del Comité de Gobierno en Línea*. El objetivo del Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura es el de garantizar la adecuada implementación de la Estrategia de Gobierno en Línea por parte de la Entidad con el fin de contribuir en la construcción de un Estado más eficiente, más transparente y participativo, y que preste mejores servicios a los ciudadanos y a las empresas, a través del aprovechamiento de las Tecnologías de la Información y las Comunicaciones.

Artículo 3°. *Integración del Comité de Gobierno en Línea*. El Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura, estará integrado por:

a) El Secretario General, como representante de la alta dirección.

b) El Jefe de La Oficina Asesora de Planeación o su delegado del nivel asesor.

c) El Coordinador del Grupo de Gestión de Sistemas e Informática o su delegado del nivel asesor.

d) El Coordinador del Grupo de Divulgación y prensa o su delegado del nivel asesor.

e) El Coordinador del Grupo de Atención al Ciudadano o su delegado del nivel asesor.

Parágrafo 1°. El Comité será presidido por el Secretario General, como representante de la alta dirección, quien será el líder de Gobierno en Línea en la entidad. Los miembros asistentes escogerán, dentro de ellos, la Secretaría Técnica del Comité.

Parágrafo 2°. El Representante de la Dirección en el Sistema de Gestión de Calidad y el Jefe de la oficina asesora jurídica o su delegado, del nivel asesor, serán invitados permanentes del Comité.

Parágrafo 3°. Los miembros del Comité de Gobierno en Línea no podrán encontrarse incursos en ninguna de las causales de inhabilidad o incompatibilidad previstas en la Constitución Política y en la ley para desempeñar cargos públicos o ejercer funciones públicas, en particular las establecidas en el artículo 122 de la Constitución Política y artículos 38 y 39 de la Ley 734 de 2002.

Parágrafo 4°. Podrán asistir al Comité de Gobierno en Línea, en calidad de invitados, los Directores o Coordinadores de Grupo del Ministerio de Cultura que no sean integrantes del Comité pero que manifiesten interés en someter a consideración del mismo, algún tema de Gobierno en Línea de la dependencia a su cargo.

Parágrafo 5°. El Comité podrá invitar a las sesiones a funcionarios de la entidad, de otras entidades estatales y a particulares, cuya presencia sea necesaria para la mejor ilustración de los diferentes temas de competencia del Comité.

Artículo 4°. *Seguimiento del Comité de Gobierno en Línea a las entidades del mismo sector*. Con el fin de coordinar y articular la Estrategia de Gobierno en Línea en el sector cultura, el líder del Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura deberá convocar, por lo menos una vez cada dos meses, a los líderes de Gobierno en Línea de las entidades que lo integran, con el fin de articular y hacer seguimiento a la Estrategia de Gobierno en Línea adelantada por las entidades que lo integran. Y deberá informar, al menos una vez al semestre, el avance y resultado de las acciones interinstitucionales al Ministro (a) de Cultura.

Artículo 5°. *Funciones del Comité de Gobierno en Línea*. El Comité de Gobierno en Línea tendrá como funciones las siguientes:

a) Dictar su propio reglamento.

b) Apoyar desde sus respectivas dependencias los procesos que se definan bajo su competencia, relacionados con la implementación de la estrategia de Gobierno en Línea.

c) Ser la instancia responsable del liderazgo, planeación e impulso de la Estrategia de Gobierno en Línea en la entidad y canal de comunicación con la institución responsable de coordinar la Estrategia de Gobierno en Línea, con la Comisión Interinstitucional de Políticas y de Gestión de la Información para la Administración Pública (Coinfo) y de los demás grupos de trabajo relacionados con la transformación y modernización de la administración pública, apoyados en el aprovechamiento de la tecnología.

d) Definir los mecanismos para dar cumplimiento a la normatividad relacionada con el Gobierno en Línea, como la Ley 962 de 2005, la Ley 1150 de 2007 y los Decretos 066 y 1151 de 2008, entre otros.

e) Coordinar y articular la Estrategia de Gobierno en Línea en el sector cultural.

f) Liderar, bajo los lineamientos de la Estrategia de Gobierno en Línea, la elaboración del diagnóstico y la formulación y seguimiento al plan de acción de Gobierno en Línea de la entidad.

g) Acompañar a los diversos grupos conformados al interior de la entidad, relacionados con servicio al ciudadano, racionalización y simplificación de trámites, calidad y control interno, con el fin de incorporar el aprovechamiento de las TIC en las acciones que estos grupos adelanten.

h) Identificar las barreras normativas para la provisión de trámites y servicios en línea y propender por levantar dichos obstáculos, de manera que puedan ser prestados por medios electrónicos.

i) Definir los lineamientos para la implementación efectiva de políticas y estándares asociados, como la política de actualización del sitio web (donde deberán estar involucradas las diversas áreas, direcciones, coordinaciones y programas de la entidad), política de uso aceptable de los servicios de Red y de Internet, política de servicio por medios electrónicos, política de privacidad y condiciones de uso y política de seguridad del sitio web, entre otros.

j) Definir e implementar el esquema de vinculación de la entidad a la Intranet Gubernamental y cada uno de sus componentes.

k) Definir y generar incentivos y/o estímulos para el uso de los servicios de Gobierno en Línea por parte de los ciudadanos, las empresas y la entidad misma.

1) Adelantar investigaciones, de tipo cualitativo y cuantitativo, que permitan identificar necesidades, expectativas, uso, calidad e impacto de los servicios de Gobierno en Línea de la entidad.

m) Garantizar la participación de funcionarios de la entidad en procesos de generación de capacidades (sensibilización, capacitación y formación) que se desarrollen bajo el liderazgo de la institución responsable de coordinar la implementación de la Estrategia de Gobierno en Línea.

Artículo 6°. *Reuniones del Comité de Gobierno en Línea*. El Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura se reunirá por convocatoria que realice el líder de Gobierno en Línea, al menos una vez al mes. Para hacer seguimiento a la implementación de la Estrategia de Gobierno en Línea, el cual será convocado con por lo menos cinco (5) días hábiles de anticipación. Y deberá informar, al menos una vez al semestre, el avance y resultados de su gestión al Ministro (a) de Cultura, quien a su vez deberá informar, al corte de cada semestre, el resultado de dicha gestión a los correos electrónicos info@gobiernoenlinea.gov.co y contacto@gobiernoenlinea.gov.co y garantizar la publicación del documento en la sección de Informes de Gestión del sitio web de la entidad.

Parágrafo. Las reuniones de carácter extraordinario del Comité podrán ser convocadas cuando las circunstancias así lo ameriten, con la anticipación que se estime conveniente, por iniciativa de cualquiera de los miembros del Comité.

Todo lo tratado en las sesiones del Comité de Gobierno en Línea constará en actas.

Artículo 7°. *Funciones del Líder del Comité de Gobierno en Línea*. El Líder del Comité de Gobierno en Línea del Ministerio de Cultura, deberá:

a) Ser canal de comunicación con el Programa Agenda de Conectividad del Ministerio de Comunicaciones, o la entidad que haga sus veces.

b) Gestionar y coordinar las acciones tendientes al cumplimiento del objeto del Comité.

c) Orientar, coordinar y hacer seguimiento a las acciones de cada dependencia miembro, relacionadas con la Estrategia de Gobierno en Línea.

d) Gestionar la activa participación de las dependencias miembros del Comité.

e) Convocar, con el apoyo administrativo de la Secretaría Técnica, a los miembros del Comité a sesiones ordinarias y extraordinarias y enviar invitación a las personas que deban participar en las mismas.

f) Coordinar, al menos una vez al semestre, el reporte del avance y resultados de la gestión del Comité al Ministro (a) de Cultura.

g) Velar por que el Ministro (a) de Cultura informe, al corte de cada semestre, el resultado de la gestión del Comité al Programa Agenda de Conectividad del Ministerio de Comunicaciones, o la entidad que haga sus veces y garantizar la publicación de dicho informe en la sección de Informes de Gestión del sitio web de la entidad.

h) Reunir, por lo menos una vez cada dos meses, a los Directores o sus representantes y líderes de Gobierno en Línea de las entidades que integran el sector, con el fin de articular y realizar seguimiento a la Estrategia Sectorial de Gobierno en Línea.

i) Informar al Ministro (a) de Cultura, al menos una vez al semestre, el avance y resultado de las acciones interinstitucionales de Gobierno en Línea, realizadas con los líderes de Gobierno en Línea de las entidades que integran el sector.

Artículo 8°. *Vigencia*. La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación y deroga las disposiciones que le sean contrarias, en especial la Resolución 2543 del 9 de diciembre de 2009.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 23 de marzo de 2010.

La Ministra de Cultura,

Paula Marcela Moreno Zapata.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 0516 DE 2010

(marzo 23)

por la cual se crea el Comité de Cultura Digital.

La Ministra de Cultura, en ejercicio de sus facultades constitucionales y legales y en especial las que le confiere la Ley 397 de 1997 y el numeral 17 del artículo 6° del Decreto 1746 de 2003, y

CONSIDERANDO:

Que el Ministerio de Cultura, como entidad líder de su sector y consciente del reordenamiento del espacio cultural colombiano en un mundo global, decide consolidar una política de cultura digital que integre los nuevos modos de lo cultural, provenientes de los universos de sentidos juveniles, tecnológicos, musicales, audiovisuales, urbanos y locales;

Que teniendo en cuenta que las múltiples identidades tradicionales encuentran, junto a sus tradiciones orales o culturales locales, oportunidades de expresión y comunicación inéditas en este nuevo espacio tecnológico y cultural, se hace necesario que el Ministerio de Cultura actúe acorde con estas necesidades de la población y aúne esfuerzos en el propósito de fomentar el uso de las Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC, con el fin de incluir, difundir y circular las creaciones, memorias, saberes, lenguajes, estéticas, relatos y diversas formas de vida de la población colombiana, en todos los ámbitos tecnológicos donde se hacen visibles y se discuten los intereses y las necesidades de los ciudadanos.

Que con el fin de crear una política unificada que trace unos lineamientos en el uso de Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC, aplicados a la cultura, se hace necesario la creación de una instancia asesora al despacho del Ministro (a) de Cultura conformado para desarrollar el tema de Cultura Digital;

Que de acuerdo con lo anterior, se hace necesaria la creación de un Comité de Cultura Digital con el fin de garantizar por parte de la institución la creación de una política en el uso de Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC, aplicadas a la cultura;

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. *Creación*. Créase el Comité de Cultura Digital del Ministerio de Cultura.

Artículo 2°. *Objetivo del Comité de Cultura Digital*. El objetivo del Comité es ser instancia asesora del Despacho del Ministro (a) de Cultura, de manera que contribuya en trazar políticas y estrategias en el uso de las nuevas Tecnologías de la Información y la Comunicación en la entidad y hacia la sociedad, de modo coherente, eficiente y transparente, apoyadas en el aprovechamiento de la tecnología.

Artículo 3°. *Integración del Comité de Cultura Digital*. El Comité de Cultura Digital estará integrado por:

a) El Viceministro de Cultura o su delegado.

b) El Jefe de la Oficina Asesora de Planeación o su delegado.

c) El Director de Comunicaciones del Ministerio de Cultura o su delegado.

d) El Coordinador del Grupo de Gestión de Sistemas e Informática o su delegado.

e) El Coordinador del Grupo de Divulgación y prensa del Ministerio de Cultura o su delegado.

Parágrafo 1°. El Comité será presidido por el Viceministro (a) de Cultura o por su delegado.

Parágrafo 2°. La Secretaría Técnica del Comité será ejercida por el Director de Comunicaciones del Ministerio de Cultura.

Parágrafo 3°. Los miembros del Comité de Cultura Digital no podrán encontrarse incursos en ninguna de las causales de inhabilidad o incompatibilidad previstas en la Constitución Política y en la ley para desempeñar cargos públicos o ejercer funciones públicas, en particular las establecidas en el artículo 122 de la Constitución Política y artículos 38 y 39 de la Ley 734 de 2002.

Parágrafo 4°. Podrán asistir al Comité de Cultura Digital, en calidad de invitados, los Directores o Coordinadores de Grupo del Ministerio de Cultura que no sean integrantes del

Comité pero que manifiesten interés en someter a consideración del mismo, algún tema de Cultura Digital de la dependencia a su cargo.

Parágrafo 5°. El Comité podrá invitar a las sesiones a funcionarios de la entidad, de otras entidades estatales y a particulares, cuya presencia sea necesaria para la mejor ilustración de los diferentes temas de competencia del Comité.

Artículo 4°. *Seguimiento del Comité de Cultura Digital*. Con el fin de hacer seguimiento en materia de Cultura Digital en el Sector Cultura, el líder del Comité de Cultura Digital deberá convocar, por lo menos una vez cada dos meses, a los responsables o líderes de los proyectos asociados con cultura digital de las entidades del sector, con el fin de articular y hacer seguimiento a los programas de Cultura Digital adelantados por las entidades que lo integran.

Artículo 5°. *Funciones del Comité de Cultura Digital*. El Comité de Cultura Digital tendrá como funciones generales las siguientes:

a) Dictar su propio reglamento.

b) Trabajar conjuntamente con el fin de crear una política unificada que trace lineamientos en el uso de Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC, aplicados al sector cultura.

c) Apoyar desde sus respectivas dependencias los procesos que se definan bajo su competencia, relacionados con la implementación de la cultura digital.

d) Apoyar la ejecución de las actividades del Comité de Cultura Digital, de acuerdo con sus competencias.

e) Asesorar al Despacho del Ministro (a) de Cultura en los procesos de inclusión de las Nuevas Tecnologías de la Información y la Comunicación (TIC) en el quehacer cultural de la sociedad, para fomentar una cultura de uso de Nuevas Tecnologías que garantice su apropiación por parte de los gestores culturales para la creación de contenidos propios en distintas comunidades y en distintas formas de expresión cultural.

f) Brindar la asesoría al Despacho del Ministro (a) en la formulación de políticas inherentes al uso e implementación de TIC, con el fin de fortalecer procesos culturales en la sociedad.

g) Asesorar en el uso de las TIC a todas las dependencias del Ministerio de Cultura y entidades adscritas.

h) Evaluar y aprobar los proyectos de producción de contenidos en medios digitales, la producción para Internet, el desarrollo y/o adopción de software, el diseño y la construcción de bases de datos y sistemas de información, presentados por las Direcciones, Coordinaciones y Unidades Administrativas Especiales del Ministerio de Cultura.

i) Velar por el cumplimiento en la aplicación de las políticas establecidas para la entidad y la sociedad en materia de Cultura Digital.

j) Evaluar y aprobar nuevos proyectos en materia de Cultura Digital que presenten las Direcciones y Coordinaciones del Ministerio de Cultura.

k) Definir los lineamientos para la implementación efectiva de políticas y estándares asociados, como la política de actualización del sitio web (donde deberán estar involucradas las diversas áreas, direcciones, coordinaciones y programas de la entidad), política de uso aceptable de los servicios de Red y de Internet, política de servicio por medios electrónicos, política de privacidad y condiciones de uso y política de seguridad del sitio web, entre otros.

1) Las demás que le sean asignadas por el Ministro (a) de Cultura.

Artículo 6°. *Reuniones del Comité de Cultura Digital*. El Comité de Cultura Digital del Ministerio de Cultura se reunirá cada dos (2) meses de manera ordinaria y será convocado con por lo menos cinco (5) días hábiles de anticipación.

Parágrafo. Las reuniones de carácter extraordinario del Comité podrán ser convocadas cuando las circunstancias así lo ameriten, con la anticipación que se estime conveniente, por iniciativa de cualquiera de los miembros del Comité.

Todo lo tratado en las sesiones del Comité de Cultura Digital constará en actas.

Artículo 7°. *Información Relacionada con Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC*. Los siguientes miembros del Comité aportarán en cada sesión del mismo la información relacionada con Tecnologías de la Información y Comunicación - TIC, según su dependencia, de la siguiente manera:

- El jefe de la Oficina Asesora de Planeación reunirá y presentará todas las actividades inherentes a los Sistemas de Información implementados en el Ministerio.

- El Coordinador del Grupo de Gestión de Sistemas e Informática reunirá y presentará toda la actividad relacionada con el uso administrativo e infraestructura de TIC al interior del Ministerio.

- El Coordinador del Grupo de Divulgación y Prensa reunirá y presentará todo lo relacionado al uso de nuevas tecnologías empleadas en la Difusión de la Información del Ministerio.

- El Director de Comunicaciones reunirá y presentará toda la información relacionada con la implementación y apropiación de TIC en la comunidad nacional.

Artículo 8°. *Funciones del Líder del Comité de Cultura Digital*: El Líder del Comité de Cultura Digital del Ministerio de Cultura, deberá:

a) Gestionar y coordinar las acciones tendientes al cumplimiento del objeto del Comité.

b) Orientar, coordinar y hacer seguimiento a las acciones de cada dependencia miembro, relacionadas con la Cultura Digital en la entidad.

c) Gestionar la activa participación de las dependencias miembros del Comité.

d) Convocar, con el apoyo administrativo de la Secretaría Técnica, a los miembros del Comité a sesiones ordinarias y extraordinarias y enviar invitación a las personas que deban participar en las mismas.

e) Coordinar, al menos una vez al semestre, el reporte del avance y resultados de la gestión del Comité al Representante Legal de la entidad.

Artículo 9°. *Funciones de la Secretaría Técnica*. Son funciones de la Secretaría del Comité de Cultura Digital del Ministerio de Cultura, las siguientes:

a) Preparar la información objeto de estudio de cada Comité y remitirla junto con las invitaciones a las sesiones para el conocimiento previo de los temas a tratar por parte de los funcionarios que lo integran.

b) Citar a las reuniones incluyendo el orden del día y remitir la documentación necesaria para el conocimiento previo de los temas a tratar por parte de los miembros del Comité.

c) Formular invitación a los participantes extraordinarios que el mismo Comité decida, de acuerdo al tema a tratar en cada sesión.

d) Llevar un registro estricto, a través de actas fechadas y numeradas cronológicamente, divulgarlas y archivarlas.

• En cada acta se dejará constancia de:

- La ciudad, el lugar, la fecha y hora en la que se efectúa la reunión;

- La indicación de los medios utilizados por la Secretaría del Comité de Cultura Digital para comunicar la citación a los miembros del Comité;

- La lista de los miembros que asistieron a la sesión;

- Una síntesis de lo ocurrido en la reunión; tareas, responsables y seguimiento;

- El número de votos con que fueron aprobadas o negadas las recomendaciones, sugerencias o conceptos formulados por el Comité;

e) Realizar el seguimiento y apoyar el cumplimiento de las tareas aprobadas.

f) Elaborar con el apoyo de las Direcciones, Coordinaciones y demás dependencias del Ministerio de Cultura las actas de seguimiento y verificación del cumplimiento de las obligaciones establecidas.

g) Las demás que correspondan a la naturaleza de esta clase de Secretaría.

Artículo 10. *Vigencia*. La presente resolución rige a partir de la fecha de su comunicación y deroga las disposiciones que le sean contrarias.

Comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 23 de marzo de 2010.

La Ministra de Cultura,

Paula Marcela Moreno Zapata.

(C.F.)

SUPERINTENDENCIAS

Superintendencia de Sociedades

RESOLUCIONES

RESOLUCIÓN NÚMERO 510-005283 DE 2010

(marzo 25)

por la cual se adopta el procedimiento para la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem en la Superintendencia de Sociedades.

El Superintendente de Sociedades, en uso de sus facultades legales, en especial las previstas en el artículo 4° numeral 10 del Decreto 1080 de 1996, y

CONSIDERANDO:

Primero. Que la Ley 1322 de 2009 autorizó la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem en los organismos y entidades de la Rama Ejecutiva de los órdenes nacional y territorial, en los niveles central y descentralizado y se dispuso que a iniciativa del Ministro o jefe de la respectiva entidad, las facultades de derecho de las universidades reconocidas oficialmente, considerando los méritos académicos, remitirán los listados de los estudiantes que pueden ser tenidos en cuenta por las entidades que lo soliciten para ser escogidos como auxiliares jurídicos ad honórem.

Segundo. Que la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem, debe ser de dedicación exclusiva y de tiempo completo durante nueve (9) meses, servirá como judicatura voluntaria para optar el título de abogado y quien preste este servicio no recibirá remuneración ni tendrá vinculación laboral con el Estado.

Tercero. Que los auxiliares jurídicos ad honórem cumplirán funciones de naturaleza jurídica, en las distintas dependencias de la Superintendencia, en razón a las necesidades del servicio.

Cuarto. Que conforme a la Ley 1322 de 2009, se hace necesario establecer el procedimiento de vinculación de los estudiantes calificados para aplicar a la prestación de este servicio como auxiliares jurídicos ad honórem en la Superintendencia de Sociedades,

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. Adoptar el siguiente procedimiento para la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem en la Superintendencia de Sociedades.

1. El Grupo de Recursos Humanos solicitará a las dependencias de la Entidad información sobre la necesidad de contar con auxiliares jurídicos ad honórem para apoyar el desarrollo de sus funciones jurídicas.

2. Las dependencias interesadas remitirán la información, mediante comunicación escrita dirigida al Coordinador del Grupo de Recursos Humanos, indicando: Descripción detallada de las funciones jurídicas que serán desarrolladas por los auxiliares jurídicos ad honórem, teniendo en cuenta que las labores que desarrollarán están sujetas al plazo máximo de nueve (9) meses y la cantidad de estudiantes requeridos en su área de acuerdo a la capacidad logística y al espacio físico, que se dispone para su ubicación.

3. Recibida la información de las áreas, el Coordinador del Grupo de Recursos Humanos o a quien él delegue, remitirá la convocatoria a las diferentes Universidades reconocidas oficialmente.

4. Con base en los listados remitidos, el Coordinador del Grupo de Recursos Humanos procederá a vincular estudiantes en las áreas respectivas, previa comprobación de los siguientes requisitos:

a) Acreditar haber terminado y aprobado las materias del pénsum académico de Derecho, o Derecho y Ciencias Políticas.

b) Acreditar vinculación a un Plan Obligatorio de Seguridad Social en Salud.

c) Presentar certificado de antecedentes judiciales.

d) Presentar certificado de antecedentes disciplinarios.

e) Fotocopia de la cédula de ciudadanía.

Revisada la documentación que antecede, el Grupo de Recursos Humanos enviará vía correo electrónico una comunicación en la que se fija fecha y hora a los estudiantes que reúnan los requisitos, para presentarse en la Entidad, con el fin de realizar una entrevista para evaluar de acuerdo con las afinidades profesionales del interesado, la ubicación más adecuada dentro de las distintas dependencias. Cumplida esta exigencia, el Coordinador del Grupo de Recursos Humanos proyectará para la firma del Secretario General de la Entidad, la resolución mediante la cual se designarán los estudiantes y se precisarán las áreas en las cuales les correspondió la prestación del servicio como auxiliar jurídico ad honórem.

5. El Grupo de Recursos Humanos presentará los estudiantes a las diferentes áreas mediante memorando, en el que se relacionará la siguiente información:

a) Descripción de las funciones jurídicas que serán desempeñadas por el Auxiliar Jurídico ad honórem, con la advertencia para el estudiante que para todos los efectos legales, adquiere las mismas responsabilidades y obligaciones de los servidores públicos.

b) Plazo de la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem, el cual será de nueve (9) meses, que se contarán desde la fecha en la cual el Grupo de Recursos Humanos presente al estudiante al área respectiva.

c) Indicación del horario, el cual será el mismo que se tiene para los funcionarios de la Entidad.

d) Información al jefe del área respectiva sobre la obligación de evaluar trimestralmente el desempeño de las funciones desarrolladas por el estudiante a su cargo, en los formatos que para tal fin elaborará el Grupo de Recursos Humanos evaluación que implica dejar constancia de la prestación del servicio, con especificación del tiempo laborado y las tareas ejecutadas. Esta evaluación debe ser comunicada al estudiante, mediante la entrega de una copia de la misma.

e) Indicación al jefe del área de que deberá remitir al Coordinador del Grupo de Recursos Humanos el original de las evaluaciones practicadas, con el fin de que reposen en la historia que tendrá cada estudiante.

f) Informar al auxiliar jurídico, que una vez concluido el término de la judicatura, el estudiante no podrá continuar laborando, debido a la prohibición de tener al servicio de la Entidad personal no vinculado con la misma.

6. En caso de presentarse alguna situación de fuerza mayor o caso fortuito que implique la interrupción temporal en la prestación del servicio, se suspenderá el mismo y una vez superada dicha situación continuará ejerciendo las labores asignadas, hasta completar el término estipulado para la judicatura. Si la situación de fuerza mayor o caso fortuito le impida al auxiliar jurídico ad honórem continuar prestando el servicio, deberá informarlo por escrito al jefe de la dependencia respectiva, y este a su vez podrá solicitar, también por escrito, al Grupo de Recursos Humanos la asignación de un nuevo estudiante, para lo cual se aplicará el mismo procedimiento descrito en la presente resolución.

7. Una vez culminado el período de prestación del servicio del auxiliar jurídico ad honórem, el superior inmediato certificará el cumplimiento de sus funciones y la remitirá al Coordinador del Grupo de Grupo de Recursos Humanos, para que se elabore la certificación definitiva.

Artículo 2°. La presente resolución rige a partir de la fecha de su expedición.

Publíquese y cúmplase.

Hernando Ruiz López.

(C.F.)

Superintendencia Nacional de Salud

RESOLUCIONES

RESOLUCIÓN NÚMERO 000456 DE 2010

(marzo 16)

por la cual se actualiza el Plan de Compras de la Superintendencia Nacional de Salud para la vigencia fiscal 2010

La Secretaria General, en ejercicio de sus atribuciones legales y en especial las conferidas por el Decreto 1018 de 2007, la Resolución número 0046 del 20 de enero de 2009, y

CONSIDERANDO:

Que el Acuerdo N°. 004 de 14 de abril de 2005 expedido por el Comité para la operación del SICE, en su artículo 1º establece como Plan de Compras el "Plan de bienes, servicios y obra pública de las entidades y particulares que manejan recursos públicos, independientemente del rubro presupuestal que se afecte, ya sea de funcionamiento o de inversión".

Que el Decreto 1018 de 2007, "por el cual se modifica la estructura de la Superintendencia Nacional de Salud y se dictan otras disposiciones", establece en su artículo 13 como una de las funciones de la Secretaria General la de "Aprobar el Plan Anual de Compras de bienes y servicios".

Que de conformidad con lo dispuesto en la Circular número 01 de 17 de enero de 2008, "Una vez registrados los planes de compras las entidades pueden actualizarlos en cualquier momento".

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. Actualizar el Plan de Compras de la Superintendencia Nacional de Salud para la vigencia fiscal 2010, por un valor de veintitrés mil quinientos cincuenta y nueve millones doscientos treinta y dos mil pesos ($23.559.232.000) m/cte.

Artículo 2°. Distribuir la suma contenida en el artículo anterior de la siguiente manera:

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
102		SERVICIOS PERSONALES INDIRECTOS					
12		HONORARIOS					

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
	1	SERVICIOS DE JUDICANTES	1	$ 800.000.000,00	$ 800.000.000,00		ENE
	2	SERVICIOS PROFESIONALES	1	$ 938.500.000,00	$ 938.500.000,00		ENE
	3	PQR-CALL CENTER	1	$ 4.000.000.000,00	$ 4.000.000.000,00		ENE
	4	AUDITORÍAS EN SALUD PUBLICA-INFANCIA Y ADOLESCENCIA	1	$ 2.000.000.000,00	$ 2.000.000.000,00		ENE
	5	AUDITORÍA A LOS ENTES TERRITORIALES	1	$ 600.000.000,00	$ 600.000.000,00		ENE
	6	AUDITORÍA A LA FOCALIZACIÓN	1	$ 851.900.000,00	$ 851.900.000,00		ENE
	7	REORGANIZACIÓN DEL ARCHIVO	1	$ 900.000.000,00	$ 900.000.000,00		ENE
		TOTAL SERVICIOS PERSONALES INDIRECTOS				**$ 10.090.400.000,00**	
		TOTAL GASTOS DE PERSONAL				**$ 10.090.400.000,00**	
204		ADQUISICIÓN DE BIENES Y SERVICIOS					
1		COMPRA DE EQUIPO					
25		OTRAS COMPRAS DE EQUIPO					
	1	MÁQUINAS DE ESCRIBIR	2	$ 600.000,00	$ 1.200.000,00		ENE
	2	FAX	2	$ 750.000,00	$ 1.500.000,00		ENE
	3	FUENTE HALÓGENA REFLECTORAS - SET DE LUCES	1	$ 2.332.500,00	$ 2.332.500,00		ENE
	4	TRÍPODE PARA CÁMARA	1	$ 1.470.000,00	$ 1.470.000,00		ENE
	5	SUMADORA	6	$ 600.000,00	$ 3.600.000,00		ENE
	6	PERFORADORA SEMIINDUSTRIAL	2	$ 19.100,00	$ 38.200,00		ENE
	7	PERFORADORA DE ESCRITORIO	10	$ 7.400,00	$ 74.000,00		ENE
	8	PERFORADORA DE TRES HUECOS	1	$ 18.000,00	$ 17.575,00		ENE
	9	COSEDORA DE ESCRITORIO	10	$ 10.885,00	$ 108.850,00		ENE
	10	COSEDORA SEMIINDUSTRIAL	2	$ 18.100,00	$ 36.200,00		ENE
		TOTAL OTRAS COMPRAS DE EQUIPO				**$ 10.377.325,00**	
204-1		TOTAL COMPRA DE EQUIPO				**$ 10.377.325,00**	
2		ENSERES Y EQUIPOS DE OFICINA					
1		EQUIPOS Y MÁQUINAS DE OFICINA					
	1	PAPELERA DE ESCRITORIO	46	$ 65.000,00	$ 2.990.000,00		ENE
	2	DIVERSAS MÁQUINAS DE OFICINA	1	$ 7.010.000,00	$ 7.010.000,00		
		TOTAL EQUIPOS Y MÁQUINAS DE OFICINA				**$ 10.000.000,00**	
2		MOBILIARIO Y ENSERES					
	1	URNAS	4	$ 200.000,00	$ 800.000,00		ENE
	2	MUEBLES DE OFICINA	1	$ 9.200.000,00	$ 9.200.000,00		
		TOTAL MOBILIARIO Y ENSERES				**$ 10.000.000,00**	
204-2		TOTAL ENSERES Y EQUIPO DE OFICINA				**$ 20.000.000,00**	
4		MATERIALES Y SUMINISTROS					
1		COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES					
	1	SUMINISTRO DE COMBUSTIBLE	1	$ 52.000.000,00	$ 52.000.000,00		ENE-MAY
		TOTAL COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES				**$ 52.000.000,00**	

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
2		DOTACIONES					
	1	DOTACIÓN HOMBRES	72	$ 355.000,00	$ 25.560.000,00		MAY
	2	DOTACIÓN MUJERES	100	$ 244.400,00	$ 24.440.000,00		MAY
		TOTAL DOTACIONES				**$ 50.000.000,00**	
6		LLANTAS Y ACCESORIOS					
	1	LLANTAS	40	$ 250.000,00	$ 10.000.000,00		AGO
		TOTAL LLANTAS Y ACCESORIOS				**$ 10.000.000,00**	
15		PAPELERÍA, ÚTILES DE ESCRITORIO Y OFICINA					
	1	ALMOHADILLA PARA SELLOS	10	$ 2.000,00	$ 20.000,00		JUN
	2	AZ TAMAÑO OFICIO	2.300	$ 2.800,00	$ 6.440.000,00		JUN
	3	BANDA ELÁSTICA EN CAUCHO REFERENCIA 22 (CALA No. 22 BANDECOL)	720	$ 277,00	$ 199.440,00		JUN
	4	BISTURÍ PLÁSTICO TAMAÑO CUCHILLA DE 9 MM (GRANDE)	57	$ 487,00	$ 27.759,00		JUN
	5	BORRADOR PARA LÁPIZ NATA	450	$ 207,00	$ 93.150,00		JUN
	6	BORRADOR DE ESCOBILLA	12	$ 1.000,00	$ 12.000,00		JUN
	7	BORRADOR TABLERO TIPO FELPA SINTÉTICA (ACRÍLICO)	10	$ 2.500,00	$ 25.000,00		JUN
	8	CAJAS PARA ARCHIVO CARTÓN CORRUGADO MAYORES A 20 X 20 X 20 Y MENORES E IGUALES A 30 X 40 X 50 (X-200 LAG 50 ANCHO 40 ALT 22)	6.000	$ 2.267,00	$ 13.602.000,00		JUN
	9	CARÁTULA POLIPROPILENO DE 300 GM2 TAMAÑO CARTA PRESENTADO X 100 UNID (CARTULINA BRÍSTOL)	2.000	$ 61,00	$ 122.000,00		JUN
	10	CARÁTULA POLIPROPILENO DE 300 GM2 TAMAÑO OFICIO PRESENTADO X 100 UNID (CARTULINA BRÍSTOL)	3000	$ 72,00	$ 216.000,00		JUN
	11	CD´S COMPACTO GRABABLE RW 700 MB-80 MIN	2.500	$ 896,00	$ 2.240.000,00		JUN
	12	CD´S REGRABABLE RW 700 MB-80 MIN	500	$ 1.467,00	$ 733.500,00		JUN
	13	CHINCHES METÁLICO RECUBRIMIWENTO PLÁSTICO CAJA X 50	32	$ 893,00	$ 28.576,00		JUN
	14	DISCO COMPACTO FORMATO DVD	312	$ 1.200,00	$ 374.400,00		JUN
	15	CINTA DE ENMASCARAR DIMENSIONES 24 MM X 40 M	150	$ 1.792,00	$ 268.800,00		JUN
	16	CINTA TRANSPARENTE DE 2"	240	$ 2.944,00	$ 706.560,00		JUN
	17	CINTA ADHESIVA CON RESPALDO DE ACETATO (TRANSPARENTE)	207	$ 533,00	$ 110.331,00		JUN
	18	LIBRO RAYADO DIRECTORIO	30	$ 9.623,00	$ 288.690,00		JUN
	19	DISQUETES 3.5 HD (CAJA X 10 UNIDADES)	150	$ 3.333,00	$ 499.950,00		JUN
	20	BOLÍGRAFO DESECHABLE TINTA VARIOS COLORES Y NEGRO	3.000	$ 296,00	$ 888.000,00		JUN

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
	21	CINTA BICOLOR PARA CALCULADORA CARRETE UNIVERSAL	26	$ 1.269,00	$ 32.994,00		JUN
	22	FÓLDER COLGANTE	500	$ 580,00	$ 290.000,00		JUN
	23	CARPETA LEGAJADORA (FÓLDER CELUGUÍA)	11.000	$ 267,00	$ 2.937.000,00		JUN
	24	GANCHO CLIP ESTANDAR X 100 UNIDADES	1.378	$ 265,00	$ 365.170,00		JUN
	25	GANCHO TIPO GRAPA REF. 10 X 1000 UNID (COSEDORA SEMIINDUSTRIAL)	200	$ 2.933,00	$ 586.600,00		JUN
	26	GANCHO LEGAJADOR PLÁSTICO O METÁLICO 200 X 110 MM X 1 UNID	2.000	$ 2.213,00	$ 4.426.000,00		JUN
	27	GANCHO TIPO GRAPA (GANCHO COSEDORA 23/14)	212	$ 3.004,00	$ 636.848,00		JUN
	28	GANCHO NODRIZA ALAMBRE METÁLICO X 100 UNID (CLIP MARIPOSA CI X 50 UNID.)	400	$ 1.528,00	$ 611.200,00		JUN
	29	LÁPIZ PARA ESCRITURA FABRICADO EN MADERA MINA ROJA (LÁPIZ ROJO)	800	$ 500,00	$ 400.000,00		JUN
	30	LÁPIZ PARA ESCRITURA FABRICADO EN MADERA MINA NEGRA (LÁPIZ NEGRO No. 2)	.382	$ 500,00	$ 2.191.000,00		JUN
	31	LIBRETA PAPEL PERIÓDICO	200	$ 1.200,00	$ 240.000,00		JUN
	32	LIBRETA DOBLE O 70 HOJAS (LIBRETA TAQUIGRAFÍA BOND)	394	$ 2.040,00	$ 803.760,00		JUN
	33	LIBRO RADICADOR	100	$ 7.747,00	$ 774.700,00		JUN
	34	GUÍAS SEPARADORAS EN CARTULINA (MARBETES)	34	$ 1.057,00	$ 35.938,00		JUN
	35	MARCADOR NO PERMANENTE DESECHABLE POR UNID. (MARCADOR BORRA SECO)	600	$ 920,00	$ 552.000,00		JUN
	36	MARCADOR PERMANENTE DESECHABLE	1.110	$ 613,00	$ 680.430,00		JUN
	37	PLUMÍGRAFO MICROPUNTA (MARCADOR CD)	25	$ 1.325,00	$ 33.125,00		JUN
	38	CORRECTOR	100	$ 2.120,00	$ 212.000,00		JUN
	39	PAPEL BOND 75 GMS TAMAÑO CARTA POR RESMA DE 500 HOJAS (PAPEL FOTOCOPIA CARTA)	4.500	$ 11.000,00	$ 49.500.000,00		JUN
	40	PAPEL BOND DE 75 GMS TAMAÑO DOBLE CARTA POR RESMA DE 500 HOJAS (PAPEL FOTOCOPIA OFICIO)	5.600	$ 13.000,00	$ 72.800.000,00		JUN
	41	ROLLO DE PAPEL PARA SUMADORA EN PAPEL BOND POR UNID. 25 MTES DE LARGO (ROLLO CALCULADORA 57 MM)	100	$ 513,00	$ 51.300,00		JUN
	42	PEGANTE EN BARRA EN PRESENTACIÓN DE 40 G SIN CLICERINA (PEGASTIC)	200	$ 4.836,00	$ 967.200,00		JUN
	43	TACO DE PAPEL X 1 PAQUETE DE MAYOR A 300 Y MENOR A 500 HOJAS C/U BOND MEDIANO	188	$ 1.348,00	$ 253.424,00		JUN
	44	TACO DE PAPEL X 1 PAQUETE DE MAYOR A 100 Y MENOR A 300 HOJAS C/U BOND PEQUEÑO	80	$ 604,00	$ 48.320,00		JUN
	45	GUÍA PARA TRAZO TIPO REGLA DE 30 CMS (REGLA 30 CM)	121	$ 571,00	$ 69.091,00		JUN
	46	RESALTADOR RECARGABLE DE TINTA PUNTA REDONDA EN FELPA ACRÍLICA (ERGONÓMICO VARIOS COLORES)	1.269	$ 667,00	$ 846.423,00		JUN
	47	SACAGANCHOS	150	$ 820,00	$ 123.000,00		JUN
	48	TIJERAS	20	$ 2.916,00	$ 58.320,00		JUN
	49	SOBRE BOLSA EN PAPEL MANILA DE 75 G/M2 (SOBRE MANILA CARTA 22 X 29 C/LOGO 1 T)	2.000	$ 113,00	$ 226.000,00		JUN
	50	SOBRE BOLSA EN PAPEL MANILA DE 75 G/M2 (SOBRE MANILA EXTRA OFICIO)	2.000	$ 172,00	$ 344.000,00		JUN
	51	SOBRE BOLSA EN PAPEL KRAFT (SOBRE MANILA UNIBOL OFICIO (25 X 35 35 GRS)	2.000	$ 155,00	$ 310.000,00		JUN
	52	TINTA PROTECTORA PARA CHEQUES	1	$ 74.553,00	$ 74.553,00		JUN
	53	TINTA PARA NUMERADOR	20	$ 2.895,00	$ 57.900,00		JUN
	54	TINTA PARA SELLOS DE CAUCHO COLOR NEGRO (TINTA PARA SELLOS DE CAUCHO PELIKAN NEGRA)	51	$ 2.507,00	$ 127.857,00		JUN
	55	PLASTILINA LIMPIATIPOS	20	$ 2.634,00	$ 52.680,00		JUN
	56	PEGANTE INSTANTÁNEO EN PRESENTACIÓN DE 3 G (PEGANTE INSTANTÁNEO SUPERBONDER 3 GR)	15	$ 2.292,00	$ 34.380,00		JUN
	57	PEGANTE LÍQUIDO - COLBÓN	10	$ 29.821,00	$ 298.210,00		JUN
	58	FECHADOR TRODAT	9	$ 16.000,00	$ 144.000,00		JUN
	59	CARPETAS PLASTIFICADAS LOGO	2.500	$ 2.626,00	$ 6.565.000,00		JUN
	60	COLBÓN	56	$ 2.656,00	$ 148.736,00		JUN
	61	RÓTULO DAT 2720/8923 CAJ X 4000 (89 X 23)	400	$ 75.000,00	$ 30.000.000,00		JUN
	62	TÓNER FAX PANASONIC KX FLB851	6	$ 85.000,00	$ 510.000,00		JUN
	63	TÓNER LEXMARK REF. 24018	12	$ 180.000,00	$ 2.160.000,00		JUN
	64	TÓNER HP C4127X	12	$ 110.000,00	$ 1.320.000,00		JUN
	65	TÓNER HP Q6511A	24	$ 113.000,00	$ 2.712.000,00		JUN
	66	TÓNER HP Q2610A	4	$ 112.000,00	$ 448.000,00		JUN
	67	TÓNER HP NEGRO C6656 A	12	$ 26.000,00	$ 312.000,00		JUN
	68	TÓNER HP COLOR C 6657	90	$ 29.000,00	$ 2.610.000,00		JUN
	69	TÓNER CANON FX3	120	$ 60.000,00	$ 7.200.000,00		JUN
	70	TÓNER HP Q 7553 X	200	$ 398.000,00	$ 79.600.000,00		JUN
	71	TÓNER HP Q 5949 A	50	$ 190.000,00	$ 9.500.000,00		JUN
	72	TÓNER Q 6470 A NEGRO	70	$ 343.000,00	$ 24.010.000,00		JUN

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
	73	TÓNER Q 6471 A AZUL	10	$ 360.000,00	$ 3.600.000,00		JUN
	74	TÓNER Q 6472 A AMARILLO	10	$ 360.000,00	$ 3.600.000,00		JUN
	75	TÓNER Q 6473 A ROJO	22	$ 360.000,00	$ 7.920.000,00		JUN
	76	TÓNER SAMSUNG ML-3471 ND	10	$ 418.000,00	$ 4.180.000,00		JUN
	77	OTROS ELEMENTOS DE PAPELERÍA	1	$ 4.512.685,00	$ 4.512.685,00		JUN
		TOTAL PAPELERÍA ÚTILES DE ESCRITORIO Y OFICINA				**$ 360.000.000,00**	
20		REPUESTOS					
	1	REPUESTOS	1	$ 10.000.000,00	$ 10.000.000,00		AGO
		TOTAL REPUESTOS				**$ 10.000.000,00**	
		MATERIALES Y SUMINISTROS - CAJA MENOR -	1	$ 20.000.000,00	$ 20.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL MATERIALES Y SUMINISTROS CAJA MENOR				**$ 20.000.000,00**	
204-4		TOTAL MATERIALES Y SUMINISTROS				**$ 502.000.000,00**	
5		MANTENIMIENTO					
2		MANTENIMIENTO DE BIENES MUEBLES, EQUIPOS Y ENSERES					
	1	MANTENIMIENTO INSTALACIONES	1	$ 88.300.000,00	$ 88.300.000,00		FEB
		TOTAL MANTENIMIENTO DE BIENES MUEBLES, EQUIPOS Y ENSERES				**$ 88.300.000,00**	
5		MANTENIMIENTO EQUIPO DE COMUNICACIÓN Y COMPUTACIÓN					
	1	MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO DE LOS EQUIPOS DE CÓMPUTO, IMPRESORAS Y SERVIDORES	1	$ 242.800.000,00	$ 242.800.000,00		FEB
		TOTAL MANTENIMIENTO EQUIPO DE COMUNICACIÓN Y COMPUTACIÓN				**$ 242.800.000,00**	
6		MANTENIMIENTO DE EQUIPOS DE NAVEGACIÓN Y TRANSPORTE					
	1	MANTENIMIENTO VEHÍCULOS	1	$ 30.000.000,00	$ 30.000.000,00		FEB
		TOTAL MANTENIMIENTO DE EQUIPOS DE NAVEGACIÓN Y TRANSPORTE				**$ 30.000.000,00**	
8		SERVICIO DE ASEO					
	1	SERVICIO DE ASEO Y CAFETERÍA	1	$ 212.500.000,00	$ 212.500.000,00		MAR
		TOTAL SERVICIO DE ASEO				**$ 212.500.000,00**	
10		SERVICIO DE SEGURIDAD Y VIGILANCIA					
	1	SERVICIO DE VIGILANCIA	1	$ 200.000.000,00	$ 200.000.000,00		MAR
		TOTAL SERVICIO DE SEGURIDAD Y VIGILANCIA				**$ 200.000.000,00**	
12		MANTENIMIENTO DE OTROS BIENES					
	1	MANTENIMIENTO DE OTROS BIENES	1	$ 6.000.000,00	$ 6.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL MANTENIMIENTO DE OTROS BIENES				**$ 6.000.000,00**	
13		MANTENIMIENTO DE SOFTWARE					
	1	MANTENIMIENTO DE SOFTWARE	1	$ 71.000.000,00	$ 71.000.000,00		ENE
		TOTAL MANTENIMIENTO DE SOFTWARE				**$ 71.000.000,00**	
		MANTENIMIENTO - CAJA MENOR -	1	$ 10.000.000,00	$ 10.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL MANTENIMIENTO CAJA MENOR				**$ 10.000.000,00**	
204-5		TOTAL MANTENIMIENTO				**$ 860.600.000,00**	
6		COMUNICACIONES Y TRANSPORTES					
2		CORREO					
	1	SERVICO DE CORREO	1	$ 360.000.000,00	$ 360.000.000,00		ENE
		TOTAL CORREO				**$ 360.000.000,00**	
5		SERVICIO DE TRANSMISIÓN DE INFORMACIÓN					
	1	SERVICIO DE CANAL DE INTERNET	1	$ 237.400.000,00	$ 237.400.000,00		FEB
		TOTAL SERVICIO DE TRANSMISIÓN DE INFORMACIÓN				**$ 237.400.000,00**	
7		TRANSPORTE					
	1	TRANSPORTE	1	$ 6.500.000,00	$ 6.500.000,00		ENE
		TOTAL TRANSPORTE				**$ 6.500.000,00**	
		COMUNICACIONES Y TRANSPORTE - CAJA MENOR -	1	$ 2.500.000,00	$ 2.500.000,00		ENE-DIC
		TOTAL COMUNICACIONES Y TRANSPORTE - CAJA MENOR -				**$ 2.500.000,00**	
204-6		TOTAL COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				**$ 606.400.000,00**	
7		IMPRESOS Y PUBLICACIONES					
1		ADQUISICIÓN DE LIBROS Y REVISTAS					
	1	ADQUISICIÓN DE LIBROS	1	$ 5.000.000,00	$ 5.000.000,00		ENE
		TOTAL ADQUISICIÓN DE LIBROS Y REVISTAS				**$ 5.000.000,00**	
2		CAMPAÑAS					
	1	CAMPAÑAS PUBLICITARIAS	1	$ 193.054.675,00	$ 193.054.675,00		FEB
		TOTAL CAMPAÑAS				**$ 193.054.675,00**	
3		EDICIÓN DE LIBROS, REVISTAS, ESCRITOS Y TRABAJOS TIPOGRÁFICOS					
	1	EDICIÓN DE LIBROS, REVISTAS, ESCRITOS Y TRABAJOS TIPOGRÁFICOS	1	$ 5.000.000,00	$ 5.000.000,00		ENE
		TOTAL EDICIÓN DE LIBROS, REVISTAS, ESCRITOS Y TRABAJOS TIPOGRÁFICOS				**$ 5.000.000,00**	
5		SUSCRIPCIONES					
	1	SUSCRIPCIONES	1	$ 20.000.000,00	$ 20.000.000,00		ENE
		TOTAL SUSCRIPCIONES				**$ 20.000.000,00**	
6		OTROS GASTOS POR IMPRESOS Y PUBLICACIONES					
	1	SERVICIO DE FOTOCOPIADO	1	$ 72.000.000,00	$ 72.000.000,00		ENE
	2	PUBLICACIONES DIARIO OFICIAL	1	$ 88.000.000,00	$ 88.000.000,00		ENE
		TOTAL OTROS GASTOS POR IMPRESOS Y PUBLICACIONES				**$ 160.000.000,00**	

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
		IMPRESOS Y PUBLICACIONES - CAJA MENOR -	1	$ 6.000.000,00	$ 6.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL IMPRESOS Y PUBLICACIONES - CAJA MENOR -				**$ 6.000.000,00**	
204-7		TOTAL IMPRESOS Y PUBLICACIONES				**$ 389.054.675,00**	
8		SERVICIOS PÚBLICOS					
1	1	ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO Y ASEO	1	$ 150.000.000,00	$ 150.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO Y ASEO				**$ 150.000.000,00**	
2	2	ENERGÍA	1	$ 120.000.000,00	$ 120.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL ENERGÍA				**$ 120.000.000,00**	
5	3	TELEFONÍA MÓVIL CELULAR	1	$ 36.000.000,00	$ 36.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL TELEFONÍA MÓVIL CELULAR				**$ 36.000.000,00**	
6	4	TELÉFONOS, FAX Y OTROS	1	$ 182.700.000,00	$ 182.700.000,00		ENE-DIC
		TOTAL TELÉFONOS, FAX Y OTROS				**$ 182.700.000,00**	
204-8		TOTAL SERVICIOS PÚBLICOS				**$ 488.700.000,00**	
9		SEGUROS					
4	1	SEGURO DE INCENDIOS	1	$ 500.000,00	$ 500.000,00		JUN
		TOTAL SEGURO DE INCENDIOS				**$ 500.000,00**	
7	2	SEGURO EQUIPOS ELÉCTRICOS	1	$ 13.000.000,00	$ 13.000.000,00		JUN
		TOTAL SEGURO EQUIPOS ELÉCTRICOS				**$ 13.000.000,00**	
8	3	SEGUROS RESPONSABILIDAD CIVIL	1	$ 1.000.000,00	$ 1.000.000,00		JUN
		TOTAL SEGUROS RESPONSABILIDAD CIVIL				**$ 1.000.000,00**	
9	4	SEGUROS SUSTRAC-CIÓN Y HURTO	1	$ 4.500.000,00	$ 4.500.000,00		JUN
		TOTAL SEGUROS SUSTRACCIÓN Y HURTO				**$ 4.500.000,00**	
10	5	SEGURO TERREMOTO	1	$ 5.000.000,00	$ 5.000.000,00		JUN
		TOTAL SEGURO TERREMOTO				**$ 5.000.000,00**	
13	6	OTROS SEGUROS	1	$ 22.500.000,00	$ 22.500.000,00		JUN
		TOTAL OTROS SEGUROS				**$ 22.500.000,00**	
204-9		TOTAL SEGUROS				**$ 46.500.000,00**	
10		ARRENDAMIENTO					
1		ARRENDAMIENTO BIENES MUEBLES					
	1	ARRENDAMIENTO DE SOFTWARE CONTABLE	1	$ 18.000.000,00	$ 18.000.000,00		ENE
	2	OTROS ARRENDAMIENTOS BIENES MUEBLES	1	$ 370.000.000,00	$ 370.000.000,00		ENE
		TOTAL ARRENDAMIENTOS BIENES MUEBLES				**$ 388.000.000,00**	
2		ARRENDAMIENTO BIENES INMUEBLES					
	1	ARRENDAMIENTO DE BODEGAJE DE ARCHIVO	1	$ 80.000.000,00	$ 80.000.000,00		FEB
	2	ARRENDAMIENTO SEDE	1	$ 1.558.000.000,00	$ 1.558.000.000,00		ENE
	3	OTROS ARRENDAMIENTOS BIENES INMUEBLES	1	$ 285.700.000,00	$ 285.700.000,00		ENE
		TOTAL ARRENDAMIENTO BIENES INMUEBLES				**$ 1.923.700.000,00**	
		ARRENDAMIENTO CAJA MENOR	1	$ 8.500.000,00	$ 8.500.000,00		ENE-DIC
		TOTAL ARRENDAMIENTO CAJA MENOR				**$ 8.500.000,00**	
204-10		TOTAL ARRENDAMIENTOS				**$ 2.320.200.000,00**	
11		VIÁTICOS Y GASTOS DE VIAJE					
2		VIÁTICOS Y GASTOS DE VIAJE AL INTERIOR					
	1	TIQUETES	1	$ 400.000.000,00	$ 400.000.000,00		ENE-ABR
	2	VIÁTICOS Y GASTOS DE VIAJE - CAJA MENOR-	1	$ 550.000.000,00	$ 550.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL VIÁTICOS Y GASTOS DE VIAJE AL INTERIOR				**$ 950.000.000,00**	
204-11		TOTAL VIÁTICOS Y GASTOS DE VIAJE				**$ 950.000.000,00**	
14		GASTOS JUDICIALES					
		GASTOS JUDICIALES -CAJA MENOR-	1	$ 5.000.000,00	$ 5.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL GASTOS JUDICIALES -CAJA MENOR-				**$ 5.000.000,00**	
204-14		TOTAL GASTOS JUDICIALES				**$ 5.000.000,00**	
21		CAPACITACIÓN, BIENESTAR SOCIAL Y ESTÍMULOS					
4		SERVICIOS DE BIENESTAR SOCIAL					
	1	EXÁMENES DE INGRESO Y RETIRO	1	$ 13.000.000,00	$ 13.000.000,00		ENE
	2	ACTIVIDADES DE PROMOCIÓN Y PREVENCIÓN EN SALUD	1	$ 14.000.000,00	$ 14.000.000,00		ENE
	3	OTROS SERVICIOS DE BIENESTAR SOCIAL	1	$ 83.000.000,00	$ 83.000.000,00		ENE-DIC
		TOTAL SERVICIOS DE BIENESTAR SOCIAL				**$ 110.000.000,00**	
5		SERVICIOS DE CAPACITACIÓN					
	1	CAPACITACIÓN FUNCIONARIOS	1	$ 120.000.000,00	$ 120.000.000,00		ENE
		TOTAL SERVICIOS DE CAPACITACIÓN				**$ 120.000.000,00**	
8		SERVICIOS PARA ESTÍMULOS					
	1	ESTÍMULOS	1	$ 7.000.000,00	$ 7.000.000,00		ENE
		TOTAL SERVICIOS PARA ESTÍMULOS				**$ 7.000.000,00**	
204-21		TOTAL CAPACITACIÓN, BIENESTAR SOCIAL Y ESTÍMULOS				**$ 237.000.000,00**	
41		OTROS GASTOS POR ADQUISICIÓN DE SERVICIOS					
13	1	OTROS GASTOS POR ADQUISICIÓN DE SERVICIOS	1	$ 180.000.000,00	$ 180.000.000,00		ENE
		TOTAL OTROS GASTOS POR ADQUISICIÓN DE SERVICIOS				**$ 180.000.000,00**	
204-41		TOTAL OTROS GASTOS POR ADQUISICIÓN DE SERVICIOS				**$ 180.000.000,00**	
		TOTAL GASTOS GENERALES				**$ 6.615.832.000,00**	
		TOTAL FUNCIONAMIENTO	67459			**$ 16.706.232.000,00**	

RUBRO	No	ELEMENTO	CAN. SOL	V/R UNIT	PARCIAL POR RUBRO	TOTAL VALOR PROYECTADO RUBRO	MES DE COMPRA
440-300-1		ANÁLISIS SEGUIMIENTO Y EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FINANCIERA, ECONÓMICA Y SOCIAL DEL SISTEMA GENERAL DE SEGURIDAD SOCIAL EN SALUD					
	1	ESTUDIOS DE MERCADO PARA LA OPERACIÓN DEL JUEGO DE APUESTAS PERMANENTES O CHANCE	1	$ 470.000.000,00	$ 470.000.000,00		ENE
	2	AUDITORÍA A APORTANTES/EPS/MEDICINA PREPAGADA	1	$ 880.097.000,00	$ 880.097.000,00		ENE
		TOTAL ANÁLISIS SEGUIMIENTO Y EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FINANCIERA, ECONÓMICA Y SOCIAL DEL SISTEMA GENERAL DE SEGURIDAD SOCIAL EN SALUD				**$ 1.350.097.000,00**	
440-300-2		DISEÑO IMPLANTACIÓN E IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN PARA LA SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE SALUD					
	1	PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA TECNOLÓGICA DE LA SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE SALUD	1	$ 1.975.800.000,00	$ 1.975.800.000,00		ENE-MAY
		TOTAL PROYECTOS DISEÑO IMPLANTACIÓN E IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN				**$ 1.975.800.000,00**	
440-300-4		DISEÑO IMPLANTACIÓN E IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA NACIONAL DE INSPECCIÓN VIGILANCIA Y CONTROL PARA EL SISTEMA GENERAL DE SEGURIDAD SOCIAL EN SALUD					
	1	INTERVENTORÍA A LOS CONTRATOS DE CONCESIÓN PARA LA OPERACIÓN DEL JUEGO DE APUESTAS PERMANENTES O CHANCE	1	$ 600.000.000,00	$ 600.000.000,00		ENE
	2	PROGRAMAS DE TELEVISIÓN	1	$ 520.000.000,00	$ 520.000.000,00		ENE
	3	INTERVENTORÍAS	1	$ 400.000.000,00	$ 400.000.000,00		ENE
	4	AUDITORÍA A LAS ENTIDADES MEDICINA PREPAGADA Y RÉGIMEN CONTRIBUTIVO	1	$ 934.708.000,00	$ 934.708.000,00		ENE
	5	PROYECTO DE RIESGO	1	$ 60.000.000,00	$ 60.000.000,00		ENE
	6	AUDITORÍA PARA LA CERTIFICACIÓN DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE CALIDAD DE LA SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE SALUD BAJO LA NORMA NTCGP 1000:2004	1	$ 5.000.000,00	$ 5.000.000,00		ENE
		TOTAL DISEÑO IMPLANTACIÓN E IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA NACIONAL DE INSPECCIÓN VIGILANCIA Y CONTROL PARA EL SISTEMA GENERAL DE SEGURIDAD SOCIAL EN SALUD				**$ 2.519.708.000,00**	
440-300-5		CONTROL Y EVALUACIÓN DEL SOG EN SGSSS					
	1	PRESTACIÓN DE SERVICIOS IPS	1	$ 1.007.395.000,00	$ 1.007.395.000,00		ENE
		TOTAL PROYECTOS SISTEMA DE CALIDAD PARA EL SISTEMA GENERAL DE SEGURIDAD SOCIAL EN SALUD				**$ 1.007.395.000,00**	
		TOTAL PROYECTOS DE INVERSIÓN	10			**$ 6.853.000.000,00**	
		TOTAL PLAN DE COMPRAS FUNCIONAMIENTO E INVERSIÓN	67469			**$ 23.559.232.000,00**	

Artículo 3°. Publicar el contenido de la presente resolución en el ***Diario Oficial*** de conformidad con lo dispuesto en la Ley 57 de 1985. Artículo 4°. El presente acto administrativo rige a partir de la fecha de su expedición y contra el mismo no procede recurso alguno.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 16 de marzo de 2010.

Secretaría General,

María Elisa Morón Baute.

(C.F.)

UNIDADES ADMINISTRATIVAS ESPECIALES

Comisión de Regulación de Energía y Gas

RESOLUCIONES

RESOLUCIÓN NÚMERO 032 DE 2010

(marzo 2)

por la cual se ordena publicar un proyecto de resolución por la cual se establece una opción tarifaria para la prestación del servicio público domiciliario de gas combustible por redes de tubería en las Áreas de Servicio Exclusivo.

La Comisión de Regulación de Energía y Gas, En ejercicio de sus facultades legales, en especial de las conferidas por la Ley 142 de 1994 y en desarrollo de los Decretos 1524 y 2253 de 1994, y 2696 de 2004,

CONSIDERANDO QUE:

Mediante la Resolución CREG-057 de 1996, la CREG determinó el marco regulatorio para el servicio público de gas combustible por red y para sus actividades complementarias.

El capítulo VII de la Resolución CREG 057 de 1996 desarrolla la regulación de las Áreas de Servicio Exclusivo de distribución de gas natural incluida la fórmula tarifaria aplicable.

A la fecha, los compromisos de expansión del servicio en las Áreas de Servicio Exclusivo han sido cumplidos en su totalidad.

El equilibrio entre contribuciones y subsidios con el cual se estructuraron las Áreas de Servicio Exclusivo se alteró por efectos del cumplimiento de la Ley 812 de 2003, la cual dispuso que los incrementos de las tarifas no podrían superar el índice de precios al consumidor.

Las condiciones del mercado de gas natural han cambiado de manera sustancial desde el año 1996 a la fecha, lo que ha generado la necesidad de proponer alternativas para que los concesionarios de las Áreas de Servicio Exclusivo puedan incorporar en las tarifas las nuevas realidades de la industria y de la regulación.

La CREG es la entidad competente para definir el régimen tarifario que pueden aplicar los concesionarios de las Áreas de Servicio Exclusivo.

Conforme a lo dispuesto por el artículo 10 del Decreto 2696 de 2004*, "*Las Comisiones harán público en su página web, con antelación no inferior a treinta (30) días a la fecha de su expedición, todos los proyectos de resoluciones de carácter general que pretendan adoptar (…)".

La Comisión de Regulación de Energía y Gas, en su sesión número 446 del 2 de marzo de 2010, acordó expedir esta resolución,

RESUELVE:

Artículo 1°. *Objeto*. Hágase público el proyecto de resolución "Por la cual se ordena publicar un proyecto de resolución por la cual se establece una opción tarifaria para la prestación del servicio público domiciliario de gas combustible por redes de tubería en las Áreas de Servicio Exclusivo".

Artículo 2°. *Presentación de comentarios, observaciones y sugerencias.* Se invita a los agentes, a los usuarios, a las Autoridades Locales Municipales y Departamentales competentes, a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y a los demás interesados, para que remitan sus observaciones o sugerencias sobre las propuestas contenidas en el proyecto de resolución adjunto conforme a lo previsto en el Artículo 10 del Decreto 2696 de 2004.

Artículo 3°. *Información*. Infórmese en la página web la identificación de la dependencia administrativa y de las personas a quienes se podrá solicitar información sobre el proyecto y hacer llegar las observaciones, reparos o sugerencias, y los demás aspectos previstos en el artículo 10 del Decreto 2696 de 2004.

Artículo 4°. *Vigencia*. La presente resolución rige a partir de su publicación en el ***Diario Oficial*** y no deroga ni modifica disposiciones vigentes por tratarse de un acto de trámite.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 2 de marzo de 2010.

La Presidenta,

Silvana Giaimo Chávez.

Viceministra de Minas y Energía Delegada
del Ministro de Minas y Energía.

El Director Ejecutivo,

Javier Augusto Díaz Velasco.

PROYECTO DE RESOLUCIÓN

por la cual se establece una opción tarifaria para la prestación del servicio público domiciliario de distribución de gas combustible por redes de tubería en las Áreas de Servicio Exclusivo.

La Comisión de Regulación de Energía y Gas, en ejercicio de las atribuciones legales, en especial las conferidas por la Ley 142 de 1994, y en desarrollo de los Decretos 1524 y 2253 de 1994, y

CONSIDERANDO QUE:

El artículo 2.4 de la Ley 142 de 1994 establece que la obligación de la prestación del servicio en forma continua ininterrumpida, sin excepción alguna, salvo cuando existan razones de fuerza mayor o caso fortuito o de orden técnico o económico que así lo exijan;

El artículo 73.11 de la Ley 142 de 1994, atribuyó a la Comisión de Regulación de Energía y Gas la facultad de establecer las fórmulas para la fijación de las tarifas del servicio público domiciliario de gas combustible;

El artículo 87 de la Ley 142 de 1994, estableció que el régimen tarifario estará orientado por los criterios de eficiencia económica, neutralidad, solidaridad, redistribución, suficiencia financiera, simplicidad y transparencia;

En virtud del principio de eficiencia económica, definido en el artículo 87 de la Ley 142 de 1994, el régimen de tarifas procurará que estas se aproximen a lo que serían los precios de un mercado competitivo, que las fórmulas tarifarias no pueden trasladar a los usuarios los costos de una gestión ineficiente, ni permitir que las empresas se apropien de las utilidades provenientes de prácticas restrictivas de la competencia;

Según lo establecido en el artículo 87.1 de la Ley 142 de 1994, en virtud del principio de eficiencia económica, se deben tener en cuenta *"los aumentos de productividad esperados, y que éstos deben distribuirse entre la empresa y los usuarios, tal como ocurriría en un mercado competitivo"*;

En virtud del principio de suficiencia financiera definido en el artículo 87 de la Ley 142 de 1994, se debe garantizar a las empresas eficientes la recuperación de sus costos de inversión y sus gastos de administración, operación y mantenimiento, y permitir la remuneración del patrimonio de los accionistas en la misma forma en la que lo habría remunerado una empresa eficiente en un sector de riesgo comparable;

El artículo 87.7 de la Ley 142 de 1994, dispuso que *"los criterios de eficiencia y suficiencia financiera tendrán prioridad en la definición del régimen tarifario"*, y que *"si llegare a existir contradicción entre el criterio de eficiencia y el de suficiencia financiera, deberá tomarse en cuenta que, para una empresa eficiente, las tarifas económicamente eficientes se definirán tomando en cuenta la suficiencia financiera*";

De conformidad con el artículo 87.8 de la Ley 142 de 1994 toda tarifa tendrá un carácter integral en el sentido que supondrá una calidad y grado de cobertura del servicio, cuyas características definirán las comisiones reguladoras;

Según lo dispuesto por el artículo 88.1 de la Ley 142 de 1994, la Comisión Reguladora podrá establecer topes máximos y mínimos tarifarios, de obligatorio cumplimiento por parte de las empresas;

Según lo dispone el artículo 90 de la Ley 142 de 1994, las comisiones de regulación al definir sus tarifas pueden definir varias alternativas y siempre podrán diseñar y hacer públicas diversas opciones tarifarias que tomen en cuenta diseños óptimos de tarifas;

De conformidad con lo establecido en el artículo 90.2 de la Ley 142 de 1994, podrá incluirse dentro de las fórmulas tarifarias un cargo fijo que refleje los costos económicos involucrados en garantizar la disponibilidad permanente del servicio para el usuario, independientemente del nivel de uso;

El artículo 91 de la Ley 142 de 1994 dispuso que para establecer las fórmulas tarifarias se calculará por separado, cuando sea posible, una fórmula para cada una de las diversas etapas del servicio;

De conformidad con lo establecido en el artículo 126 de la Ley 142 de 1994, vencido el período de vigencia de las fórmulas tarifarias, estas continuarán rigiendo mientras la Comisión no fije las nuevas;

De acuerdo con lo establecido en el artículo 978 del Código de Comercio, cuando la prestación de un servicio público está regulada por el Gobierno, las condiciones de los contratos deberán sujetarse a los respectivos reglamentos;

Mediante la Resolución CREG-057 de 1996, la CREG determinó el marco regulatorio para el servicio público de gas combustible por red y para sus actividades complementarias;

El Capítulo VII de la Resolución CREG 057 de 1996 desarrolla la regulación de las Áreas de Servicio Exclusivo de distribución de gas natural incluida la fórmula tarifaria aplicable;

El equilibrio entre contribuciones y subsidios con el cual se estructuraron las Áreas de Servicio Exclusivo se alteró por efectos del cumplimiento de la Ley 812 de 2003, la cual dispuso que los incrementos de las tarifas no podrían superar el Índice de Precios al Consumidor;

En el año 2003, el Ministerio de Minas y Energía expidió el Decreto número 3429 con el cual dispuso lo siguiente: *"Artículo 2º. De la Comercialización de Gas Natural a Usuarios Regulados. Para efectos del artículo 65 de la Ley 812 de 2003 y, en aras de proteger el mercado y asegurar la prestación del servicio público domiciliario de gas natural, la Comercialización de Gas Natural a usuarios regulados seguirá siendo desarrollada únicamente por los Distribuidores de gas natural hasta que en el país la actividad de Comercialización de Gas Natural desarrollada por los Productores y los Agentes Importadores se considere competida, conforme con lo establecido en el artículo 3º del presente Decreto.";*

El Ministerio de Minas y Energía dispuso en los Decretos 2687 y 4670 de 2008 que "*(...) Los Transportadores de gas natural, los distribuidores de gas natural y/o cualquier otro Agente que establezca la Comisión de Regulación de Energía y Gas – CREG, podrán incluir dentro de su plan de inversiones, aquellas que se requieran para asegurar la confiabilidad en la prestación del servicio público de gas natural*";

La Resolución CREG 007 de 2009, proporciona herramientas para que dicha continuidad la asegure el Comercializador no sólo con contratos en firme sino a través de otros mecanismos alternativos o complementarios a los contratos de firmeza tales como contratos de almacenamiento, contratos de respaldo, uso de combustibles técnicamente intercambiables con el gas combustible y la infraestructura requerida;

La Cláusula 28 de los contratos de concesión de las áreas de servicio exclusivo establece que "(…) *EL CONCESIONARIO empleará gas natural en la ejecución del contrato. La utilización de otro tipo de gas combustible sólo podrá ser realizada de contarse con autorización escrita del CONCEDENTE, previa justificación de la necesidad de emplear otro tipo de gas. Se procurará el uso de gases intercambiables que no afecten el normal desempeño de los artefactos* (…)";

Por lo anterior se evidencia que las condiciones del mercado de gas natural han cambiado de manera sustancial desde el año 1996 a la fecha, lo que ha generado la necesidad de proponer alternativas para que los concesionarios de las Áreas de Servicio Exclusivo puedan incorporar en las tarifas las nuevas realidades de la industria y de la regulación;

Con base en las observaciones recibidas y en análisis internos de la CREG, cuyos resultados están contenidos en el Documento CREG-028 de 2010, la Comisión elaboró la presente propuesta de opción tarifaria que se somete a consulta;

Que la Comisión de Regulación de Energía y Gas, en su sesión número 446 del 2 de marzo de 2010, aprobó expedir la presente resolución,

RESUELVE:

Artículo 1°. *Objeto.* La presente Resolución tiene por objeto ofrecer una opción tarifaria para determinar el costo de prestación del servicio público domiciliario de gas combustible por redes de tuberías a usuarios regulados en Áreas de Servicio Exclusivo, sin modificar el cargo de distribución pactado a través de contratos celebrados por el Ministerio de Minas y Energía y empresas concesionarias.

CAPÍTULO I

Definiciones y aspectos generales

Artículo 2°. *Definiciones*. Para la interpretación y aplicación de esta Resolución se tendrán en cuenta, además de las definiciones contenidas en la Ley 142 de 1994 y en las resoluciones vigentes de la CREG, las siguientes:

Área de Servicio Exclusivo (ASE): Es el área geográfica correspondiente a los municipios y otras áreas urbanas sobre las cuales se otorga exclusividad en la distribución domiciliaria de gas natural por redes de tubería mediante contratos de Áreas de Servicio Exclusivo.

Cargo Promedio de Distribución: Es el cargo promedio unitario de distribución en pesos por metro cúbico ($/m^3), aprobado por la Comisión, aplicable a un Sistema de Distribución de Gas Combustible. Para el caso de las Áreas de Servicio Exclusivo, corresponde al cargo definido en el respectivo contrato de concesión.

Comercialización: Actividad de compraventa o suministro de gas combustible a título oneroso.

Comercializador: Persona cuya actividad es la Comercialización de gas combustible.

Distribución de Gas Combustible: Es el transporte de gas combustible a través de redes de tubería, desde las Estaciones Reguladoras de Puerta de Ciudad, o desde un Sistema de Distribución, hasta la conexión de un usuario, de conformidad con la definición del numeral 14.28 de la Ley 142 de 1994.

Distribuidor de Gas Combustible Por Redes (Distribuidor): Persona encargada de la administración, la gestión comercial, la planeación, la expansión, la operación y el mantenimiento de todo o parte de la capacidad de un Sistema de Distribución. Los activos utilizados pueden ser de su propiedad o de terceros.

Empresas de Servicios Públicos: Las que define el Título I, Capítulo I, de la Ley 142 de 1994.

Estación Convertidora: Estación reguladora y de medición en la que se convierte el combustible de estado líquido a estado gaseoso para su posterior inyección al sistema de distribución. Puede hacer parte de una Estación Reguladora de Puerta de Ciudad o Puerta de Ciudad.

Estación Reguladora de Puerta de Ciudad o Puerta de Ciudad: Estación reguladora de presión, en la cual se efectúan labores de tratamiento y/o medición del gas. A partir de este punto inician las redes que conforman total o parcialmente un Sistema de Distribución y el Distribuidor asume la custodia del gas combustible.

Fórmula Tarifaria Específica: Conjunto de criterios y de métodos de carácter particular, sujetos a las Fórmulas Tarifarias Generales, resumidos por medio de una fórmula, en virtud de los cuales cada Comercializador puede modificar periódicamente las tarifas que cobra a sus Usuarios Regulados. Cuando se haga referencia a fórmula tarifaria de una empresa debe entenderse la Fórmula Tarifaria Específica.

Fórmulas Tarifarias Generales: Conjunto de criterios y de métodos de tipo general en virtud de los cuales se determina, a los Comercializadores de gas que atienden a Usuarios Regulados, la tarifa promedio por unidad de gas combustible.

Gas Combustible: Es cualquier gas que pertenezca a una de las familias de gases combustibles (gas metano, gases manufacturados, gas natural y gas licuado de petróleo) y cuyas características permiten su empleo en artefactos a gas, según lo establecido en la Norma Técnica Colombiana NTC-3527, o aquellas que la modifiquen, sustituyan o complementen.

Gas Licuado de Petróleo (GLP): Es una mezcla de hidrocarburos extraídos del procesamiento del gas natural o del petróleo, gaseosos en condiciones atmosféricas, que se licuan fácilmente por enfriamiento o compresión. El GLP está constituido principalmente por propano y butano. Cuando lo requiera, debe ser acondicionado o tratado para que satisfaga las condiciones de calidad de gas establecidas por la CREG.

Gas Metano en Depósitos de Carbón (GMDC): Es una mezcla de hidrocarburos con un alto contenido de metano y trazas de etano, propano, butano, dióxido de carbono y nitrógeno que se encuentra adsorbido en carbón. Cuando lo requiera, debe ser acondicionado o tratado para que satisfaga las condiciones de calidad de gas establecidas por la CREG.

Gas Natural (GN): Es una mezcla de hidrocarburos livianos, principalmente constituida por metano, que se encuentra en los yacimientos en forma libre o en forma asociada al petróleo. El Gas Natural, cuando lo requiera, debe ser acondicionado o tratado para que satisfaga las condiciones de calidad de gas establecidas por la CREG.

Gas Natural Comprimido (GNC): Gas Natural cuya presión se aumenta a través de un proceso de compresión y se almacena en recipientes de alta resistencia. Cuando lo requiera, debe ser acondicionado o tratado para que satisfaga las condiciones de calidad de gas establecidas por la CREG.

Gas Aire Propanado (GAP): Es una mezcla de GLP con aire que produce un combustible con características de combustión similares a las del gas natural. También es conocido como gas natural sintético. Cuando lo requiera, debe ser acondicionado o tratado para que satisfaga las condiciones de calidad de gas establecidas por la CREG.

Mercado Relevante de Comercialización: Conjunto de usuarios conectados directamente a uno o varios Sistemas de Distribución, para el cual la Comisión de Regulación de Energía y Gas ha aprobado el cargo respectivo.

Pérdidas de Gas en Distribución: Es la diferencia entre el gas combustible medido (en condiciones estándar) en Puerta(s) de Ciudad y el gas combustible medido (en condiciones estándar) en las conexiones de los usuarios, excluyendo el gas combustible requerido para operar el Sistema de Distribución.

Pérdidas de Gas en el Sistema Nacional de Transporte: Corresponde a las pérdidas de gas en un sistema de transporte, calculadas conforme se establece en la Resolución CREG 071 de 1999 (RUT), o aquellas que la modifiquen, complementen o sustituyan.

Período Tarifario: Período por el cual las Fórmulas Tarifarias Generales con sus respectivos componentes tienen vigencia, de acuerdo con lo establecido en el artículo 126 de la Ley 142 de 1994.

Sistema de Distribución: Es el conjunto de gasoductos que transporta gas combustible desde una Estación Reguladora de Puerta de Ciudad o desde otro Sistema de Distribución hasta el punto de derivación de las acometidas de los inmuebles, sin incluir su conexión y medición.

Artículo 3°. *Ámbito de Aplicación.* Esta Resolución se aplica a los concesionarios para la prestación del servicio público domiciliario de distribución de gas natral por red en las Áreas de Servicio Exclusivo.

Parágrafo. La presente resolución no modifica el cargo de distribución definido en el contrato celebrado por el Ministerio de Minas y Energía y el respectivo concesionario de cada Área de Servicio Exclusivo.

Artículo 4°. *Opción Tarifaria y Requisitos para acogerse a la misma.* Los concesionarios de las Áreas de Servicio Exclusivo podrán continuar definiendo sus estructuras tarifarias aplicables a usuarios regulados con base en la Resolución CREG-057 de 1996 o adoptar su definición con la aplicación de la opción tarifaria establecida en esta resolución.

Para acogerse a esta última opción, las empresas deberán cumplir los siguientes requisitos:

1. La opción de que trata esta Resolución podrá ser ejercida por las empresas que prestan el servicio público domiciliario de gas natural por redes de tubería a usuarios regulados, en las Áreas de Servicio Exclusivo.

2. Informar al Ministerio de Minas y Energía y a la Comisión de Regulación de Energía y Gas, con copia a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, mediante comunicación suscrita por el Representante Legal, la decisión de acogerse a la opción tarifaria en los términos previstos en esta Resolución. Dicha comunicación deberá ser presentada dentro del mes siguiente a la fecha de vigencia de la presente Resolución.

3. La opción tarifaria de que trata esta Resolución solamente podrá ser aplicada por la respectiva empresa, previo el cumplimiento de lo dispuesto en el numeral anterior, a partir del mes siguiente al vencimiento de un año completo de aplicación de la fórmula tarifaria vigente y durante el término de vigencia que le resta a los contratos de concesión.

4. Una vez que una empresa haya escogido la opción tarifaria definida en la presente Resolución, no podrá, durante el término de vigencia señalado en el numeral anterior, definir sus tarifas con las fórmulas de la Resolución CREG-057 de 1996.

5. Se entenderá que cuando el concesionario acoja la opción tarifaria que se desarrolla en la presente Resolución, este renuncia a solicitar al concedente cualquier tipo de reconocimiento de un desequilibrio económico por efecto de modificaciones regulatorias. Esto deberá indicarlo de manera expresa en la comunicación que envíe al Ministerio de Minas y Energía informando sobre su intención de acogerse a la opción tarifaria.

CAPÍTULO II

Opción tarifaria para usuarios regulados del servicio público de gas natural por redes de tubería de las ASE

Artículo 4°. *Opción Tarifaria Para Usuarios Regulados del Servicio Público de Gas natural por Redes de Tuberías.* La opción tarifaria aplicable a los usuarios regulados del servicio público domiciliario de gas natural por redes de tuberías, será la siguiente:

Cargo variable: $CUv_m = G_m + T_m + D_m + C_{mv} + Cc_m + AJ_m + Kst$

Cargo fijo: $CUf_m = C_{mf} + Cri_m$

Donde:

Cuv_m = Costo unitario variable en $/m^3$ aplicable en el mes *m*.

CU_{fm} = Costo unitario fijo en $/factura aplicable en el mes *m*.

m = Mes de prestación del servicio.

G_m = Costo unitario en $/m^3$ de las compras de gas combustible, destinado a Usuarios Regulados, aplicable en el mes *m*, calculado conforme se establece en el 0 de esta resolución.

T_m = Costo unitario en $/m^3$ correspondiente al transporte de gas combustible, destinado a Usuarios Regulados aplicable en el mes m, calculado conforme se establece en el Artículo 6 de esta resolución. Incluye los costos de transporte por gasoducto Tm, y/o transporte terrestre de gas combustible (TVm) y/o compresión (Pm) de Gas Natural Comprimido (GNC), calculado conforme lo establecen los artículos 6°, 7° y 8° de esta resolución.

D_m = Cargo de Distribución en $/m^3$ aplicable en el mes *m*. No incluye la conexión al usuario final. Cargo contenido en el respectivo contrato de concesión celebrado entre el Ministerio de Minas y Energía y el concesionario.

Cc_m = Cargo de confiabilidad en $/m^3$ aplicable en el mes *m*, de conformidad con el valor definido por la CREG en resolución independiente. Mientras no sea definido será cero.

C_{mv} = Componente variable del Cargo máximo de Comercialización del mes *m* expresado en $/m^3$. Hasta que la CREG no indique lo contrario, este valor corresponderá al cargo o margen máximo establecido en la Resolución CREG 057 de 1996 (artículo 107.1.4).

AJ_m = Factor de ajuste que se aplica al costo unitario variable (CUv_{jm}) de prestación del servicio expresado en $/m^3$ aplicable al mes *m*, calculado conforme al Anexo 1 de la presente resolución.

C_{mf} = Componente fijo del Cargo máximo de Comercialización del mes *m* expresado en pesos por factura. Mientras no sea definido será cero.

Cri_m = Cargo correspondiente a la remuneración de los costos eficientes de la revisión periódica de las instalaciones internas, de conformidad con el valor definido por la CREG en resolución independiente. Mientras no sea definido será cero.

K_{st} = Factor de corrección en $/m^3$ en el año t (que puede ser positivo o negativo), de acuerdo con lo definido en el artículo 9° de la presente resolución.

Parágrafo 1°. El costo máximo del servicio aplicando la presente opción tarifaria en un período dado corresponderá a la suma de: i) el producto entre el consumo en m^3 en dicho período y el componente variable del costo unitario (CU_{vjm}); y ii) el valor del componente fijo del costo unitario (CU_{fm}).

Parágrafo 2°. La opción tarifaria establecida en este artículo es aplicable a las Áreas de Servicio Exclusivo. El Comercializador determinará el valor de cada uno de los componentes a trasladar al usuario final con base en el combustible suministrado y/o la tecnología utilizada para la prestación del servicio.

Parágrafo 3°. Cuando el distribuidor de un Área de Servicio Exclusivo requiera suministrar un combustible diferente al gas natural, solamente podrá ajustar la fórmula tarifaria una vez cuente con la autorización del Ministerio de Minas y Energía de conformidad con lo establecido en la Cláusula 28 de los contratos de concesión.

Parágrafo 4°. Si el Cuv_{jm} es mayor a 1,08*Cuv_{jm-1}, el Cuv_{jm} será igual a 1,08*Cuv_{jm-1} y el componente AJ_m se aplicará en la fórmula de cargo variable, siguiendo la metodología del anexo. Para el primer mes de vigencia de las Fórmulas Tarifarias Generales, el componente AJ_m será cero.

Artículo 5°. *Costo de Compras de Gas Combustible (Gm).* El costo correspondiente a las compras (*Gm*) se calculará con base en el gas combustible suministrado, de acuerdo con lo siguiente:

a) En el caso de suministros de Gas Natural y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón se aplicará la siguiente expresión:

$$G_m = \frac{CTG_{m-1}}{E_{m-1}} * PC_{m-1} * TRM_{m-1}$$

G_m = Costo unitario en $/m^3$ correspondiente a las compras de Gas Natural y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón, destinado a Usuarios Regulados, aplicable en el mes *m*.

CTG_{m-1} = Costo promedio ponderado por cantidad de energía de las compras de Gas Natural y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón en el mes m-1 con destino a Usuarios Regulados, adquirido a través de: i) contratos bilaterales firmes y/o interrumpibles y ii) subastas del Productor-Comercializador. No incluye pérdidas de gas, costos de transporte, penalizaciones, compensaciones, intereses de mora u otros cargos no regulados.

E_{m-1} = Volumen de gas combustible medido en el mes m-1 en las Estaciones de Puerta de Ciudad con destino a Usuarios Regulados, expresado en términos de energía con el Poder Calorífico promedio del gas medido en dichas Estaciones de Puerta de Ciudad (MBTU).

$TRM_{(m-1)}$= Tasa de Cambio Representativa del Mercado del último día del mes m-1.

PC_{m-1} = Poder Calorífico promedio ponderado por cantidad de energía de las compras de Gas Natural y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón en el mes m-1, expresado en MBTU/m^3, calculado de acuerdo con el procedimiento establecido en la Resolución CREG-067 de 1995 o aquellas que la sustituyan, complementen o modifiquen.

b) En el caso de suministros de Gas Licuado del Petróleo (GLP) y/o Gas Natural Sintético (GNS), se aplicará la siguiente expresión:

$$Gm = PMS_{m-1} * E_{m-1} * F_v$$

Donde,

G_m = Costo unitario en $/galón correspondiente a las compras de Gas Licuado del Petróleo (GLP), destinado a Usuarios Regulados, aplicable en el mes m.

PMS_{m-1} = Corresponde al promedio ponderado por cantidad del precio máximo regulado de suministro de GLP, de acuerdo con la fuente de origen, vigente para el mes *m-1* con destino a Usuarios Regulados, expresado en $/Galón, y calculado con base en las metodologías establecidas en las Resoluciones CREG 066 de 2007 y CREG 059 de 2008 o aquellas que las sustituyan, complementen o modifiquen.

E_{m-1} = Galones de GLP inyectados a la red de distribución en el mes *m-1*, con destino a la atención de Usuarios Regulados.

F_V = Factor de conversión volumétrica que se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{(Q_{cm-1} - (I_{m-1} - I_{m-2}))}{Q_{fm-1}}$$

Donde:

Q_{cm-1} = Cantidad de galones de GLP adquirida por el Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-1} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-2} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-2*.

Q_{fm-1} = Volumen total, en metros cúbicos, medidos a la salida de la Estación Convertidora del Distribuidor, en el mes *m-1*.

Parágrafo 1°. Cuando se suministre gas natural (GN) y gas natural sintético (GNS) en una misma Área de Servicio Exclusivo, el Gm resultante será un promedio ponderado entre los volúmenes de cada uno de los gases inyectados al Sistema de Distribución y los costos unitarios de compra (Gm) de cada combustible, calculado con la siguiente fórmula:

$$Gm = \frac{1}{Vtm} \sum_{i=1}^{i=n} Gim * Vim$$

Donde:

Gm = Costo Promedio Máximo Unitario para compras de gas para el mes m ($/$m^3$).

Gim = Costo Promedio del gas i inyectado al Sistema de Distribución en el mes m ($/$m^3$).

Vim = Volumen del gas i inyectado al Sistema de Distribución en el mes m (m^3).

Vtm = Volumen total de los *n* gases inyectados al Sistema de Distribución en el mes m. (m^3).

Parágrafo 2°. Cuando se suministre Gas Natural Libre producido en los campos de La Guajira y Opón, el costo unitario correspondiente a las compras de gas natural (Gm) no podrá superar el Precio Máximo Regulado establecido en la Resolución CREG 119 de 2005 o aquellas que la modifiquen, complementen o sustituyan.

Parágrafo 3°. El Productor-Comercializador o el Comercializador facturará el valor del suministro de gas durante los primeros cinco días siguientes al mes de consumo y ofrecerá un plazo de pago no inferior al primer día hábil del mes siguiente del mes de facturación.

Artículo 6°. *Costo de Transporte de Gas Combustible* ™. El costo unitario de transporte se calculará con base en las siguientes expresiones:

a) En el caso de transporte de Gas Natural y/o Gas Natural Comprimido y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón por el Sistema Nacional de Transporte (SNT) se aplicará la siguiente expresión:

$$Tm = \frac{CTT_{m-1}}{VI_{m-1}} * TRM_{(m-1)}$$

T_m = Costo unitario en $/$m^3$ correspondiente al transporte de gas natural, destinado a Usuarios Regulados aplicable en el mes *m*.

CTT_{m-1} = Costo total de transporte de gas combustible en el mes *m-1*, causado por el volumen efectivamente transportado incluyendo los cargos por capacidad y los cargos por volumen, en USD, destinado a Usuarios Regulados, sin incluir penalizaciones, compensaciones o intereses de mora. Se deben incluir los pagos por concepto de impuesto de transporte y otras contribuciones relativas al mismo. En el caso en que el Comercializador reciba ingresos adicionales por la venta de capacidad contratada con anterioridad, el CTT_{m-1} será: i) los costos totales por concepto de transporte; menos; ii) los ingresos por venta de capacidad; más iii) el 60% del valor absoluto del margen obtenido en la venta de la capacidad excedentaria.

VI_{m-1} = Volumen de gas combustible medido en condiciones estándar en el mes m-1 en las Estaciones de Puerta de Ciudad, según sea el caso (m^3).

$TRM_{(m-1)}$= Tasa de Cambio Representativa del Mercado en el último día del mes m-1.

b) En el caso de transporte de Gas Licuado del Petróleo (GLP), se aplicará lo establecido en la regulación de la CREG para remunerar la actividad de transporte de GLP por ductos.

El valor de T_m en $/Galón se convertirá a $/$m^3$ utilizando el siguiente factor:

F_V = Factor de conversión volumétrica que se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{(Q_{cm-1} - (I_{m-1} - I_{m-2}))}{Q_{fm-1}}$$

Donde:

Q_{cm-1} = Cantidad de galones de GLP adquirida por el Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-1} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-2} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-2*.

Q_{fm-1} = Volumen total, en metros cúbicos, medidos a la salida de la Estación Convertidora del Distribuidor, en el mes *m-1*.

Parágrafo 1°. Cuando se suministre gas natural (GN) y gas natural sintético (GNS) en una misma Área de Servicio Exclusiva, el T_m resultante será un ponderado entre los volúmenes de cada uno de los gases inyectados al Sistema de Distribución y los costos de transporte de cada gas, calculado con la siguiente fórmula:

$$Tm = \frac{1}{Vtm} \sum_{i=1}^{i=n} Tim * Vim$$

Donde:

Tm = Costo Promedio Máximo Unitario para compras de gas para el mes m ($/$m^3$)

Tim = Costo Promedio de transporte de gas i inyectado al Sistema de Distribución en el mes m ($/$m^3$).

Vim = Volumen del gas i inyectado al Sistema de Distribución en el mes m (m^3).

Vtm = Volumen total de los *n* gases inyectados al Sistema de Distribución en el mes m (m^3).

Parágrafo 2°. Bajo ninguna circunstancia el Comercializador podrá trasladar a los usuarios costos de transporte de gas superiores a los resultantes de aplicar lo dispuesto por la CREG para el servicio de transporte a usuarios regulados.

Parágrafo 3°. El transportador facturará el valor del servicio de transporte durante los primeros cinco días siguientes al mes de prestación del servicio y ofrecerá un plazo de pago no inferior al primer día hábil del mes siguiente del mes de facturación.

Artículo 7°. *Costo de Transporte Terrestre de Gas Combustible (TVm).* El costo unitario de transporte terrestre se calculará con base en lo establecido a continuación:

a) En el caso de transporte terrestre de Gas Natural Comprimido en vehículos de carga se aplicará lo establecido en la Resolución CREG 008 de 2005 o aquellas que la sustituyan, modifiquen o complementen. En el TV_m deberá incluirse el cargo correspondiente a la actividad de compresión (Pm) definido en la Resolución CREG 008 de 2005 o aquellas que la sustituyan, modifiquen o complementen.

b) En el caso de Gas Licuado del Petróleo (GLP), el componente de TVm corresponde al flete desde los puntos de entrega del producto y la Estación Convertidora.

El valor de TV_m en $/Galón se convertirá a $/$m^3$ utilizando el siguiente factor:

F_V = Factor de conversión volumétrica que se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{(Q_{cm-1} - (I_{m-1} - I_{m-2}))}{Q_{fm-1}}$$

Donde:

Q_{cm-1} = Cantidad de galones de GLP adquirida por el Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-1} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-1*.

I_{m-2} = Inventario final, en galones, del Distribuidor en el mes *m-2*.

Q_{fm-1} = Volumen total, en metros cúbicos, medidos a la salida de la Estación Convertidora del Distribuidor, en el mes *m-1*.

Parágrafo. Cuando se suministre Gas Natural Comprimido (GNC) y gas natural sintético (GNS) en una misma Área de Servicio Exclusivo, el TV_m resultante será un promedio ponderado entre los volúmenes de cada uno de los gases inyectados al Sistema de Distribución y los costos de transporte terrestre de cada gas combustible.

Artículo 8°. *Porcentaje Reconocido de Pérdidas (p).* El porcentaje reconocido de pérdidas en el Sistema Nacional de Transporte (SNT) y en el Sistema de Distribución será incorporado sobre los componentes de la fórmula tarifaria de acuerdo con lo establecido en el presente artículo.

Para las pérdidas en el Sistema Nacional de Transporte (SNT), el distribuidor-comercializador trasladará al usuario final el porcentaje de pérdidas facturadas por el transportador con un máximo del 1%.

Para las pérdidas en el Sistema de Distribución, el distribuidor-comercializador determinará el porcentaje de pérdidas con base en el balance de gas de los doce (12) meses anteriores al mes m, y trasladará al usuario final el valor resultante de este balance, con un límite del 2,5%.

a) En el caso de la prestación del servicio con Gas Natural (GN) y/o Gas Metano en Depósitos de Carbón (GMDC):

$$G_m + T_m = \frac{G_m + T_m}{(1-p)}$$

Donde,

P = Porcentaje reconocido de pérdidas de gas en el Sistema Nacional de Transporte y en el Sistema de Distribución.

b) En el caso de la prestación del servicio con Gas Natural Comprimido (GNC):

$$G_m + T_m = \frac{G_m + T_m}{1-p} + \frac{TV_m + P_m}{1-p'}$$

Donde,

p = Porcentaje reconocido de pérdidas de gas en el Sistema Nacional de Transporte y en el Sistema de Distribución.

p' = Porcentaje reconocido de pérdidas de gas combustible en el Sistema de Distribución.

c) En el caso de la prestación del servicio con Gas Licuado del Petróleo (GLP) y/o Gas Natural Sintético (GNS):

$$G_m + T_m = \frac{G_m + T_m + TV_m}{1-p'}$$

Donde,

p' = Porcentaje reconocido de pérdidas de gas combustible en el Sistema de Distribución.

Artículo 9°. *Tratamiento del Kst causado.* Para las empresas distribuidoras de las Áreas de Servicio Exclusivo que a la fecha de entrada en vigencia de la presente resolución, hayan presentado desviaciones entre los costos reales de prestación del servicio a usuarios regulados y los costos proyectados, se adopta el siguiente procedimiento para establecer el destino o recaudo del ingreso o egreso causado por el *Kst* de la metodología de la Resolución CREG 057 de 1996:

$$Kst = \{Ms_{(t-1)} - (\frac{INR_{(t-1}}{QR_{(t-1)}})\} * (1 + J_{(t-1)})$$

Donde,

$Ms_{(t-1)}$ = El cargo promedio permitido por unidad de volumen para el año *t-1*.

t = Año en el cual se efectuará la corrección del *Mst*.

$INR_{(t-1)}$ = El ingreso total bruto por ventas de gas natural a los usuarios regulados en el año *t-1*.

$QR_{(t-1)}$ = La cantidad de gas natural vendida en m^3 al mercado regulado en el año *t-1*.

J_{t-1} = Promedio diario de DTF efectivo anual en el año *t-1*, reportada por el Banco de la República, expresada como interés anual.

El elemento *Kst* ($/$m^3$) se adicionará al Cargo Variable de las fórmulas tarifarias solo por un período de seis meses para las actuales Áreas de Servicio Exclusivo para la distribución de gas natural por redes de tuberías.

9.1. Devolución de Cobros Superiores al *Mst.*

Si el *Kst* resulta negativo, el monto total del cobro superior al *Mst* efectuado a los usuarios regulados del servicio, estará dado por la siguiente expresión:

$$\text{Monto cobrado en exceso} = |Kst| * QR_{(t-1)}$$

Las empresas acreditarán este monto en seis (6) facturaciones consecutivas, a los usuarios regulados registrados ante la empresa el último día de la vigencia *(t-1)*, discriminando dicho valor en la forma establecida en la Resolución CREG-015 de 1999. Se entiende que las acreditaciones se aplican a las facturaciones mensuales que se efectúen a partir del tercer mes siguiente al mes de entrada en vigencia la opción tarifaria. La fórmula de acreditación por factura para un usuario *i* es la siguiente:

$$Devolución\ al\ usuario_i = \frac{|Ks_t| * Qi_{(t-1)}}{6}$$

Donde:

$Q_{i(t-1)}$: = Corresponde al volumen facturado al usuario *i* en el período tarifario *(t-1)*, entendiéndose que:

$$QR_{(t-1)} = \sum Q_{i(t-1)}$$

9.2. Recaudo de Montos Dejados de Cobrar.

Si el Ks_t resulta positivo, el monto total de los valores dejados de cobrar a los usuarios regulados del servicio estaría dado por la siguiente expresión:

*Monto por cobrar = Kst * QR (t - 1)*

Las empresas cobrarán este monto en seis (6) facturaciones consecutivas, a los usuarios regulados registrados ante la empresa el último día de la vigencia *(t-1)* discriminando dicho valor en la forma establecida en la Resolución CREG-015 de 1999. Se entiende que los cobros se aplican a las facturaciones mensuales que se efectúen a partir del tercer mes siguiente al de entrada en vigencia de la opción tarifaria. La fórmula de cobro por factura para un usuario *i* es la siguiente:

$$\text{Cobro adicional al usuario i} = \frac{Kst * Q_{i(t-1)}}{6}$$

Donde:

$Q_{i(t-1)}$: = corresponde al volumen facturado al Usuario *i* en el período tarifario *(t-1)*, se entiende que:

$$QR_{(t-1)} = \sum Q_{i(t-1)}$$

Para la aplicación del procedimiento establecido en los numerales 9.1 y 9.2 con respecto al Kst del período *(t-1)*, el comercializador efectuará los ajustes correspondientes a las devoluciones o recaudos efectuados durante los meses comprendidos entre el mes de inicio del nuevo año tarifario y la fecha de aplicación de la opción tarifaria.

Para la devolución o el recaudo, según sea el caso, del *Kst* causado durante los meses comprendidos entre el mes de inicio del nuevo año tarifario y la fecha de aplicación de las nuevas fórmulas tarifarias, se utilizará el procedimiento establecido en los numerales anteriores, aplicado sobre el *QR* correspondiente y los usuarios del último mes.

Parágrafo 1°. Para la aplicación del procedimiento establecido en el presente artículo con respecto al Kst del período (t-1), el Comercializador efectuará los ajustes correspondientes a las devoluciones o recaudos efectuados durante los meses comprendidos entre el mes de inicio del nuevo año tarifario y la fecha de aplicación de la opción tarifaria.

Parágrafo 2°. Para la devolución o el recaudo, según sea el caso, del Kst causado durante los meses comprendidos entre el mes de inicio del nuevo año tarifario y la fecha de aplicación de la nueva Fórmula Tarifaria, se utilizará el procedimiento establecido en los numerales 9.1 y 9.2 de esta Resolución, aplicado sobre el QR correspondiente y los usuarios del último mes.

Artículo 10. *Publicidad.* Mensualmente, el Comercializador hará pública en forma simple y comprensible, por medio de un periódico de amplia circulación en el Área de Servicio Exclusivo donde preste el servicio o en uno de circulación nacional, antes de su aplicación, las tarifas que facturará a los usuarios.

Dicha publicación incluirá los valores del costo de compras de gas combustible (G_m), costo de transporte de gas combustible *(T_m y TV_m)*, así como el Cargo de Distribución (D_m), el Cargo Máximo de Comercialización (C_m), el Cargo de Confiabilidad (Cc_m) y el Cargo correspondiente a la remuneración de los costos eficientes de la revisión periódica de las instalaciones internas (Cri_m) los cuales serán publicados en moneda nacional.

Los nuevos valores deberán ser reportados por el Comercializador al Sistema Único de Información.

Parágrafo. El Comercializador deberá suministrar en la factura el precio por kilovatio hora equivalente del energético comercializado.

Artículo 11. *Autorización Para Fijar Tarifas.* Dentro del régimen de libertad regulada, previsto en la Ley 142 de 1994, las empresas que prestan el servicio de distribución de gas natural por redes en las Áreas de Servicio Exclusivo podrán aplicar la opción tarifaria aquí dispuesta, a partir del mes siguiente al vencimiento de un año completo de aplicación de la fórmula tarifaria vigente y después de cumplir con lo establecido en el Artículo 4 de esta resolución.

Artículo 12. *Vigencia de la presente resolución.* La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación en el ***Diario Oficial*** y deroga todas las disposiciones que le sean contrarias.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 2 de marzo de 2010.

La Presidenta,

Silvana Giaimo Chávez.

Viceministra de Minas y Energía Delegada
del Ministro de Minas y Energía.

El Director Ejecutivo,

Javier Augusto Díaz Velasco.

ANEXO 1

CÁLCULO DEL AJUSTE TARIFARIO

El factor de ajuste al costo unitario variable de prestación del servicio, se calculará como se muestra en el presente anexo.

La variable de ajuste será la siguiente:

$$AJ_m = \min\left[(MAX_m - CR_m), \frac{AD_m}{VR_{m-1}}\right]$$

$$MAX_m = REF_m * 1{,}06$$

$$AD_m = \left[AD_{m-1} + \left(CR_{m-1} - CU_{v_{j,m-1}}\right) * VR_{m-1}\right] * (1+i)$$

Donde:

m	Mes para el cual se calcula el Costo Unitario Variable de Prestación del Servicio.
AJ_m	Factor de ajuste que se aplica al Costo Unitario Variable de Prestación del Servicio expresado en $/m^3 para el mes m.
VR_m	Ventas de gas combustible con destino a Usuarios Regulados para el mes m, expresado en m^3.
AD_m	Saldo acumulado de las diferencias entre el Costo Reconocido (CR_m) y el valor trasladado en la tarifa (CUv_{jm}), expresado en $. A la fecha de entrada en vigencia de la presente resolución dicho valor será cero. En el evento en que concluida la vigencia de las Fórmulas Tarifarias existan saldos acumulados, estos serán reconocidos hasta que dicho saldo sea igual a cero.
i	Tasa de interés nominal mensual que se le reconoce al Comercializador por los saldos acumulados en la variable. Este valor equivaldrá al promedio de la tasa de créditos de tesorería reportada por los establecimientos bancarios a la Superintendencia Financiera para el último mes disponible.
MAX_m	Valor Máximo a trasladar, expresado en $/m^3, en el mes m.
REF_m	Valor de Referencia, expresado en $/m^3, que aplicará el Comercializador en el mes m. El REF_m será el Costo Unitario Variable del mes anterior a la entrada en vigencia de la presente resolución (CUv_{jm-1}).
CR_m	Costo reconocido de Costo Unitario Variable (CUv_{jm}) expresado en $/m^3 para el mes m. Dicho valor equivale al valor del componente CUv_{jm} descontando la variable AJ_m. El valor de CR_m será el calculado conforme la aplicación de las fórmulas contenidas en la presente resolución.

La Presidenta,

Silvana Giaimo Chávez.

Viceministra de Minas y Energía Delegada
del Ministro de Minas y Energía.

El Director Ejecutivo,

Javier Augusto Díaz Velasco.

(C. F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 046 DE 2010

(marzo 16)

por la cual se ordena hacer público un proyecto de resolución de carácter general que pretende adoptar la CREG por la cual se establece el Procedimiento para oferta de metas no cedidas o metas no cumplidas del programa REPU en el servicio de GLP.

La Comisión de Regulación de Energía y Gas, en ejercicio de sus atribuciones constitucionales y legales, en especial las conferidas por la Ley 142 de 1994, y en desarrollo de los Decretos 2253 de 1994 y 2696 de 2004.

CONSIDERANDO:

Que conforme a lo dispuesto por el artículo 9° del Decreto 2696 de 2004, la Comisión debe hacer público en su página web todos los proyectos de resolución de carácter general que pretenda adoptar;

Que la Comisión de Regulación de Energía y Gas, en sus Sesión 448 del 16 de marzo de 2010, aprobó hacer público el proyecto de resolución "por la cual se establece el Procedimiento para oferta de metas no cedidas o metas no cumplidas del programa REPU en el servicio de GLP";

RESUELVE:

Artículo 1°. Hágase público el proyecto de resolución "por la cual se establece el Procedimiento para oferta de metas no cedidas o metas no cumplidas del programa REPU en el servicio de GLP".

Artículo 2°. Se invita a los agentes, los usuarios, las Autoridades locales municipales y departamentales competentes y a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, para que remitan sus observaciones o sugerencias sobre la propuesta, dentro de los treinta (15) días siguientes a la publicación de la presente resolución en la página web de la Comisión de Regulación de Energía y Gas.

Artículo 3°. Infórmese en la página web la identificación de la dependencia administrativa y de las personas a quienes se podrá solicitar información sobre el proyecto y hacer llegar las observaciones, reparos o sugerencias, y los demás aspectos previstos en el artículo 10 del Decreto 2696 de 2004.

Artículo 4°. La presente resolución no deroga disposiciones vigentes por tratarse de un acto de trámite.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., el día 16 de marzo de 2010.

La Presidenta,

Silvana Giaimo Chávez,

Viceministro de Minas y Energía, Delegado
del Ministro de Minas y Energía.

El Director Ejecutivo,

Javier Augusto Díaz Velasco.

PROYECTO DE RESOLUCIÓN

por la cual se establece el Procedimiento para oferta de metas no cedidas o metas no cumplidas del programa REPU en el servicio de GLP.

La Comisión de Regulación de Energía y Gas, en ejercicio de sus atribuciones legales, en especial las conferidas por la Ley 142 de 1994 los Decretos 1524 y 2253 de 1994, y

CONSIDERANDO:

Que de acuerdo con lo establecido en el artículo 74.1 de la Ley 142 de 1994, es función de la Comisión de Regulación de Energía y Gas regular el ejercicio de las actividades de los sectores de energía y gas combustible para asegurar la disponibilidad de una oferta energética eficiente, propiciar la competencia en el sector de minas y energía y proponer la adopción de las medidas necesarias para impedir abusos de posición dominante y buscar la liberación gradual de los mercados hacia la libre competencia;

Que de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 62 de la Ley 1151 de 2007, dentro del término de dieciocho (18) meses siguientes a la expedición de esta ley, la CREG, adoptará los cambios necesarios en la regulación para que la remuneración asociada a la reposición y el mantenimiento de los cilindros de GLP y de los tanques estacionarios utilizados para el servicio público domiciliario sea incorporado en la tarifa, introduciendo además un esquema de responsabilidad de marca en cilindros de propiedad de los distribuidores que haga posible identificar el prestador del servicio público de GLP que deberá responder por la calidad y seguridad del combustible distribuido;

Que de acuerdo con el artículo 62 de la Ley 1151 de 2007, el margen de seguridad de que trata el artículo 23 de la Ley 689 de 2001 se eliminará a partir del 31 de diciembre de 2010;

Que a partir de la entrada en vigencia de la regulación prevista en el inciso primero del artículo 62 de la Ley 1151 de 2007, el margen de seguridad de que trata el artículo 23 de la Ley 689 de 2001 se destinará a la financiación de las actividades necesarias para la implementación del cambio de esquema;

Que en desarrollo del mandato del artículo 62 de la Ley 1151 de 2007 la Comisión expidió la Resolución CREG 023 de 2008 por la cual se establece el Reglamento de Distribución y Comercialización Minorista de Gas Licuado de Petróleo, y la Resolución CREG 045 de 2008 por la cual se establece la regulación aplicable al Periodo de Transición de un esquema de parque universal de cilindros a un esquema de parque marcado de cilindros de propiedad de los distribuidores, en el marco de la prestación del servicio público de distribución de GLP y se dictan otras disposiciones con respecto al Margen de Seguridad;

Que de acuerdo con lo establecido en la Resolución CREG 045 de 2008, la CREG debía fijar las metas individuales de recolección y destrucción del parque universal de cilindros para que fuera reemplazado por un parque marcado propiedad de los distribuidores cuyo cumplimiento debe ser verificado semestralmente por la SSPD, el cual se constituye además en el Programa de Recolección del Parque Universal (REPU) del cual trata la misma resolución.

Que el artículo 21 de la Resolución CREG 045 de 2008 previo la posibilidad de cesión de las metas de recolección y destrucción del parque universal de los Distribuidores Transitorios a los Distribuidores Inversionistas, y entre estos últimos durante el periodo de transición;

Que el artículo 22 de la Resolución CREG 045 de 2008 estableció el procedimiento a tener en cuenta para el ofrecimiento de metas no cedidas;

Que el artículo 27 de la Resolución CREG 045 de 2008 señaló que la CREG hará revisiones a las metas de recolección asignadas a los Distribuidores Inversionistas de manera que reflejen el progreso de su ejecución con la periodicidad que considere conveniente y reasignará las metas faltantes por ejecutar aplicando los criterios señalados en esta resolución. Este artículo también dispuso que la CREG ofrecerá las metas incumplidas por un Distribuidor Inversionista en caso de considerarlo necesario;

Que mediante Resolución CREG 067 de 2008 la CREG asignó las metas individuales de recolección y eliminación de los cilindros del parque universal con base en el reporte del parque estimado presentado por cada distribuidor al SUI;

Que una vez fijada dichas metas individuales, mediante Circulares CREG 066, 071 y 077 de 2008, la CREG solicitó a los distribuidores su declaración de intención de participar introduciendo cilindros marcados de su propiedad para reemplazar el parque universal;

Que mediante las mismas circulares, la CREG solicitó a quienes se declararán Distribuidores Inversionistas según lo previsto en la Resolución CREG 045 de 2008 que reportarán su Plan de Inversiones para introducir cilindros marcados de su propiedad de acuerdo con las metas individuales asignadas;

Que mediante Resolución CREG 101 de 2008, la CREG estableció las actuales metas individuales de recolección de cilindros universales del Programa REPU para su reemplazo por un parque universal de cilindros marcados de propiedad de los distribuidores inversionistas y definió así el programa ICMA con base en el Plan de Inversiones particular reportado por cada distribuidor inversionista;

Que a febrero de 2010, se estima que los Distribuidores Inversionistas han ejecutado el 42% de las metas acumuladas establecidas hasta esa misma fecha, de acuerdo con el Programa de Recolección y Eliminación del Parque Universal de cilindros (Programa REPU) establecido en la mencionada Resolución CREG 045 de 2008, lo que significa que sólo se ha reemplazado un 18% del parque universal, por lo que la Comisión considera necesario definir el procedimiento a que hacen referencia los artículos 22 y 27 de la misma resolución;

RESUELVE:

Artículo 1°. *Metas objeto de reasignación*. En concordancia con lo establecido en el artículo 27 de la Resolución CREG 045 de 2008, la CREG reasignará las metas incumplidas de aquellos Distribuidores Inversionistas que presenten un cumplimiento de metas acumulado inferior al promedio alcanzado por todos los Distribuidores que tienen metas asignadas.

Así mismo, en concordancia con lo establecido en el artículo 22 de la Resolución CREG 045 de 2008, mediante el mecanismo de ofrecimiento de metas no cedidas, a que se refiere esta resolución, la CREG reasignará las metas de las cuales no recibió información de cesión por parte de Distribuidores Transitorios.

Parágrafo. Para la estimación del cumplimiento de metas acumulado, la CREG tomará como fecha de corte el 31 de mayo de 2010, fecha de finalización del tercer período de

ejecución de metas, y se basará en el informe de ejecución de metas que entregue la Interventoría del programa REPU.

Artículo 2°. *Publicación de metas que se ofrecen.* Mediante resolución, la CREG publicará la lista de los Distribuidores Inversionistas con metas incumplidas y la lista de los Distribuidores Transitorios con metas no cedidas, que son objeto de reasignación, en concordancia con lo establecido en el artículo 1° de esta resolución, indicando en cada caso el o los municipios en los cuales presta el servicio y la cantidad total de metas a ofrecer, expresadas en número de cilindros según su tamaño.

Parágrafo. A partir de la fecha de vigencia de la resolución a que se refiere este artículo, los Distribuidores incluidos en la lista perderán el derecho a utilizar el mecanismo de compensación establecido en el artículo 30 de la Resolución CREG 045 de 2008 sobre las metas ofrecidas y el derecho a hacer uso del artículo 21 de la Resolución CREG 045 de 2008 para ceder bilateralmente esas metas.

Artículo 3°. *Distribuidores habilitados para solicitar y recibir nuevas metas*. Estarán habilitados para solicitar y recibir las metas ofrecidas de las cuales trata el artículo 2° de esta resolución, los Distribuidores Inversionistas que tengan metas asignadas dentro del programa REPU y que además a 31 de mayo de 2010 tengan un cumplimiento mínimo en la ejecución de la mismas del 70%.

Parágrafo. En la resolución de la cual trata el artículo 2° de esta resolución, la CREG incluirá el listado de los Distribuidores Inversionistas habilitados.

Artículo 4°. *Invitación a distribuidores habilitados a manifestar su interés.* En la misma resolución, la Comisión invitará a los Distribuidores Inversionistas habilitados para que indiquen su intención de recibir total o parcialmente las metas de cada Distribuidor incluido en la lista a que se refiere el artículo 1° de esta resolución. Esta intención se hará expresa mediante oficio firmado por el representante legal, que deberá depositarse en la urna triclave dispuesta para ello en las oficinas de la CREG después de imprimirle la hora de entrega y dentro del plazo fijado en la resolución, que en todo caso no será menor de los 15 días calendario siguientes a la publicación de la misma. Sólo se tendrán por presentados los oficios que se entreguen a la CREG dentro del plazo previsto en la correspondiente resolución.

Se entiende que la sola manifestación de esta voluntad implica:

• El compromiso de ajustar el Plan de Inversiones para que refleje las nuevas metas en caso de que le sean asignadas.

• El compromiso de aceptar asignaciones parciales de las metas sobre las cuales hubo manifestación de interés.

• El compromiso de desplazarse a los municipios atendidos por el Distribuidor que ha incumplido sus metas para recoger cilindros universales y atender usuarios en dichos municipios.

Artículo 5°. *Criterios para el proceso de asignación*. Dentro de los 15 días calendario siguientes a la fecha límite indicada en el artículo 4° anterior, la CREG adjudicará las metas de acuerdo con los siguientes criterios:

1. Para cada Distribuidor de los incluidos en la lista a que se refiere el artículo 1° de esta resolución, y en caso de que varios Distribuidores Inversionistas hayan manifestado interés en recibir sus metas, se dará prelación a los Distribuidores Inversionistas que hayan manifestado interés en recibir la mayor cantidad de metas de dicho Distribuidor, calculadas como número total de cilindros universales a recoger.

2. En caso de que se presente un empate porque varios Distribuidores Inversionistas desean recibir la misma cantidad de las metas ofrecidas, se dará prelación a aquellos que tengan una menor participación en el mercado nacional de GLP en cilindros, medida en galones totales vendidos en cilindros durante el primer semestre del año 2009.

3. Una vez asignadas la mayor cantidad posible de las metas de un Distribuidor de acuerdo con los dos criterios anteriores, se procederá a asignar las metas del siguiente Distribuidor y así sucesivamente hasta terminar asignando la mayor cantidad posible de metas de todos los Distribuidores incluidos en la lista.

De conformidad con el parágrafo 2° del artículo 27 de la Resolución CREG 045 de 2008, los resultados de este proceso deberán reflejarse en los Planes de Inversión que para el efecto deben ajustar los Distribuidores Inversionistas afectados. Por lo tanto, a partir de la vigencia de la Resolución a que se refiere el artículo 6° siguiente, las metas asignadas dejarán de hacer parte del Plan de Inversiones del Distribuidor incumplido, sin perjuicio de las sanciones que le imponga la Superintendencia de Servicios Públicos por el incumplimiento.

Artículo 6°. *Resolución de asignación de metas adicionales*. La CREG expedirá una Resolución indicando las asignaciones efectuadas y las metas adicionales que entrarán a formar parte de las metas del programa REPU para los Distribuidores que las hayan recibido. Estas metas adicionales serán por lo tanto de obligatorio cumplimiento y su ejecución estará sujeta al seguimiento y control por parte de la SSPD, como lo establece el parágrafo 2° del artículo 27 de la Resolución CREG 045 de 2008, y se incorporarán por el agente a su Plan de Inversiones. Las metas no asignadas volverán a quedar bajo la responsabilidad del distribuidor incumplido quien, al momento de entrada en vigencia de la resolución, recobrará su derecho al uso del mecanismo de compensaciones para las metas que volvieron a quedar bajo su responsabilidad.

Artículo 7. *Vigencia*. La presente resolución rige a partir de su publicación en el ***Diario Oficial***.

Firma del proyecto:

La Presidenta,

Silvana Giaimo Chávez,

Viceministro de Minas y Energía, Delegado del Ministro de Minas y Energía.

El Director Ejecutivo,

Javier Augusto Díaz Velasco.

(C.F.)

Corporaciones Autónomas Regionales

Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca

Acuerdos

ACUERDO NÚMERO 004 DE 2010

(marzo 25)

por medio del cual se establece el monto tarifario de la tasa retributiva para el periodo comprendido entre el 1° de noviembre de 2008 y el 31 de diciembre de 2009, dentro de la jurisdicción de la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca - CAR.

El Consejo Directivo de la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca, CAR, en uso de sus facultades legales y estatutarias, en especial de las conferidas por el artículo 42 de la Ley 99 de 1993; el artículo 16 del Decreto 3100 de 2003, y el artículo 24, numeral 10 de la Resolución número 703 del 25 de junio de 2003, expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial,

CONSIDERANDO:

Que el artículo 31, numeral 13 de la Ley 99 de 1993 atribuye a las Corporaciones Autónomas Regionales la función de recaudar, conforme a la ley, las contribuciones, tasas, derechos, tarifas y multas por concepto del uso y aprovechamiento de los recursos naturales renovables, y fijar su monto en el territorio de su jurisdicción, con base en las tarifas mínimas establecidas por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

Que el artículo 42 de la Ley 99 de 1993, establece que la utilización directa o indirecta de la atmósfera, del agua y del suelo, para introducir o arrojar desechos o desperdicios agrícolas, mineros o industriales, aguas negras o servidas de cualquier origen, humos, vapores y sustancias nocivas que sean resultado de actividades antrópicas o propiciadas por el hombre, o actividades económicas o de servicio, sean o no lucrativas, se sujetará al pago de tasas retributivas por las consecuencias nocivas de las actividades realizadas.

Que el artículo 46, numeral 4 de dicha ley, establece que forman parte del patrimonio de las corporaciones autónomas regionales los recursos provenientes de derechos, contribuciones, tasas, tarifas, multas y participaciones, que perciban conforme a la ley y las reglamentaciones correspondientes, en especial el producto de las tasas retributivas y compensatorias de que trata el Decreto-ley 2811 de 1974, en concordancia con lo dispuesto en dicha ley.

Que el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial mediante Resolución número 372 de 1998, fijó las tarifas mínimas de las tasas retributivas por vertimientos líquidos puntuales para los parámetros Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos Totales (SST), y señaló que dichos valores debían ser ajustados anualmente en el mes de enero, según el Índice de Precios al Consumidor, IPC, determinado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística para el año inmediatamente anterior. Que el artículo 3° del Decreto 3100 de 2003, modificado por el artículo 1° del Decreto 3440 de 2004, dispone que las autoridades ambientales competentes deberán cobrar la tasa retributiva por vertimientos puntuales realizados a los cuerpos de agua en el área de su jurisdicción, de acuerdo con los planes de ordenamiento del recurso, y en ausencia de dichos planes, podrán utilizar las evaluaciones de calidad cualitativas o cuantitativas del recurso disponibles.

Que el artículo 13 del Decreto 3100 de 2003 establece la Tarifa Regional la cual es la resultante de multiplicar la tarifa mínima por el factor regional.

Que el artículo 16 del Decreto 3100 de 2003, al establecer la metodología para el cálculo del monto mensual a cobrar por concepto de tasa retributiva, señaló que la autoridad ambiental competente iniciará cobrando la tarifa mínima de la tasa retributiva, y evaluará anualmente, a partir del segundo año, el cumplimiento de la meta global de reducción de carga contaminante del cuerpo de agua o tramo, así como el cumplimiento de las metas individuales y sectoriales para la fijación de las tarifas correspondientes.

Que el artículo 30 del Decreto 3100 de 2003 establece que la tasa retributiva únicamente se cobrará por la carga contaminante vertida al recurso y autorizada en el permiso de vertimientos o plan de cumplimiento.

Que el artículo 9° del Decreto 3440 de 2004 el cual modificó el artículo 33 del Decreto 3100 de 2003 *"Disposición Transitoria"* fijó un plazo de dos (2) años a partir del 30 de octubre de 2004, para que las autoridades Ambientales adoptaran la nueva metodología de cobro, terminando el período de transición el 30 de octubre de 2006, razón por la cual los períodos de cobro se establecieron de noviembre a noviembre a partir de esta fecha.

Que el Consejo Directivo mediante Acuerdo CAR número 040 del 9 de diciembre de 2009, estableció las metas de reducción de cargas contaminantes de DBO y SST, arrojadas a los cuerpos de agua que conforman la cuenca, tramos y subtramos del río Bogotá, y se adoptan otras disposiciones.

Que el artículo 15 del Decreto 3100 de 2003, dispuso que el factor regional empezará con un valor igual a uno (1) el cual se ajustará anualmente a partir de finalizar el segundo año una vez fijadas las metas de reducción, por lo tanto se cobrará tarifa mínima a los sujetos pasivos del cobro de la tasa de la cuenca del Río Bogotá, para la vigencia 2009.

Que teniendo en cuenta que el Acuerdo CAR número 40 de 2009 fue publicado en el ***Diario Oficial*** 47.619 el 10 de febrero de 2010, entrando en vigencia a partir de esta fecha, se hace necesario ajustar las fechas de cobro, la cuales deberán cubrir la vigencia fiscal del primero (1°) de enero al treinta y uno (31) de diciembre del respectivo año, con el fin de cumplir la anualidad de la evaluación de las metas global, sectorial e individual establecida en el artículo 16 del Decreto 3100 de 2003.

Que la Corporación fijó los objetivos de calidad del agua para la cuenca del río Macheta, mediante la Resolución CAR 2814 del 30 de diciembre de 2008.

Que la Corporación fijó los objetivos de calidad del agua para la cuenca del río Sumapaz, mediante la Resolución CAR 2833 del 30 de diciembre de 2008.

Que la Corporación fijó los objetivos de calidad del agua para la cuenca del río Negro, mediante la Resolución CAR 3461 del 28 de diciembre de 2009.

Que la Corporación fijó los objetivos de calidad del agua para la cuenca de los ríos Ubaté y Suárez con Resolución CAR 3462 del 28 de diciembre de 2009.

Que la Corporación fijó los objetivos de calidad del agua para la cuenca del río Minero mediante Resolución CAR 3463 del 28 de diciembre de 2009.

Que la Corporación a la fecha no ha fijado las metas individuales, sectoriales y globales, para las cuencas de los ríos Machetá, Sumapaz, Negro, Ubaté y Minero, por lo tanto en el presente acto administrativo se establece el monto tarifario para proceder al cobro de las tarifas mínimas de las tasas retributivas, para estas cuencas, en atención a lo estipulado en la Circular número 44593 del 19 de mayo de 2006, expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, que dice: *"la Autoridad Ambiental Competente realizará el cobro de la Tarifa Mínima de la tasa retributiva, previa expedición del respectivo Acto Administrativo en el cual se comunique la aplicación del instrumento, hasta que proceda al establecimiento de la meta de reducción de carga contaminante previa definición del Objetivo de Calidad de la corriente, tramo o cuerpo receptor de los vertimientos".*

Que mediante el Acuerdo CAR número 027 de 2008 se fijaron las tarifas para el cobro de la tasa del 1° de enero al 30 de octubre de 2008, quedando pendiente de cobro los meses de noviembre y diciembre, los cuales se deben facturar con la vigencia 2009, aplicando las tarifas fijadas en el mencionado acuerdo, así: la suma de noventa y un pesos con treinta y siete centavos por kilogramo ($91.37/Kg) para el parámetro Demanda Bioquímica de Oxígeno - DBO_5, y en la suma de treinta y nueve pesos con diez centavos por kilogramo ($39.10/Kg) para el parámetro Sólidos Suspendidos Totales -SST.

Que en atención a lo señalado en la Resolución 372 de 1998 las tarifas fijadas deberán ser ajustadas anualmente en el mes de enero, según el Índice de Precios al Consumidor, IPC, determinado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística para el año inmediatamente anterior.

Que por lo anterior se hace necesario fijar las tarifas para el cobro de la tasa retributiva de los parámetros DBO_5 y STT para el año 2009, aplicando lo dispuesto en la Resolución 372 de 1998, tomando como base el Índice de Precios al Consumidor, IPC, para el año 2008, establecido por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE, el cual se fijó en 7.67%.

Que en mérito de lo expuesto:

ACUERDA:

Artículo 1°. Establecer que a partir del año 2009, los periodos de cobro de la tasa retributiva, será entre el primero de enero (1°) y el treinta y uno (31) de diciembre del respectivo año que va a ser facturado.

Artículo 2°. Establecer el monto tarifario de la tasa retributiva para el periodo comprendido entre el 1° de noviembre a 31 de diciembre de 2008 en **noventa y seis pesos con cincuenta y siete centavos por kilogramo ($96,57 /Kg)** para el parámetro **Demanda Bioquímica de Oxígeno - DBO_5, y en la suma de cuarenta y un pesos con treinta y tres centavos por kilogramo ($4l,33/Kg) para el parámetro Sólidos Suspendidos Totales -SST**.

Artículo 3°. Establecer el monto tarifario de la tasa retributiva para el periodo comprendido entre el **1° de enero de 2009 y el 31 de diciembre de 2009 en ciento tres pesos con noventa y ocho centavos por kilogramo ($103.98/Kg)** para el parámetro **Demanda Bioquímica de Oxígeno - DBO_5,** y en la suma de **cuarenta y cuatro pesos con cincuenta centavos por kilogramo ($44.50/Kg)** para el parámetro **Sólidos Suspendidos Totales -SST.**

Artículo 4°. Hasta tanto no se establezcan las metas de reducción de carga contaminante en las cuencas donde se tienen fijados o se fijen los objetivos de calidad, estas tarifas se actualizarán anualmente, según el Índice de Precios al Consumidor, IPC, determinado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística para el año inmediatamente anterior.

Artículo 5°. Publicar el presente acuerdo en el ***Diario Oficial*** y en el *Boletín de la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca* - CAR.

Dado en Bogotá, D. C., a 25 de marzo de 2010.

Publíquese y cúmplase.

El Presidente del Consejo Directivo,

Rafael Octavio Villamarín Abril.

El Secretario del Consejo Directivo,

José de Jesús González Alarcón.

(C. F.)

Empresas Industriales y Comerciales del Estado

Instituto de Seguros Sociales

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 0666 DE 2010

(marzo 23)

por medio de la cual se Reasigna la Competencia para Decidir Solicitudes de Prestaciones Económicas en el Régimen de Prima Media con Prestación Definida.

La Presidente del Instituto de Seguros Sociales, en uso de sus facultades legales, en especial las conferidas por el numeral 3 del artículo 11 del Decreto 2148 de 1992 y el artículo 3° del Acuerdo 013 del 6 de julio de 1993, y

CONSIDERANDO:

Que mediante Resolución 4113 del 7 de septiembre de 1995, se reasignó en la Jefatura del Departamento de Atención al Pensionado de la Seccional Cundinamarca, la competencia para decidir en primera instancia las solicitudes de pensiones e indemnizaciones de los seguros de vejez, invalidez y muerte de los asegurados del departamento de Cundinamarca y D.C., correspondiéndole la segunda instancia a la Gerencia de la Seccional Cundinamarca.

Que mediante Acto Administrativo número 2583 del 14 de junio de 2001 se dispuso reasignar en la Jefatura del Departamento de la Seccional Cundinamarca y D.C., la competencia para decidir en primera instancia las solicitudes prestacionales del Régimen de Prima Media con Prestación Definida a partir del **1° de julio de 2001** de la Seccional Meta, Amazonas y Casanare, correspondiéndole la segunda instancia a la Gerencia de la Seccional Cundinamarca y D.C.

Que mediante Resolución número 6378 del 18 noviembre 2009 esta Presidencia dispuso delegar en el Asesor VI de la Gerencia Seccional Cundinamarca, cargo que actualmente desempeña el doctor Ricardo Villa González o quien haga sus veces, la competencia para decidir las solicitudes prestacionales de los afiliados de la Administradora de Pensiones en cuyos casos se deba efectuar trámite de Bono Pensional o de Cuota Parte en los Departamentos de Cundinamarca y Distrito Capital, Boyacá, Meta, Amazonas y Casanare, así como los derechos de petición, acciones de tutela y demás procedimientos; correspondiéndole la segunda instancia a la Gerencia de la Seccional Cundinamarca y D.C. del Seguro Social.

Que en la resolución antes mencionada, también se dispuso delegar en el Asesor VI de la Gerencia Seccional Cundinamarca, cargo que actualmente desempeña el doctor Ricardo Villa González o quien haga sus veces, la competencia para decidir las solicitudes prestacionales de las personas beneficiarias de los Convenios de la Seguridad Social suscritos por la República de Colombia; correspondiéndole la segunda instancia a la Gerencia de la Seccional Cundinamarca y D. C. del Seguro Social.

Que este Instituto, por tratarse de una persona de derecho público, ha adoptado figuras como la delegación de funciones; atendiendo factores territoriales, funcionales y de especialización de cada uno de los negocios legalmente atribuidos.

Que el artículo 9° de la Ley 489 de 1998: "por la cual se dictan normas sobre la organización y funcionamiento de las Entidades del Orden Nacional, se expiden las disposiciones, principios, y reglas generales para el ejercicio de las atribuciones previstas en los numerales 15 y 16 del artículo 189 de la Constitución Política y se dictan otras disposiciones" consagra entre otros que los Representantes Legales de los organismos o entidades que posean una estructura independiente y autonomía administrativa, podrán delegar la atención y decisión de los asuntos a ellos confiados por la ley y los actos orgánicos respectivos, en los empleados públicos de los niveles directivo y asesor vinculados al organismo correspondiente, con el propósito de dar desarrollo a los principios de la función administrativa enunciada en el artículo 209 de la Constitución Política y en la citada ley.

Que esta disposición fue declarada exequible por la Corte Constitucional mediante Sentencia C-531 de 1999.

Que así las cosas y con fundamento en el plan de trabajo presentado por la Gerencia de la Seccional Cundinamarca y con base en la facultad de delegación consagrada en el artículo 3° del Acuerdo 013 del 6 de julio de 1993, esta Presidencia, en aras de atender las solicitudes pensionales conforme a los términos estipulados por la ley y atacar de forma expedita el represamiento existente actualmente, considera necesario reorganizar la competencia de decisión de la seccional Cundinamarca (en cuyos casos NO se deba efectuar trámite de Bono Pensional o de Cuota Parte para financiar las prestaciones), en tres grupos que se describen a continuación:

• Primer Grupo – Zona Sur: Conformado por las solicitudes de prestaciones de los afiliados de la Administradora de Pensiones, que se encuentren en trámite y hayan sido radicadas en los Centros de Atención al Pensionado, CAP, ubicados en **Fontibón y Tunal**, o los que hagan sus veces, así como las solicitudes que en adelante se radiquen en los mencionados puntos de recepción.

• Segundo Grupo -Zona Norte: Conformado por las solicitudes de prestaciones de los afiliados de la Administradora de Pensiones, que se encuentren en trámite y hayan sido radicadas en los centros de Atención al Pensionado, CAP, **Antonio Díaz García y los ubicados en Cedritos y Avenida Chile**, o los que hagan sus veces, así como las solicitudes que en adelante se radiquen en los mencionados puntos de recepción.

• Tercer Grupo – Zonas Periféricas: Conformado por las solicitudes de prestaciones de los afiliados de la Administradora de Pensiones, que se encuentren en trámite y hayan sido radicadas en las seccionales **Amazonas, Meta, Casanare y Boyacá** y en los Centros de Atención al pensionado, CAP, ubicadas en **Fusagasugá y Girardot**, o los que hagan sus veces, así como las solicitudes que en adelante se radiquen en las mencionadas seccionales y puntos de recepción.

Que en consecuencia:

RESUELVE:

Artículo 1°. Delegar, de conformidad con los grupos descritos en la parte motiva del presente acto administrativo, la competencia para la decisión de solicitudes pensionales de la siguiente forma:

• En el Asesor II del Departamento de Atención al Pensionado de la seccional Cundinamarca, cargo que actualmente desempeña la doctora Aura María Acosta o quien haga sus veces, la competencia para decidir las prestaciones del Primer Grupo – Zona Sur.

• En el Jefe del Departamento de Atención al Pensionado de la seccional Cundinamarca, cargo que actualmente desempeña el doctor Luis Gabriel Arbeláez Marín o quien haga sus veces, la competencia para decidir las prestaciones del Segundo Grupo – Zona Norte.

• En el Asesor I de la Vicepresidencia de Pensiones, cargo que actualmente desempeña el doctor Jairo Alonso Duarte Olarte o quien haga sus veces, la competencia para decidir las prestaciones del Tercer Grupo – Zona Periférica.

Parágrafo. La competencia para decidir los derechos de petición, acciones de tutela y demás procedimientos que no tengan radicación formal a través de un Centro de Atención al Pensionado, continuarán a cargo del Jefe del Departamento de Atención al Pensionado de la seccional Cundinamarca.

Artículo 2°. La segunda instancia de cada uno de los Grupos mencionados anteriormente estará a cargo de la Gerencia Seccional Cundinamarca y D. C., del Seguro Social.

Artículo 3°. Para efectos del artículo 1° del presente acto administrativo, el doctor Luis Gabriel Arbeláez Marín como responsable del Departamento de Atención al Pensionado, hará entrega detallada e inventariada de todos los expedientes y solicitudes que se encuentren en trámite en su dependencia y hayan sido radicados en los CAP Fontibón y Tunal, a la doctora Aura María Acosta, Asesor II del Departamento de Atención al Pensionado de la Seccional Cundinamarca.

Artículo 4°. Para efectos del artículo 3° del presente acto administrativo, el doctor Luis Gabriel Arbeláez Marín como responsable del Departamento de Atención al Pensionado, hará entrega detallada e inventariada de todos los expedientes y solicitudes que se encuentren en trámite en su dependencia y hayan sido radicados en las seccionales Amazonas. Meta Casanare y Boyacá y en los Centros de Atención al Pensionado, CAP, ubicados en Fusagasugá y Girardot, al doctor Jairo Alonso Duarte Olarte, Asesor I de la Vicepresidencia de Pensiones.

Artículo 5°. La competencia para decidir las solicitudes prestacionales de los afiliados de la Administradora de Pensiones en cuyos casos se deba dar aplicación a convenios internacionales de seguridad social en pensiones, así como los casos en que se deba efectuar trámite de Bono Pensional o de Cuota Parte en los departamentos de Cundinamarca y distrito Capital, Boyacá, Meta, Amazonas y Casanare, con sus correspondientes derechos de petición, acciones de tutela y demás procedimientos continuarán a cargo del Asesor VI de la seccional Cundinamarca, el cual actualmente se encuentra desempeñado por el doctor Ricardo Villa González o quien haga sus veces; correspondiéndole la segunda instancia a la Gerencia de la Seccional Cundinamarca y D. C. del Seguro Social.

Artículo 6°. Notificar el contenido de la presente resolución a los interesados de conformidad con lo dispuesto en los artículos 44 y siguientes del Código Contencioso Administrativo.

Artículo 7°. *Vigencia.* La presente resolución rige a partir de su publicación en el ***Diario Oficial***.

Publíquese, notifíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 23 de marzo de 2010.

La Presidenta,

Silvia Helena Ramírez Saavedra.

(C. F.)

VARIOS

Fiscalía General de la Nación

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 0-0625 DE 2010

(marzo 24)

por la cual se adopta la fórmula para la liquidación de sentencias judiciales

El Fiscal General de la Nación (e), en uso de sus facultades legales, especialmente las que le confiere el numeral 17 del artículo 11 de la ley 938 de 2004, y

CONSIDERANDO:

Que la Fiscalía General de la Nación, ha venido liquidando las Sentencias Judiciales proferidas en su contra por las distintas autoridades judiciales, teniendo en cuenta la fórmula establecida por el Ministerio de Hacienda y Crédito Público a través de la Resolución 3790 del 14 de octubre de 1994.

Que el artículo 38 del Decreto 359 de 1995, establece: ***"Los diferentes órganos podrán pagar sus condenas a partir del 1° de marzo de 1995 en la medida en que cuenten con apropiación presupuestal para ello, y reúnan los requisitos para el pago".***

Que a su vez, el inciso 5° del artículo 177 del Código Contencioso Administrativo, dice:

"Las cantidades líquidas reconocidas en tales sentencias devengarán intereses comerciales (durante **los seis (6) meses siguientes a su ejecutoria)** **y moratorios (después de este término)".**

Que los apartes subrayados de la norma, fueron declarados inexequibles por la Corte Constitucional, mediante la Sentencia de Constitucionalidad C-188 del 24 de marzo de 1999, teniendo en cuenta como argumento, el perjuicio sufrido por los particulares por la mora en el pago por parte de la Administración de las condenas a su favor, lo cual genera un desequilibrio económico que no debe ser asumido por el administrado.

Que en consecuencia de lo anterior, la mora como sanción que es, se genera día a día, razón por la cual los correspondientes intereses deben causarse y liquidarse teniendo en cuenta el día de retardo en el cumplimiento de la obligación.

Que además de lo anterior, y teniendo en cuenta lo establecido en el artículo 884 del C.Co., la fórmula adoptada por el Ministerio de Hacienda y Crédito Público, fue aclarada a través de la Resolución 455 del 24 de febrero de 2009, para efectos del cálculo de los intereses moratorios a reconocer, cuando ello resulte procedente, en relación con conciliaciones y condenas cuyo pago esté a su cargo, incorporando los elementos que permitan utilizar la tasa nominal día vencido equivalente a una y media veces la tasa efectiva anual certificada por la Superintendencia Financiera de Colombia, en orden a determinar el interés diario que se ha de reconocer por el anotado concepto, de manera que exista la debida correspondencia entre la periodicidad de causación y la tasa de interés empleada para efectuar la liquidación correspondiente.

Que en este orden de ideas y teniendo en cuenta que el Presupuesto de la Fiscalía General de la Nación, hace parte del Presupuesto General de la Nación, se hace necesario adoptar la fórmula aclarada por parte del Ministerio de Hacienda y Crédito Público, para efectos de liquidar y pagar los emolumentos contenidos en las Conciliaciones y Sentencias Judiciales, en las que hace parte la Fiscalía General de la Nación.

Que en mérito de lo expuesto, el Fiscal General de la Nación

RESUELVE**:**

Artículo 1°. Para los pagos de sentencias y conciliaciones que contengan obligaciones a cargo de la Fiscalía General de la Nación, se aplicará, cuando haya lugar a ello, en la liquidación de intereses moratorios, que se deben causar y liquidar diariamente, la siguiente fórmula:

$$I=K*[(1+j/365)^{n}-1]$$

Con:

$$J=[(1+i)^{1/365}-1]*365$$

Donde:

I	Intereses moratorios diarios a reconocer
K	Capital
i	Una y media veces la tasa de interés efectiva anual, certificada por la Superintendencia Financiera de Colombia como interés bancario corriente para cada período a calcular.
j	Tasa de interés nominal diaria, equivalente a "i" (es decir, equivalente a una y media veces la tasa de interés efectiva anual certificada por la Superintendencia Financiera de Colombia como interés bancario corriente para cada período a calcular).
n =1	(Teniendo en cuenta que los intereses de mora se causan y liquidan diariamente).

Cuando corresponda a un año bisiesto se deberá ajustar al número de días del año, es decir 366 días.

Artículo 2°. Para calcular, con base en los valores que para cada día arroje la utilización de la fórmula antes indicada, el total de los intereses a pagar por el total de días durante los cuales se ha incurrido en mora se utilizará la siguiente fórmula:

$$\text{Intereses totales}= \sum_{i=1}^{L} IMCyNOP$$

Donde,

IMC y NO P= Intereses de Mora Causados y No Pagados

L= Total de días donde se causan los intereses de mora

Artículo 3°. De la presente resolución remítase copia a la Dirección Nacional Administrativa y Financiera, a la Jefatura de la División Administrativa y a la División Financiera para lo de su competencia.

Artículo 4°. La presente resolución rige a partir de la fecha de su expedición

Comuníquese, publíquese y cúmplase

Expedida en Bogotá, D. C., a 24 de marzo de 2010

El Fiscal General de la Nación (e),

Guillermo Mendoza Diago

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 0643 DE 2010

(marzo 25)

por medio de la cual se determina la sede de operación y el área de influencia de las Unidades Locales de las Direcciones Seccionales del Cuerpo Técnico de Investigación y se realizan unas modificaciones.

El Fiscal General de la Nación, en uso de sus atribuciones legales y especialmente las conferidas por el artículo 5° de la Ley 938 de diciembre 30 de 2004, y

CONSIDERANDO**:**

Que mediante Resolución número 0-2807 de 6 de julio de 2005 se determinaron las sedes de operación y el área de influencia de las Unidades Locales en cada una de las Direcciones Seccionales del Cuerpo Técnico de Investigación.

Que mediante Resolución 0-3113 de 28 de julio de 2005 se modificaron los artículos 4°, 6°, 8°, 11, 15, 16, 18, 23 y 25 de la Resolución 0-2807 del 6 de julio de 2005, los cuales determinaron nuevas sedes de operación y áreas de influencia de las Direcciones Seccionales del Cuerpo Técnico de Investigación de Bucaramanga, Cartagena, Cundinamarca, Manizales, Pasto, Pereira, Quibdó y Valledupar.

Que mediante Resolución número 0-4308 del 22 de diciembre de 2006, se modificaron los artículos 3°, 12, 14 y 24 de la Resolución número 0-2807 del 6 de julio de 2005, y el artículo 3° de la Resolución 0-3113 de 28 de julio de 2005 los cuales determinaron nuevas sedes de operación y áreas de influencia de las Direcciones Seccionales del Cuerpo Técnico de Investigación de Bogotá, Cundinamarca, Medellín, Neiva y Villavicencio.

Que mediante Resolución número 005 del 2 de enero de 2007 se modificó el área de influencia de la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Bogotá para incluir a la Calera como una de sus sedes de operación.

Que mediante Resolución 0-5140 del 28 de diciembre de 2007 se modificaron algunas sedes de operación y áreas de influencia del Cuerpo Técnico de Investigación en razón de la entrada en vigencia del sistema penal acusatorio en la última fase.

Que mediante Resolución número 0-3962 del 1° de julio de 2008 se modificó la sede de operación y área de influencia del Cuerpo Técnico de Investigación en la Seccional Manizales para reubicar las Unidades de Puerto Boyacá y la Victoria en la Unidad de La Dorada e igualmente se integró la cobertura del Cuerpo Técnico de Investigación en un solo acto administrativo.

Que se hace necesario modificar el área de influencia de las unidades de Soacha y La Mesa de la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Cundinamarca con el fin de adecuarla a los cambios del mapa judicial adoptado por el Consejo Superior de la Judicatura mediante Acuerdo número PSAA09-8352 del 20 de noviembre de 2009, según lo informado por oficio radicado con el número 340696 del 5 de febrero de 2010.

Que por solicitud radicada con el número 344448 de fecha 1° de marzo de 2010, la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Medellín requiere la creación de la Unidad de Puerto Berrío con el fin de hacer más oportuna la atención de los despachos fiscales ubicados en los municipios de Puerto Berrío, Puerto Nare, Puerto Triunfo, Yondó, Maceo y Caracolí.

Que en virtud de lo expuesto, se hace necesario modificar los artículos 8° y 12 de la Resolución número 3962 del 1° de julio de 2008, sin embargo con el fin de conservar de una manera unificada en un solo acto administrativo las sedes de operación y áreas de influencia del Cuerpo Técnico de Investigación se considera pertinente citarlas en su totalidad para facilitar cualquier tipo de consulta sobre el particular.

RESUELVE:

Artículo 1°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de A

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
ARMENIA	ARMENIA	ARMENIA
		LA TEBAIDA
	CALARCÁ	CALARCÁ
		BUENAVISTA
		CÓRDOBA
		GÉNOVA
		PIJAO
		SALENTO
	QUIMBAYA	QUIMBAYA
		CIRCASIA
		FILANDIA
		MONTENEGRO

Artículo 2°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Barranquilla:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
BARRANQUILLA	BARRANQUILLA	BARRANQUILLA
	PUERTO COLOMBIA	PUERTO COLOMBIA
		JUAN DE ACOSTA
		PIOJÓ
		TÚBARA
	SABANALARGA	SABANALARGA
		BARANOA
		CANDELARIA
		GALAPA
		LURUACO
		MANATÍ
		REPELÓN
		USIACURÍ
	SANTO TOMAS	SANTO TOMAS
		CAMPO DE LA CRUZ
		PALMAR DE VARELA
		POLONUEVO
		PONEDERA
		SABANAGRANDE
		SANTA LUCÍA
		SUAN
	SOLEDAD	SOLEDAD
		MALAMBO

Artículo 3°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Bogotá:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
BOGOTÁ	BOGOTÁ	BOGOTÁ
	LA CALERA	LA CALERA

Artículo 4°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Bucaramanga:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
BUCARAMANGA	BUCARAMANGA	BUCARAMANGA
		BETULIA
		CALIFORNIA
		CHARTA
		EL PLAYÓN
		MATANZA
		RIONEGRO
		SURATÁ
		TONA
		VETAS
	BARBOSA	BARBOSA
		GÜEPSA
		SAN BENITO
	BARRANCABERMEJA	BARRANCABERMEJA
		ARENAL
		CANTAGALLO
		MORALES
		PUERTO PARRA
		PUERTO WILCHES
		REGIDOR
		RÍO VIEJO
		SAN PABLO
		SANTA ROSA DEL SUR
		SIMITÍ
	CHARALÁ	CHARALÁ
		COROMORO
		ENCINO
		OCAMONTE
	CIMITARRA	CIMITARRA
		LANDÁZURI
	FLORIDABLANCA	FLORIDABLANCA
	GIRÓN	GIRÓN
		LEBRIJA
		ZAPATOCA
	MÁLAGA	MÁLAGA
		CAPITANEJO
		CARCASI
		CERRITO
		CONCEPCIÓN
		ENCISO
		GUACA
		MACARAVITA
		MOLAGAVITA
		SAN ANDRÉS
		SAN JOSÉ DE MIRANDA
		SAN MIGUEL
	OIBA	OIBA
		GÁMBITA
		GUADALUPE
		GUÁPOTA
		SUAITA
	PIEDECUESTA	PIEDECUESTA
		CEPITA
		LOS SANTOS
		SANTA BÁRBARA
	PUENTE NACIONAL	PUENTE NACIONAL
		ALBANIA
		FLORIÁN
		JESÚS MARÍA
		LA BELLEZA
		SUCRE
	SABANA DE TORRES	SABANA DE TORRES
	SAN GIL	SAN GIL
		ARATOCA
		BARICHARA
		CABRERA
		CURITÍ
		HATO
		JORDÁN
		MOGOTES
		ONZAGA

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
		PALMAR
		PÁRAMO
		PINCHOTE
		SAN JOAQUÍN
		VALLE DE SAN JOSÉ
		VILLANUEVA
	SAN VICENTE DE CHUCURÍ	SAN VICENTE DE CHUCURÍ
		EL CARMEN
	SOCORRO	SOCORRO
		CHIMA
		CONFINES
		CONTRATACIÓN
		GALÁN
		GUACAMAYO
		PALMAS DEL SOCORRO
		SIMÁCOTA
	VÉLEZ	VÉLEZ
		AGUADA
		BOLÍVAR
		CHIPATÁ
		EL PEÑÓN
		GUAVATA
		LA PAZ
		SANTA ELENA DEL OPÓN

Artículo 5°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Cali:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
CALI	CALI	CALI
		DAGUA
		JAMUNDÍ
	BUENAVENTURA	BUENAVENTURA
	BUGA	BUGA
		EL DARIÉN (CALIMA)
		GINEBRA
		GUACARI
		RESTREPO
		YOTOCO
	CARTAGO	CARTAGO
		ALCALÁ
		ANSERMA NUEVO
		ARGELIA
		EL ÁGUILA
		EL CAIRO
		EL DOVIO
		LA UNIÓN
		LA VICTORIA
		OBANDO
		ROLDANILLO
		SAN JOSÉ DEL PALMAR
		(Chocó)
		TORO
		ULLOA
		VERSALLES
		ZARZAL
	PALMIRA	PALMIRA
		CANDELARIA
		EL CERRITO
		FLORIDA
		PRADERA
	SEVILLA	SEVILLA
		CAICEDONIA
	TULUÁ	TULUÁ
		ANDALUCÍA
		BOLÍVAR
		BUGALAGRANDE
		RIOFRÍO
		SAN PEDRO
		TRUJILLO
	YUMBO	YUMBO
		LA CUMBRE
		VIJES

Artículo 6°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Cartagena:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
CARTAGENA	CARTAGENA	CARTAGENA
		ARJONA
		ARROYO HONDO
		CALAMAR
		CLEMENCIA
		MAHATES
		MARÍA LA BAJA
		SAN CRISTOBAL
		SAN ESTANISLAO
		SANTA CATALINA
		SANTA ROSA
		SOPLA VIENTO
		TURBACO
		TURBANÁ
		VILLANUEVA
	EL CARMEN DE BOLÍVAR	EL CARMEN DE BOLIVAR
		CÓRDOBA
		EL GUAMO
		SAN JACINTO
		SAN JUAN NEPOMUCENO
		ZAMBRANO
	SAN ANDRES	SAN ANDRÉS ISLA
		PROVIDENCIA Y SANTA
		CATALINA
	MAGANGUÉ	MAGANGUÉ
		ACHÍ
		ALTO DEL ROSARIO
		BARRANCO DE LOBA
		CICUCO
		EL PEÑÓN
		HATILLO DE LOBA
		MARGARITA
		MOMPOS
		MONTECRISTO
		PINILLOS
		SAN FERNANDO
		SAN JACINTO DEL CAUCA
		SAN MARTÍN DE LOBA
		TALAIGUA NUEVO
		TIQUISIO (PUERTO RICO)

Artículo 7°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Cúcuta:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
CÚCUTA	CÚCUTA	CÚCUTA
		ARBOLEDAS
		BUCARASICA
		CÁCHIRA
		DURANIA
		EL TARRA
		EL ZULIA
		GRAMALOTE
		LA ESPERANZA
		LOS PATIOS
		LOURDES
		PUERTO SANTANDER
		SALAZAR
		SAN CAYETANO
		SANTIAGO
		SARDINATA
		TIBÚ
		VILLA CARO
		VILLA DEL ROSARIO
	ARAUCA	ARAUCA
		ARAUQUITA
		CRAVO NORTE

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
		FORTUL
		PUERTO RONDÓN
		SARAVENA
		CUBARÁ-BOYACÁ
		TAME
	OCAÑA	OCAÑA
		ÁBREGO
		CONVENCIÓN
		EL CARMEN
		GONZÁLEZ
		HACARÍ
		LA PLAYA
		RÍO DE ORO
		SAN CALIXTO
		TEORAMA
	PAMPLONA	PAMPLONA
		BOCHALEMA
		CÁCOTA
		CHINÁCOTA
		CHÍTAGA
		CUCUTILLA
		HERRÁN
		LABATECA
		MUTISCUA
		PAMPLONITA
		RANGONVALIA
		SILOS
		TOLEDO

Artículo 8°.- Modificar el presente artículo de la Resolución 0-3962 del 1° de julio de 2008, el cual quedará así:

Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Cundinamarca:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
CUNDINAMARCA	CÁQUEZA	CÁQUEZA
		CHIPAQUE
		CHOACHÍ
		FÓMEQUE
		FOSCA
		GUTIÉRREZ
		QUETAME
		UBAQUE
		UNE
	CHÍA	CHÍA
		CAJICÁ
		GACHANCIPÁ
		TOCANCIPÁ
		SOPÓ
	CHOCONTÁ	CHOCONTÁ
		GUASCA
		GUATAVITA
		MACHETÁ
		MANTA
		SÉSQUILE
		SUESCA
		TIBIRITÁ
		VILLAPINZÓN
	FACATATIVÁ	FACATATIVÁ
		ALBÁN
		ANOLAIMA
		BITUIMA
		BOJACÁ
		CACHIPAY
		GUAYABAL DE SÍQUIMA
		PULÍ
		QUÍPILE
		SAN JUAN DE RIOSECO
		VIANÍ
		ZIPACÓN
	FUNZA	FUNZA
		COTA
		EL ROSAL
		MADRID
		MOSQUERA
		SUBACHOQUE
		TABIO
		TENJO
	FUSAGASUGÁ	FUSAGASUGÁ
		ARBELÁEZ
		CABRERA
		PANDI
		PASCA
		SAN BERNARDO
		SILVANIA
		TIBACUY
		VENECIA
	GACHETÁ	GACHETÁ
		GACHALÁ
		GAMA
		JUNÍN
		UBALÁ
	GIRARDOT	GIRARDOT
		AGUA DE DIOS
		BELTRÁN
		GUATAQUÍ
		JERUSALÉN
		NARIÑO
		NILO
		RICAURTE
		TOCAIMA
		VIOTÁ
	GUADUAS	GUADUAS
		CHAGUANÍ
	LA MESA	LA MESA
		ANAPOIMA
		APULO
		EL COLEGIO
		SAN ANTONIO DEL TEQUENDAMA
		TENA
	LETICIA	LETICIA
		EL ENCANTO
		LA CHORERA
		LA PEDRERA
		LA VICTORIA
		MIRITI PARANA (CAMPOAMOR)
		PUERTO ALEGRIA
		PUERTO ARICA
		PUERTO NARIÑO
		PUERTO SANTANDER
		TARAPACA
	SOACHA	SOACHA
		GRANADA
		SIBATÉ
	UBATÉ	UBATÉ
		CARMEN DE CARUPA
		CUCUNUBÁ
		FÚQUENE
		GUACHETÁ
		LENGUAZAQUE
		SIMIJACA
		SUSA
		SUTATAUSA
		TAUSA
	VILLETA	VILLETA
		LA PEÑA
		LA VEGA
		NIMAIMA
		NOCAIMA
		QUEBRADA NEGRA
		SASAIMA
		SAN FRANCISCO
		SUPATÁ

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
		ÚTICA
		VERGARA
	ZIPAQUIRÁ	ZIPAQUIRÁ
		CAPARRAPÍ
		COGUA
		EL PEÑÓN
		LA PALMA
		NEMOCÓN
		PACHO
		PAIME
		SAN CAYETANO
		TOPAIPÍ
		VILLAGÓMEZ
		YACOPÍ

Artículo 9°. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Florencia:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
FLORENCIA	FLORENCIA	FLORENCIA
	BELÉN DE LOS ANDAQUÍES	BELÉN DE LOS ANDAQUÍES
		ALBANIA
		CURILLO
		MORELIA
		SAN JOSÉ DEL FRAGUA
		SOLANO
		SOLITA
		VALPARAISO
	PUERTO RICO	PUERTO RICO
		CARTAGENA DEL CHAIRÁ
		EL DONCELLO
		EL PAUJIL
		MILÁN
		MONTAÑITA
		SAN VICENTE DEL CAGUÁN

Artículo 10. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Ibagué:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
IBAGUÉ	IBAGUÉ	IBAGUÉ
		ALVARADO
		CAJAMARCA
		PIEDRAS
		RONCESVALLES
		ROVIRA
		VALLE DE SAN JUAN
	CHAPARRAL	CHAPARRAL
		ATACO
		PLANADAS
		RIOBLANCO
		SAN ANTONIO
	ESPINAL	ESPINAL
		COELLO
		FLANDES
		SUÁREZ
	FRESNO	FRESNO
		CASABIANCA
		HERVEO
	GUAMO	GUAMO
		COYAIMA
		ORTEGA
		NATAGAIMA
		SALDAÑA
		SAN LUIS
	HONDA	HONDA
		FALAN
		MARIQUITA
		PALO CABILDO
	LÉRIDA	LÉRIDA
		AMBALEMA
		ANZOÁTEGÜI
		GUAYABAL (ARMERO)
		SANTA ISABEL
		VENADILLO
	LÍBANO	LÍBANO
		MURILLO
		VILLAHERMOSA
	MELGAR	MELGAR
		CARMEN DE APICALÁ
		CUNDAY
		ICONONZO
		VILLARRICA
	PURIFICACIÓN	PURIFICACIÓN
		ALPUJARRA
		DOLORES
		PRADO

Artículo 11. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Manizales:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
MANIZALES	MANIZALES	MANIZALES
		AGUADAS
		ARANZAZU
		FILADELFIA
		LA MERCED
		MARULANDA
		NEIRA
		PÁCORA
		SALAMINA
		VILLAMARIA
	ANSERMA	ANSERMA
		BELALCÁZAR
		RISARALDA
		SAN JOSÉ
		VITERBO
	CHINCHINÁ	CHINCHINÁ
		PALESTINA
	LA DORADA	LA DORADA
		MANZANARES
		MARQUETALIA
		NORCASIA
		PENSILVANIA
		PUERTO BOYACÁ
		PUERTO SALGAR
		SAMANÁ
		LA VICTORIA
	RIOSUCIO	RIOSUCIO
		MARMATO
		SUPÍA

Artículo 12. Modificar el presente artículo de la Resolución 0-3962 del 1° de julio de 2008, el cual quedará así:

Determinar la sede y la comprensión territorial de las unidades adscritas a la Dirección seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Medellín.

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
MEDELLIN	MEDELLÍN	MEDELLÍN
		ABRIAQUÍ
		ALEJANDRÍA
		AMALFI
		ANORÍ
		ANZA
		BELMIRA
		BURITICÁ
		CAÑASGORDAS
		CAICEDO
		CAROLINA
		CISNEROS
		DABEIBA
		EBEJICO
		EL BAGRE
		FRONTINO
		GIRALDO
		GÓMEZ DE PLATA
		GUADALUPE

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
		ITUANGO
		LIBORINA
		OLAYA
		PEQUE
		REMEDIOS
		SABANALARGA
		SAN JERÓNIMO
		SAN JOSÉ DE LA MONTAÑA
		SAN LUIS
		SAN ROQUE
		SANTAFE DE ANTIOQUIA
		SANTO DOMINGO
		SEGOVIA
		SOPETRÁN
		TOLEDO
		URAMITA
		ÚRRAO
		VEGACHÍ
		YALÍ
		YOLOMBÓ
		ZARAGOZA
	ANDES	ANDES
		BETANIA
		BETULIA
		BOLÍVAR
		CARAMANTA
		CONCORDIA
		HISPANIA
		JARDÍN
		JERICÓ
		LA PINTADA
		PUEBLORRICO
		TÁMESIS
		SALGAR
		TARSO
		VALPARAISO
	APARTADÓ	APARTADÓ
		CAREPA
		CHIGORODÓ
		MUTATÁ
	CAUCASIA	CÁCERES
		CAUCASIA
		NECHÍ
		TARAZÁ
	COPACABANA	COPACABANA
		BARBOSA
		BELLO
		GIRARDOTA
	ENVIGADO	ENVIGADO
		AMAGÁ
		ANGELÓPOLIS
		ARMENIA
		CALDAS
		FREDONIA
		HELICONIA
		ITAGÜÍ
		LA ESTRELLA
		MONTEBELLO
		SABANETA
		SANTA BÁRBARA
		TITIRIBÍ
		VENECIA
	PUERTO BERRÍO	PUERTO BERRÍO
		PUERTO NARE
		PUERTO TRIUNFO
		YONDÓ
		MACEO
		CARACOLÍ
	RIONEGRO	RIONEGRO
		ABEJORRAL
		ARGELIA
		CARMEN DE VIBORAL
		COCORNÁ
		CONCEPCIÓN
		GRANADA
		GUARNE
		GUATAPÉ
		LA CEJA
		LA UNIÓN
		MARINILLA
		NARIÑO
		PEÑOL
		RETIRO
		SAN CARLOS
		SAN FRANCISCO
		SAN RAFAEL
		SAN VICENTE
		SANTUARIO
		SONSÓN
	SANTA ROSA DE OSOS	SANTA ROSA DE OSOS
		ANGOSTURA
		BRICEÑO
		CAMPAMENTO
		DON MATIAS
		ENTRERRIOS
		SAN ANDRÉS
		SAN PEDRO
		VALDIVIA
		YARUMAL
	TURBO	TURBO
		ARBOLETES
		MURINDÓ
		NECOCLÍ
		SAN PEDRO DE URABÁ
		SAN JUAN DE URABÁ
		VIGÍA EL FUERTE

Artículo 13. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Montería:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
MONTERÍA	MONTERÍA	MONTERÍA
		CANALETE
		CERETÉ
		COTORRA
		LOS CÓRDOBAS
		PUERTO ESCONDIDO
		SAN CARLOS
		SAN PELAYO
		TIERRALTA
		VALENCIA
	LORICA	LORICA
		MOMIL
		MONITOS
		PURÍSIMA
		SAN ANTERO
		SAN BERNARDO DEL VIENTO
	PLANETA RICA	PLANETA RICA
		AYAPEL
		BUENA VISTA
		LA APARTADA (LA FRONTERA)
		MONTE LÍBANO
		PUEBLO NUEVO
		PUERTO LIBERTADOR
	SAHAGÚN	SAHAGÚN
		CHIMA
		CHINÚ
		CIÉNAGA DE ORO
		SAN ANDRÉS DE SOTAVIENTO

Artículo 14. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Neiva:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
NEIVA	NEIVA	NEIVA
		AIPE
		BARAYA
		COLOMBIA
		ÍQUIRA
		PALERMO
		SANTA MARÍA
		TELLO
		TERUEL
		VILLA VIEJA
		YAGUARÁ
	CAMPOALEGRE	CAMPOALEGRE
		ALGECIRAS
		HOBO
		RIVERA
	GARZÓN	GARZÓN
		ACEVEDO
		AGRADO
		ALTAMIRA
		GIGANTE
		GUADALUPE
		PITAL
		SUAZA
		TARQUI
	LA PLATA	LA PLATA
		LA ARGENTINA
		NÁTAGA
		PAICOL
		TESALIA
	PITALITO	PITALITO
		ELÍAS
		ISNOS
		OPORAPA
		PALESTINA
		SALADO BLANCO
		SAN AGUSTÍN
		TIMANÁ

Artículo 15. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Pasto:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
PASTO	PASTO	PASTO
		ALBÁN (SAN JOSÉ)
		BUESACO
		CHACHAGÜí
		CONSACA
		EL PEÑOL
		EL TABLÓN
		EL TAMBO
		LA FLORIDA
		NARIÑO
		SANDONÁ
		TAMINANGO
		TANGUA
		PASTO
		YACUANQUER
	IPIALES	IPIALES
		ALDAÑA
		CONTADERO
		CÓRDOBA
		CUASPUD (CARLOSAMA)
		CUMBAL
		FUNES
		GUALMATÁN
		GUACHUCAL
		ILES
		POTOSÍ
		PUERRES
		PUPIALES
	LA UNIÓN	LA UNIÓN
		ARBOLEDA (BERRUECAS)
		BELÉN
		COLÓN (GÉNOVA)
		LA CRUZ
		SAN BERNARDO
		SAN PABLO
		SAN PEDRO DE CARTAGO
		SAN LORENZO
	MOCOA	MOCOA
		COLÓN
		ORITO
		SAN FRANCISCO
		SAN MIGUEL (LA DORADA)
		SANTIAGO
		SIBUNDOY
		VALLE DEL GAMUEZ
		(LA HORMIGA)
		VILLAGARZÓN
	POLICARPA	CUMBITARA
		EL ROSARIO
		LEIVA
		POLICARPA
	PUERTO ASIS	PUERTO ASÍS
		PUERTO CAICEDO
		PUERTO GUZMÁN
		PUERTO LEGUÍZAMO
	SAMANIEGO	SAMANIEGO
		ANCUYA
		LA LLANADA
		LINARES
		LOS ANDES (SOTOMAYOR)
	TUMACO	TUMACO
		BARBACOAS
		EL CHARCO
		FRANCISCO PIZARRO
		(SALAHONDA)
		MAGUI (PAYÁN)
		LA TOLA
		MOSQUERA
		OLAYA HERRERA
		(BOCAS DE SATINGA)
		ROBERTO PAYÁN (SAN JOSÉ)
		SANTA BÁRBARA (ISCUANDÉ)
	TÚQUERRES	TÚQUERRES
		GUAITARILLA
		IMUÉS
		MALLAMA (PIEDRANCHA)
		OSPINA
		PROVIDENCIA
		RICAURTE
		SANTA CRUZ (GAUCHÁVEZ)
		SAPUYES

Artículo 16. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Pereira:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
PEREIRA	PEREIRA	PEREIRA
		MARSELLA
	DOSQUEBRADAS	DOSQUEBRADAS
	LA VIRGINIA	LA VIRGINIA
		APIA
		BALBOA
		BELÉN DE UMBRIA
		GUÁTICA
		LA CELIA
		MISTRATO
		PUEBLORRICO
		QUINCHIA
		SANTUARIO
	SANTA ROSA DE CABAL	SANTA ROSA DE CABAL

Artículo 17. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Popayán:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
POPAYÁN	POPAYÁN	POPAYÁN
		BELALCÁZAR (PÁEZ)
		COCONUCO (PURACÉ)
		GUAPÍ
		INZA
		LÓPEZ
		TIMBIQUÍ
	EL BORDO	EL BORDO (PATIA)
		ALMAGUER
		ARGELIA
		BALBOA
		BOLÍVAR
		FLORENCIA
		LA VEGA
		MERCADERES
		PIAMONTE
		SAN SEBASTIÁN
		SANTA ROSA
		SUCRE
	PIENDAMÓ	PIENDAMÓ
		CAJIBÍO
		CALDONO
		JAMBALÓ
		MORALES
		SILVIA
		TOTORÓ
	PUERTO TEJADA	PUERTO TEJADA
		CORINTO
		MIRANDA
		PADILLA
	SANTANDER DE QUILICHAO	SANTANDER DE QUILICHAO
		BUENOS AIRES
		CALOTO
		SUÁREZ
		TORIBÍO
		VILLA RICA
	TIMBÍO	TIMBÍO
		EL TAMBO
		LA SIERRA
		PAISPAMBA (SOTARÁ)
		ROSAS

Artículo 18. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Quibdó:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
QUIBDÓ	QUIBDÓ	QUIBDÓ
		ACANDÍ
		ATRATO (YUTO)
		BAGADÓ
		BELÉN DE BAJIRÁ
		BETE (MEDIO ATRATO)
		BOJAYÁ (BELLAVISTA)
		CARMEN DEL DARIÉN
		(CUBARADÓ)
		EL CARMEN
		LLORÓ
		PAIMADÓ (RÍO QUITO)
		RIOSUCIO
		UNGUÍA
	BAHÍA SOLANO	BAHÍA SOLANO (CIUDAD
		MUTIS)
		JURADÓ
		NUQUÍ
	CONDOTO	CONDOTO
		NÓVITA
		RÍO IRO
		SIPÍ
	ISTMINA	ISTMINA
		BAJO BAUDÓ (PIZARRO)
		BOCA DE PEPE (MEDIO BAUDÓ)
		CÉRTEGUI
		EL CANTÓN DE SAN PABLO
		(MANAGRÚ)
		LITORAL DE SAN JUAN
		(SANTA GENOVEVA DE DOCORDÓ)
		MEDIO SAN JUAN (ANDAGOYA)
		PIE DE PATO (ALTO BAUDÓ)
		TADÓ
		UNIÓN PANAMERICANA
		(ÁNIMAS)

Artículo 19. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Riohacha:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
RIOHACHA	RIOHACHA	RIOHACHA
		DIBULLA
	MAICAO	MAICAO
		ALBANIA
		MANAURE
		URIBIA
	SAN JUAN DEL CESAR	SAN JUAN DEL CESAR.
		MOLINO
	FONSECA	FONSECA
		DISTRACCIÓN
		BARRANCAS
		HATO NUEVO
	VILLANUEVA	VILLANUEVA
		LA JAGUA DEL PILAR
		URUM1TA

Artículo 20. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Santa Marta:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
SANTA MARTA	SANTA MARTA	SANTA MARTA
	CIÉNAGA	CIÉNAGA
		PUEBLO VIEJO
		REMOLINO
		SALAMINA
		SITIO NUEVO
		ZONA BANANERA (PRADO-SEVILLA)
	FUNDACIÓN	FUNDACIÓN
		ALGARROBO
		ARACATACA
		EL PIÑÓN
		EL RETÉN
		PIVIJAY
	PLATO	PLATO
		CERRO DE SAN ANTONIO
		CHIVOLO
		CONCORDIA
		EL BANCO
		EL DIFICIL (ARIGUANÍ)
		GUAMAL
		NUEVA GRANADA
		PEDRAZA
		PIJIÑO DEL CARMEN
		SAN ÁNGEL
		SAN SEBASTIÁN DE
		BUENAVISTA
		SAN ZENÓN
		SANTA ANA
		SANTA BÁRBARA DE PINTO
		TENERIFE
		ZAPAYÁN

Artículo 21. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Sincelejo:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
SINCELEJO	SINCELEJO	SINCELEJO
	COROZAL	COROZAL
		BUENAVISTA
		CHALÁN
		LOS PALMITOS
		MORROA
		OVEJAS
		SAMPUÉS
		SAN JUAN DE BETULIA
		SAN PEDRO
	SAN MARCOS	SAN MARCOS
		CAIMITO
		GUARANDÁ
		LA UNIÓN
		MAJAGUAL
		SUCRE
	SINCÉ-SUCRE	EL ROBLE
		GALERAS
		SAN BENITO ABAD
		SINCÉ
	TOLÚ	TOLÚ
		COLOSO
		COVEÑAS
		PALMITO
		SAN ONOFRE
		TOLÚ VIEJO

Artículo 22. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Tunja:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
TUNJA	TUNJA	TUNJA
		ARCABUCO
		BERBEO
		BOYACÁ
		CAMPOHERMOSO
		CHIVATÁ
		CÓMBITA
		CUCÁITA
		MIRAFLORES
		MOTAVITA
		NUEVO COLÓN
		OCAITA
		PÁEZ
		SAMACÁ
		SAN EDUARDO
		SIACHOQUE
		SORA
		SORACÁ
		SOTAQUIRÁ
		TOCA
		TURMEQUÉ
		TUTA
		VENTAQUEMADA
		ZETAQUIRÁ
	CHIQUINQUIRÁ	CHIQUINQUIRÁ
		BRICEÑO
		BUENAVISTA
		CALDAS
		MARIPI
		OTANCHE
		PAUNA
		RAQUIRÁ
		SABOYÁ
		SAN MIGUEL DE SEMA
		SAN PABLO DE BORBUR
		SUTAMARCHÁN
		TINJACÁ
		TUNUNGUA
	DUITAMA	DUITAMA
		BELÉN
		BETEITIVA
		CERINZA
		FLORESTA
		NOBSA
		PAIPA
		PAZ DE RIO
		SANTA ROSA DE VITERBO
		SÁTIVA NORTE
		SÁTIVA SUR
		TASCO
		TIBASOSA
		TUTAZA
	EL COCUY	EL COCUY
		CHISCAS
		EL ESPINO
		GUACAMAYAS
		GÜICÁN
		PANQUEBA
		SAN MATEO
	GUATEQUE	GUATEQUE
		ALMEIDA
		CHINATIVA
		CHIVOR
		GARAGOA
		GUAYATA
		LA CAPILLA
		MACANAL
		PACHAVITA
		SAN LUIS DE GACENO
		SANTA MARÍA
		SOMONDOCO
		SUTATENZA
		TENZA
	MONIQUIRÁ	MONIQUIRÁ
		CHITARAQUE
		SAN JOSÉ DE PARE
		SANTANA
		TOGUI
	MUZO	MUZO
		COPER
		LA VICTORIA
		QUÍPAMA
	RAMIRIQUÍ	RAMIRIQUÍ
		CIÉNAGA
		JENESANO
		RONDÓN
		TIBANÁ
		ÚMBITA
		VIRACACHÁ
	SOATÁ	SOATÁ
		BOAVITA
		COVARACHÍA
		LA UVITA
		SUSACÓN
		TIPACOQUE
	SOCHA	SOCHA
		CHITA
		JÉRICO
		SOCOTÁ
	SOGAMOSO	SOGAMOSO
		AQUITANIA
		BUSBANZA
		CORRALES
		CUITIVA
		FIRAVITOBA
		GÁMEZA
		IZA
		LABRANZA GRANDE
		MONGUA
		MONGÜÍ
		PAYA
		PESCA
		PISBA

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
		TÓPAGA
		TOTA
	VILLA DE LEIVA	VILLA DE LEIVA
		CHÍQUIZA
		GACHANTIVA
		SÁCHICA
		SAN PEDRO DE IGUAQUE
		SANTA SOFÍA
	YOPAL	YOPAL
		AGUAZUL
		CHÁMEZA
		MANI
		NUNCHÍA
		OROCUE
		PAJARITO
		RECETOR
		SAN LUIS DE PALENQUE
		TRINIDAD
	MONTERREY	MONTERREY
		SABANALARGA
		TAURAMENA
		VILLANUEVA
	PAZ DE ARIPORO	PAZ DEARIPORO
		HATO COROZAL
		LA SALINA
		PORE
		SÁCAMA
		TÁMARA

Artículo 23. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Valledupar:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
VALLEDUPAR	VALLEDUPAR	VALLEDUPAR
		MANAURE BALCÓN DEL CESAR
		PUEBLO BELLO
	AGUACHICA	AGUACHICA
		GAMARRA
		LA GLORIA
		PELAYA
		SAN ALBERTO
		SAN MARTÍN
	AGUSTÍN CODAZZI	AGUSTÍN CODAZZI
		BECERRIL
		LA PAZ
		SAN DIEGO
	BOSCONIA	BOSCONIA
		ASTREA
		EL COPEY
		EL PASO
	CHIRIGUANÁ	CHIRIGUANÁ
		CHIMICHAGUA
		CURUMANÍ
		LA JAGUA DE IBIRICO
		PAILITAS
		TAMALAMEQUE

Artículo 24. Determinar la sede de operación y la comprensión territorial de las Unidades adscritas a la Dirección Seccional del Cuerpo Técnico de Investigación de Villavicencio:

DIRECCIÓN SECCIONAL	SEDE	ÁREA DE INFLUENCIA
VILLAVICENCIO	VILLAVICENCIO	VILLAVICENCIO
		BARRANCA DE UPIA
		CUMARAL
		EL CALVARIO
		GUAYABETAL
		MAPIRIPÁN
		MEDINA
		PARATEBUENO
		RESTREPO
		SAN JUANITO
	ACACÍAS	ACACÍAS
		CASTILLA NUEVA
		CUBARAL
		GUAMAL
		SAN CARLOS DE GUAROA
		ELDORADO
		EL CASTILLO
	GRANADA	GRANADA
		FUENTE DE ORO
		LEJANIAS
		PUERTO LLERAS
		PUERTO RICO
		SAN JUAN DE ARAMA
		SAN MARTÍN
		VISTA HERMOSA
	LA MACARENA	LA MACARENA
	MESETAS	MESETAS
		LA URIBE
	PUERTO LÓPEZ	PUERTO LÓPEZ
		CABUYARO
		PUERTO GAITÁN
	SAN JOSÉ DEL GUAVIARE	SAN JOSÉ DEL GUAVIARE
		EL RETORNO
		CALAMAR
		MIRAFLORES
		PUERTO CONCORDIA (META)
	PUERTO CARREÑO	PUERTO CARREÑO
		LA PRIMAVERA
		CUMARIBO
		SANTA ROSALIA
	INÍRIDA	INÍRIDA
		BARRANCOMINA
		CACAHUAL
		GUADALUPE
		MAPIRIPANA
		MORICHAL NUEVO
		PANA PANA (CAMPO ALEGRE)
		PUERTO COLOMBIA
		SAN FELIPE
	MITÚ	MITÚ
		TARAIRA
		CARURU
		PACOA
		PAPUNAUA
		YAVARETE

Artículo 25. La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación y deroga todas las disposiciones que le sean contrarias, en especial las Resoluciones 2807 del 6 de julio de 2005, 3113 del 28 de julio de 2005, 4308 del 22 de diciembre de 2006 y 005 del 2 de enero de 2007.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 25 de marzo de 2010.

El Fiscal General de la Nación (E.),

Guillermo Mendoza Diago.

(C. F.)

Procuraduría General de la Nación

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 111 DE 2010

(marzo 18)

por la cual se establece el procedimiento para la asignación del identificador de los descuentos por nómina.

El Procurador General de la Nación, en uso de las facultades conferidas en el artículo 7° Decreto-ley 262 de 2000, y

CONSIDERANDO:

Que los artículos 149 y 150 del Código Sustantivo del Trabajo y el artículo 12 del Decreto 3135 de 1968, *"por la cual se prevé la integración de la seguridad social entre el sector público y el privado y se regula el régimen prestacional de los empleados públicos y trabajadores oficiales",* reglamentado por el Decreto 1848 de 1969, establecen que frente a las deducciones y retenciones, los pagadores no pueden deducir suma alguna de los sueldos de los empleados y trabajadores sin mandamiento judicial o sin orden escrita del trabajador, a menos que se trate de cuotas sindicales, de previsión social, de cooperativas o de sanción disciplinaria conforme a los reglamentos;

Que en virtud del artículo 142 de la Ley 79 de 1988, *"por la cual se actualiza la legislación cooperativa",* concordante con lo establecido por el Código Sustantivo del Trabajo establece previo consentimiento del deudor, que la entidad pública está obligada a deducir y retener de cualquier cantidad que haya de pagar a sus trabajadores las sumas que estos adeuden a las cooperativas, y que la obligación conste en libranza, títulos valores, o cualquier otro documento suscrito por el deudor;

Que con el propósito de optimizar el procedimiento para efectuar descuentos por nómina de los funcionarios de la *Procuraduría General de la Nación,* se precisa regular su procedimiento administrativo con el fin de organizar el funcionamiento de la *Procuraduría* en lo referente a los descuentos autorizados por los funcionarios, propiciando de esta manera la protección de sus intereses frente a los aportes, ahorros y créditos con las entidades del sector financiero, de salud y solidario;

Que en mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. *Objeto y ámbito de aplicación.* Establecer el procedimiento administrativo para otorgar a cooperativas, sindicatos, fondos de empleados, empresas prestadoras de salud, y establecimientos de crédito, entidades aseguradoras, vigiladas por la Superintendencia Financiera de Colombia y sociedades que realizan operaciones activas de crédito sometidas a la vigilancia de la Superintendencia de Sociedades y Financiera de Colombia, un identificador de los descuentos autorizados por los funcionarios de la *Procuraduría General de la Nación* por concepto de aportes, ahorros y créditos otorgados mediante libranza a través de la nómina.

Artículo 2°. *Requisitos.* Las entidades y/o empresas interesadas en que la *Procuraduría General de la Nación* le otorgue un Identificador de Descuento, deben cumplir los requisitos mínimos generales y específicos así:

1. Mínimos Generales. Todas las entidades deben allegar los siguientes documentos:

a) Solicitud motivada firmada por el gerente y/o presidente y/o representante legal;

b) Fotocopia de la cédula de ciudadanía del representante legal;

c) Fotocopia del NIT y/o RUT;

d) Certificación original expedida por la entidad financiera donde se establezca el tipo de cuenta (ahorros o corriente) y número, con fecha de expedición no mayor a sesenta (60) días, en la cual serán abonados los recursos descontados a los funcionarios;

e) Aceptación expresa consignada en el formato que para el efecto adopte la Secretaría General en la cual acepta las disposiciones contenidas en la presente resolución.

2. Mínimos Específicos. Además de los documentos generales las entidades, dependiendo del objeto social, deben cumplir los siguientes requisitos:

2.1. Requisitos para Cooperativas y Fondos de Empleados.

a) Certificado original de existencia y representación legal, expedido por la Cámara de Comercio con jurisdicción en el domicilio respectivo, con vigencia no mayor a treinta (30) días; b) Certificado original expedido por la Superintendencia de Economía Solidaria en el cual debe constar que la entidad es objeto de vigilancia y control por parte de esta Superintendencia, con una vigencia no mayor a treinta 30 días;

c) Paz y salvo de multas y de contribuciones expedido por la Superintendencia de Economía Solidaria, con vigencia no mayor a treinta 30 días;

d) Certificación original emitida por el revisor fiscal o contador público en donde se establezca que el balance vigente no presenta problemas financieros ni falta de liquidez. (Anexar fotocopia de los dos últimos Estados Financieros);

e) Copia del portafolio de servicios, las tasas de interés ofrecidas no deberán pasar el límite fijado oficialmente para el respectivo año;

f) Copia de los estatutos vigentes.

2.2. Requisitos Establecimientos de Crédito, Entidades aseguradoras, Cooperativas Financieras, Compañías Prestadoras de Salud:

a) Certificado original de existencia y representación legal, expedido por la Superintendencia Financiera de Colombia y la Cámara de Comercio con jurisdicción en el domicilio respectivo, no mayor a treinta (30) días;

b) Certificado original expedido por la Superintendencia Financiera de Colombia o por la Superintendencia de Salud, en el cual debe constar que la entidad es objeto de vigilancia y control por parte de la Superintendencia que corresponda, con una vigencia no mayor a treinta (30) días;

c) Certificación original emitida por el revisor fiscal o contador público en donde se establezca que el balance vigente no presenta problemas financieros ni falta de liquidez. (Anexar fotocopia de los dos últimos Estados Financieros);

d) Paz y salvo de multas y de contribuciones expedido por la Superintendencia Financiera de Colombia o Superintendencia de Salud, con vigencia no mayor a treinta 30 días;

e) Los Establecimientos de Créditos, acreditarán calificaciones vigentes, una de las cuales serán el grado de inversión, por lo menos de grado de inversión, de acuerdo con las escalas usadas por las sociedades calificadoras en Colombia.

2.3. Requisitos para Sindicatos:

a) Copia de los Estatutos vigente;

b) Certificado original de inscripción del Ministerio de la Protección Social en el que conste la Personería jurídica, con vigencia no mayor a treinta (30) días.

2.4 Requisitos para Sociedades que realizan operaciones activas de crédito sometidas a la vigilancia de la Superintendencia de Sociedades y Financiera de Colombia:

a) Certificado original de existencia y representación legal, expedido por la Superintendencia de Sociedades y la Cámara de Comercio con jurisdicción en el domicilio respectivo, no mayor a treinta (30) días;

b) Certificado original expedido por la Superintendencia Financiera de Colombia, en el cual debe constar que la entidad es objeto de vigilancia y control por parte de esta Superintendencia en cuanto al manejo de operaciones activas de crédito, con una vigencia no mayor a treinta (30) días;

c) Certificación original emitida por el revisor fiscal o contador público en donde se establezca que el balance vigente no presenta problemas financieros ni falta de liquidez.

Anexar fotocopia de los dos últimos Estados Financieros);

d) Paz y salvo de multas y de contribuciones expedido por la Superintendencia Financiera de Colombia o Superintendencia de Salud, con vigencia no mayor a treinta 30 días. Parágrafo. La radicación de la documentación en la *Procuraduría General de la Nación* no da derecho al identificador del descuento por nómina, sino hasta que se comunique la aprobación. Artículo 3°. *Vigencia del Identificador de Descuento.* El Identificador de Descuento otorgado por parte de la Secretaría General, tendrá una vigencia de doce (12) meses, a partir de la fecha de comunicación del otorgamiento del Identificador de descuento a la entidad solicitante, el cual podrá ser renovado en los términos de la presente resolución. Artículo 4°. *Proceso de aprobación y asignación del Identificador de Descuento.* **1. Radicación de solicitudes de otorgamiento y/o renovación del Identificador de Descuento.** Los documentos de que trata el Artículo Segundo de esta resolución deberán ser radicados completos y debidamente diligenciados desde el 1° de abril y hasta el 30 de abril de cada vigencia fiscal, dirigido a la División Gestión Humana.

La documentación incompleta dará lugar a la devolución y pérdida de turno de estudio de la solicitud.

2. Estudio de la documentación. La División Gestión Humana revisará la información remitida por las Entidades que soliciten el Identificador de Descuento y verificará el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en el artículo 2° de la presente resolución. El Jefe de la División de Gestión Humana podrá solicitar información adicional para la evaluación.

3. Evaluación. Una vez recibidos y verificados los documentos de manera completa, la División Gestión Humana presentará al Comité de Evaluación, las solicitudes de Identificador de Descuento, para su evaluación y recomendación.

El Comité de Evaluación estará integrado por el Jefe de la División Gestión Humana quien lo presidirá, o su delegado, un delegado del Secretario General, el Jefe de la División Financiera o su delegado y él Coordinador del Grupo de Nómina.

El Coordinador del Grupo de Nómina será el Secretario Técnico del Comité de Evaluación quien tendrá las siguientes funciones:

a) Convocar a los miembros del comité por solicitud del presidente;

b) Levantar las actas consecutivas de las reuniones para la firma de los asistentes;

c) Conservar los archivos documentales del Comité;

d) Proyectar los actos administrativos e informes requeridos para aprobación. **4. Informe de Evaluación.** Luego del estudio y evaluación correspondiente por parte del Comité de Evaluación, este elaborará y presentará al Secretario General un informe consolidado sobre el resultado de la evaluación.

5. Aprobación del Identificador. El Secretario General expedirá Resolución asignando el listado definitivo de destinatarios del Identificador de Descuento, con base en el informe presentado por el Comité Evaluador.

Su asignación no sólo queda sujeta a la evaluación del Comité, sino también a la capacidad técnica, operativa y administrativa de la *Procuraduría General de la Nación.*

6. Comunicación de decisiones. Una vez expedida la resolución, el Jefe de la División Gestión Humana le comunicará al representante legal de las entidades solicitantes la decisión definitiva del Comité.

En caso de no ser asignado el Identificador de Descuento, se le informará al solicitante y se le devolverá la documentación aportada.

Artículo 5°. *Seguimiento y Control del Identificador de Descuento.* Una vez asignado el Identificador de Descuento por parte de la Secretaría General, corresponderá a las oficinas responsables del trámite de la nómina verificar el cumplimiento de los requisitos legales y reglamentarios aplicables a las respectivas libranzas o títulos valores donde conste la obligación y la autorización del funcionario y la del codeudor si lo hubiere.

Parágrafo. Queda absolutamente prohibido efectuar descuentos a favor de personas a las que no se les haya asignado o renovado el Identificador de Descuentos.

Artículo 6°. *Suspensión provisional del Identificador de Descuento.* El Secretario General previo informe del jefe de la División de Gestión Humana, podrá suspender hasta por un (1) año el Identificador de Descuento por nómina, a aquellas entidades destinatarias del descuento en los siguientes eventos:

a) No tener descuentos a su favor durante seis (6) meses consecutivos;

b) Incursionar reiteradamente en conductas que afecten a servidores públicos, las cuales deberán estar debidamente documentadas;

c) Presentar por fuera de tiempo o en horarios diferentes a los establecidos, en forma reiterada, las novedades para incorporarlas al Sistema;

d) Refinanciar los créditos otorgados a los servidores públicos sin que estos firmen una nueva libranza;

e) Cobrar intereses superiores a la tasa de usura certificada por la Superintendencia Financiera. Los cobros que se hagan tales como comisiones, estudio de crédito, cuotas de administración, etc., harán parte de la tasa de interés cobrada y no podrán superar la tasa máxima legal permitida.

Parágrafo. Los descuentos que se estén efectuando al momento de la suspensión del Identificador, se continuarán realizando hasta la finalización de las obligaciones contraídas por parte de los servidores públicos.

Artículo 7°. *Cancelación Definitiva de los Identificadores de Descuentos.* El Secretario General previo informe del Jefe de la División Gestión Humana, podrá cancelar de manera definitiva el Identificador de Descuento por nómina a aquellas entidades destinatarias del descuento que incurran en alguna de las siguientes causales:

a) Alterar la información de las libranzas, dejar espacios en blanco o demás documentos;

b) No indicar en cada libranza el interés pactado entre las partes;

c) Transferir o utilizar el Identificador de Descuento en beneficio de terceras personas, teniendo en cuenta que el mismo es individual e intransferible;

d) Registrar en pagarés, libranzas o autorizaciones que respalden los créditos, valores superiores, a los realmente entregados al servidor público o número de cuotas superiores como mecanismos para disfrazar sobre costos e intereses superiores permitidos por la ley, o tasas de usura. La prueba de esto, estará a cargo del servidor público;

e) Presentar estado de liquidación o disolución;

f) Ceder a terceros el descuento sin contar con la autorización del funcionario;

g) Presentar sanción por alguno de los organismos de control.

Artículo 8°. *Renovación.* Anualmente desde el 15 de abril y hasta el 30 de abril en horario laboral, todos los destinatarios del Identificador de Descuento, deberán solicitar la renovación del mismo a la División Gestión Humana, presentando los documentos de que trata el artículo segundo de la presente resolución.

Artículo 9°. *Rechazos del Sistema.* La Procuraduría General de la Nación no se responsabiliza de las inconsistencias que se presenten en el proceso de unificación, cruces de información o descuentos rechazados por el sistema.

Artículo 10. *Responsabilidad e indemnidad de la Procuraduría General de la Nación.* La responsabilidad de los negocios celebrados entre los servidores públicos y los destinatarios de los descuentos recaerá exclusivamente en ellos y corresponderá a estos evaluar los riesgos, la solvencia de sus clientes y formas de pago. Por su parte los servidores públicos al autorizar los descuentos deberán conocer las condiciones de los negocios, calidad y servicios ofrecidos, por lo que liberan de toda responsabilidad a la Procuraduría General de la Nación de cualquier reclamación que surja de la relación comercial que se pacte y que involucre el descuento por nómina.

Artículo 11. *Informe de presuntas conductas irregulares.* En el evento que cualquier funcionario que intervenga en el proceso de descuentos por nómina, se percate o llegue a conocer de cualquier presunta conducta irregular, deberá dar aviso de manera inmediata al Jefe de la División de Gestión Humana. Igual procedimiento debe observar el afectado, sin perjuicio de adelantar la reclamación ante la entidad destinataria del descuento.

Artículo 12. *Norma de Transición.* Los destinatarios de la presente resolución, que actualmente cuenten con descuentos autorizados a través de la nómina, tendrán un plazo hasta el 30 de abril del presente año para ajustarse y cumplir con los requisitos y procedimientos aquí establecidos.

Hasta tanto no les sea confirmado el Identificador de Descuento, el grupo de Nómina se abstendrá de tramitar descuentos adicionales a los previamente autorizados.

Quienes no cumplan con los requisitos aquí establecidos o no radiquen los documentos para el otorgamiento del Identificador en el término señalado en este artículo, podrán ser sujetos a la suspensión provisional de que trata el artículo 6° de la presente resolución.

Las libranzas radicadas antes de la expedición de la presente resolución continuarán tramitándose de acuerdo con la autorización impartida por el respectivo servidor público. Artículo 13. *Vigencia.* La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación y deroga todas las disposiciones que le sean contrarias.

Publíquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 18 de marzo de 2010.

El Procurador General,

Alejandro Ordóñez Maldonado.

(C.F.)

Registraduría Nacional del Estado Civil

Resoluciones

RESOLUCIÓN NÚMERO 4133 DE 2010

(marzo 25)

por la cual se fija el número de ciudadanos que pueden sufragar en las mesas de votación, para la elección de Alcalde que se realizará en el Municipio de Acandí – Chocó el 11 de abril de 2010.

El Registrador Nacional del Estado Civil**,** en uso de sus atribuciones constitucionales y legales, en especial de las que le confiere el artículo 266 de la Constitución Política, el artículo 26 numeral 2º del Decreto-ley 2241 de 1986, y artículo 25 del Decreto–ley 1010 de 2000, y

CONSIDERANDO:

Que de conformidad con lo preceptuado por el inciso 2º del artículo 266 de la Constitución Política, el numeral 2 del artículo 26 del Código Electoral y el artículo 25 del Decreto-ley 1010 de 2000, corresponde a la Registraduría Nacional del Estado Civil la Organización y Dirección de las elecciones;

Que de acuerdo con lo dispuesto en el Decreto número 0064 del 22 de febrero de 2010, expedido por el Gobernador del Chocó, la elección de Alcalde del municipio de Acandí se realizará el 11 de abril de 2010, respectivamente,

Que el inciso 1° del artículo 85 del Código Electoral, declarado parcialmente inexequible por la Sentencia C-230 A de 2008 de la Corte Constitucional, establece que: "La Registraduría Nacional, fijará el número de ciudadanos que podrán sufragar en las distintas mesas de votación",

RESUELVE:

Artículo 1°. Fijar el número máximo de sufragantes por mesa en quinientos (500) votantes, para las elecciones de alcalde a realizarse el 11 de abril de 2010 en Acandí-Chocó.

Artículo 2°. La presente resolución rige a partir de su publicación.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 25 días de marzo 2010.

El Registrador Nacional del Estado Civil,

Carlos Ariel Sánchez Torres.

El Secretario General (E),

Martín Fernando Salcedo Vargas.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 4246 DE 2010

(marzo 25)

por la cual se reasigna el código y cupo numérico de unos hospitales que ejercen la función de registro civil.

El Registrador Nacional del Estado Civil, en ejercicio de sus atribuciones constitucionales y legales, en especial de las conferidas por los artículos 266 de la Constitución Política, 25 del Decreto 1010 de 2000 y la Ley 962 de 2005,

CONSIDERANDO**:**

Que de conformidad con lo dispuesto por el inciso 2° del artículo 266 de la Constitución Política, modificado por el Acto Legislativo 01 de 2003, corresponde al Registrador Nacional del Estado Civil ejercer, entre otras, la función de organizar y dirigir la identificación de los colombianos;

Que el artículo 22 de la Ley 962 de 2005, dispone que el Número Único de Identificación Personal (NUIP), será asignado a los Colombianos en el momento de la inscripción en el registro civil de nacimiento en cada oficina de registro civil y se aplicará a todos los hechos y actos que afecten el estado civil de las personas, y a todos los documentos que sean expedidos por las autoridades públicas;

Que el precitado artículo consagra que corresponde a la Registraduría Nacional del Estado Civil la administración del Número Único de Identificación Personal (NUIP);

Que el artículo 77 de la Ley 962 de 2005, modificatorio del artículo 118 del Decreto-ley 1260 de 1970, establece los funcionarios competentes para llevar el registro civil de las personas, así mismo el parágrafo de la mencionada norma preceptúa que la Registraduría Nacional del Estado Civil podrá establecer la inscripción de registro civil en clínicas y hospitales, conservando la autorización de las inscripciones por parte de los Registradores del Estado Civil;

Que mediante la Resolución número 0802 del 22 de febrero de 2002, proferida por el Registrador Nacional del Estado Civil de la época, establece la prestación del servicio público de inscripción en el registro civil de nacimiento, en los centros hospitalarios;

Que el artículo 1° de la Resolución número 3571 del 30 de septiembre de 2003, proferida por el señor Registrador Nacional del Estado Civil, determinó la nueva estructura del Número Único de Identificación Personal (NUIP), para la identificación de los colombianos, el cual estará compuesto por 10 dígitos numéricos, iniciando en el 1.000.000.000;

Que el artículo 2° de la mencionada resolución establece que el Número Único de Identificación Personal (NUIP), será asignado en las oficinas que ejercen la función de Registro del Estado Civil, al inscribir el nacimiento o al momento de iniciar el trámite para la expedición de la cédula de ciudadanía;

Que mediante Resolución número 3572 del 30 de septiembre de 2003, proferida por el Registrador Nacional del Estado Civil, se fijaron cupos numéricos a las oficinas que ejercen

la función de Registro del Estado Civil, para efectos de la asignación del NUIP, lo que se ha venido realizando a partir de la expedición de esta resolución;

Que la Registraduría Nacional del Estado Civil autorizará con fundamento en las normas ya señaladas, la inscripción de registro civil de nacimiento en las clínicas y hospitales que se relacionan en la parte resolutiva de este acto administrativo;

Que para hacer efectiva dicha autorización, la Registraduría Nacional del Estado Civil, otorgará los códigos de oficina y cupos numéricos que se requieren para la correspondiente asignación del NUIP;

Que mediante la Resolución número 1465 del 31 de marzo de 2008, se adjudicaron a las instituciones que se relacionan a continuación el siguiente código y cupo numérico:

INSTITUCIÓN	CÓDIGO	CUPO INICIAL	CUPO FINAL
RIONEGRO HOSPITAL SAN JUAN DE DIOS de Rionegro – Antioquia	EAJ	1157213000	1157462999
FUNDACION HOSPITAL SAN RAFAEL de Fundación – Magdalena	EEH	1177463000	1177712999

Que mediante Oficio DDA-CI-277 los Delegados del Registrador Nacional del Estado Civil de Antioquia, solicitaron la reasignación a la institución Rionegro, Hospital Gilberto Mejía del código y cupo numérico asignado a la institución Rionegro, Hospital San Juan de Dios de Rionegro-Antioquia, en atención a que este último centro hospitalario no aceptó los equipos destinados para cumplir dicha función;

Que mediante Oficio DDM-CAM número 001 los Delegados del Registrador Nacional del Estado Civil de Magdalena, solicitaron la reasignación a la institución Fundación E.S.E. Centro de Salud Paz del río del código y cupo numérico asignado a la institución Fundación Hospital San Rafael de Fundación-Magdalena, teniendo en cuenta que los equipos entregados a esta última entidad hospitalaria no han sido utilizados en el cumplimiento de la función para la cual fueron destinados;

Que de conformidad con lo señalado en la parte motiva de este acto, es necesario reasignar a otros centros hospitalarios los códigos y cupos numéricos otorgados a las instituciones antes mencionadas mediante Resolución 1465 de 2008;

En mérito de lo expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. Modificar la Resolución 1465 del 31 de marzo de 2008, en el sentido de reasignar el código EAJ y cupo numérico inicial 1157213000 y final 1157462999 correspondiente a la institución Rionegro, Hospital San Juan de Dios y en su lugar asignarlos a la institución Rionegro Hospital Gilberto Mejía.

Artículo 2°. Modificar la Resolución 1465 del 31 de marzo de 2008 en el sentido de reasignar el código EEH y cupo numérico inicial 1177463000 y final 1177712999 correspondiente a la institución Fundación Hospital San Rafael y en su lugar asignarlos a la institución Fundación E.S.E. Centro de Salud Paz del Rio

Articulo 3°. Estos cupos numéricos y códigos asignados a las oficinas de registro civil, entrarán en vigencia a partir de la publicación de la presente Resolución.

Artículo 4°. La autorización para el ejercicio de la función de registro civil, la determinación del código de oficina y cupo numérico entrarán en vigencia a partir de la publicación de la presente resolución.

Artículo 5°. Enviar copia de esta resolución al Registrador Delegado para el Registro Civil y la Identificación, a los Directores Nacionales de Registro Civil y de Identificación y a las oficinas respectivas.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá D. C., a 25 de marzo de 2010

El Registrador Nacional del Estado Civil,

Carlos Ariel Sánchez Torres.

El Secretario General (E),

Martín Fernando Salcedo Vargas.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 4247 DE 2010

(marzo 25)

por la cual se fija el número de ciudadanos que pueden sufragar en las mesas de votación, para la elección de Gobernador que se realizará en el departamento de Caquetá el 18 de abril de 2010.

El Registrador Nacional Del Estado Civil, en uso de sus atribuciones constitucionales y legales, en especial de las que le confiere el artículo 266 de la Constitución Política, el artículo 26 numeral 2 del Decreto-ley 2241 de 1986, y artículo 25 del Decreto-ley 1010 de 2000, y

CONSIDERANDO**:**

Que de conformidad con lo preceptuado por el inciso 2° del artículo 266 de la Constitución Política, el numeral 2 del artículo 26 del Código Electoral y el artículo 25 del Decreto-ley 1010 de 2000, corresponde a la Registraduría Nacional del Estado Civil la Organización y Dirección de las elecciones;

Que de acuerdo con lo dispuesto en el Decreto número 371 del 05 de febrero de 2010, expedido por el Presidente de la República, la elección de Gobernador del departamento de Caquetá se realizará el 18 de abril de 2010;

Que el inciso 1° del artículo 85 del Código Electoral, declarado parcialmente inexequible por la Sentencia C-230 A de 2008 de la Corte Constitucional, establece que: "La Registraduría Nacional, fijará el número de ciudadanos que podrán sufragar en las distintas mesas de votación";

Que en virtud de lo anteriormente expuesto,

RESUELVE:

Artículo 1°. Fijar el número máximo de sufragantes por mesa en quinientos (500) votantes, para las elecciones de Gobernador a realizarse el 18 de abril de 2010 en el departamento del Caquetá.

Artículo 2°. Fijar el número máximo de sufragantes por mesa en ochocientos (800) votantes, en el puesto censo del municipio de Florencia-Caquetá.

Artículo 3°. La presente resolución rige a partir de su publicación.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en Bogotá, D. C., a 25 de marzo de 2010.

El Registrador Nacional del Estado Civil,

Carlos Ariel Sánchez Torres.

El Secretario General (E),

Martín Fernando Salcedo Vargas.

(C.F.)

RESOLUCIÓN NÚMERO 4261 DE 2010

(marzo 26)

por la cual se modifica la Resolución número 8024 del 3 de noviembre de 2009 por medio de la cual se establece el calendario electoral para la elección de Presidente y Vicepresidente de la República (primera vuelta), para el periodo Constitucional 2010-2014.

El Registrador Nacional del Estado Civil, en ejercicio de sus facultades constitucionales y legales, en especial las que le confiere el inciso 2º del artículo 266 de la Constitución Política y el numeral 11 del artículo 5º del Decreto-ley 1010 de 2000, y

CONSIDERANDO:

Que el artículo 266 de la Constitución Política establece como función propia del Registrador Nacional del Estado Civil, la dirección y organización de las elecciones;

Que a través de la Ley 996 de 2005 se reglamentó la elección de Presidente de la República, de acuerdo con lo dispuesto por el artículo 152 literal f) de la Constitución Política y otorga facultades a la Registraduría Nacional del Estado Civil para reglamentar los aspectos meramente técnicos y operativos cuyo desarrollo es indispensable para el cabal cumplimiento del proceso de inscripción de candidatos;

Que el numeral 11 del artículo 5° del Decreto 1010 de 2000, establece dentro de las funciones de la Registraduría Nacional del Estado Civil, dirigir y organizar el proceso electoral y demás mecanismos de participación ciudadana y elaborar los respectivos calendarios electorales,

RESUELVE**:**

Artículo 1°. Modifíquese el artículo 1° de la Resolución 8024 del 3 de noviembre de 2009, en el sentido de establecer como fecha para el sorteo de la ubicación de los candidatos a la Presidencia y Vicepresidencia de la República en la tarjeta electoral, el día ocho (8) de abril de 2010 a las 10:00 de la mañana.

Artículo 2°. La presente resolución rige a partir de la fecha de su publicación.

Publíquese, comuníquese y cúmplase.

Dada en la ciudad de Bogotá, D. C., a 26 de marzo de 2010.

El Registrador Nacional del Estado Civil,

Carlos Ariel Sánchez Torres.

El Secretario General €,

Martín Fernando Salcedo Vargas.

(C.F.)

Dirección de Pensiones de la Secretaría de Hacienda del departamento de Cundinamarca

Avisos

Que el día 22 de diciembre de 2009, se allegó a la Dirección de Pensiones por parte de la doctora Ludy Cecilia Rivera Camacho, apoderada de los señores Emilio Otoniel López Vargas, Pedro Raúl López Vargas y Alix Amanda López Vargas, sentencia del Juzgado Veinte Administrativo de Bogotá –Sección Segunda– de fecha once (11) de noviembre de 2009, donde se ordena al departamento de Cundinamarca "Reconocer a la señora Alicia Vargas de López, identificada con la cédula de ciudadanía numero 20115771de Bogotá, los reajustes pensionales ordenados por el artículo 116 de la Ley 6ª de 1992, desarrollado por los artículos 1° e inciso final del artículo 2° del Decreto Reglamentario 2108 de 1992, en porcentaje y términos allí previstos, incrementos que se pagarán a partir del 11 de mayo de 2001, por prescripción trienal de las mesadas pensionales, aplicando los reajustes legales sobre las sumas resultantes. Las sumas resultantes deben ser indexadas".

Que se hace un llamado a todos los herederos de la señora Alicia Vargas de López, quien se identificó con cédula de ciudadanía número 20115771 de Bogotá, a reclamar el reconocimiento y pago de los valores resultantes de la sentencia arriba citada.

Que el objeto de esta publicación es avisar a las personas que crean tener igual o mejor derecho, que deben manifestarlo mediante escrito radicado en esta dependencia, dentro de los treinta (30) días siguientes a la publicación del presente aviso.

Que este aviso se publica de conformidad con lo establecido en los artículos 212 del Código Sustantivo del Trabajo y el 15 del Código Contencioso Administrativo y demás normas concordantes.

La Directora de Pensiones (C),

Ana Francisca Linares Gómez.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo 21000690. 11-III-2010. Valor $30.400.

Avisos judiciales

El Juzgado Segundo Promiscuo de Familia de Zipaquirá (Cundinamarca),

Para los efectos legales y en la forma prevista por el artículo 536 del Código Civil y lo dispuesto en el numeral 7 del artículo 659 del Código de Procedimiento Civil, modificado por el artículo 42 de la Ley 1306 de 2009, numeral 8.

HACE SABER:

Que por Sentencia del 19 de junio de 2009, dictada por este Juzgado y modificada por el Tribunal Superior de Cundinamarca, Sala Civil - Familia, mediante fallo del 16 de diciembre de 2009, fue declarado en Interdicción por Discapacidad Mental de Jorge Alberto Sánchez Luque, mayor de edad, casado, nacido el 3 de agosto de 1964 en Bogotá, D. C., e identificado con la cédula de ciudadanía número 79309358 y se le designó como Curadora a su cónyuge Ligia Esther Palencia Mora, identificada con la cédula de ciudadanía número 51605326 de Bogotá, quien asumirá la representación y cuidado de aquel, así como la administración de sus bienes, y los de la sociedad conyugal.

Para conocimiento del público en general, se entregan copias del presente aviso a la parte interesada, para los efectos de su publicación por una vez en el ***Diario Oficial***, conforme a las normas arriba citadas y en uno de los siguientes periódicos: *El Tiempo, El Espectador, La República* o *El Siglo*, hoy 12 de marzo de 2010.

El Secretario,

Fernando Meléndez Vélez.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo 21000834. 26-III-2010. Valor $30.400.

El Juzgado Cuarto de Familia de Bogotá, D. C.,

AVISA:

Que dentro del Proceso de Interdicción de Ruby Oswal Córdoba Córdoba, se dictó sentencia de fecha diecisiete (17) de febrero de dos mil nueve (2009), la cual en su parte pertinente dice…

"Por lo expuesto el Juzgado Cuarto de Familia de Bogotá, D. C., administrando justicia en nombre de la República y por autoridad de la ley,

RESUELVE:

Primero. Decretar la interdicción judicial definitiva de Ruby Oswal Córdoba Córdoba por haberse demostrado que es una persona que presenta signos y síntomas de trastorno de la personalidad y del comportamiento debido a la enfermedad, lesión o disfunción cerebral secundario a trauma craneoencefálico severo por herida de arma de fuego, que lo incapacita para administrar sus bienes y disponer de ellos.

Segundo. Nombrar como guardadora legítima de Ruby Oswal Córdoba Córdoba a su esposa Sandra Estepa Parra, identificada con la cédula de ciudadanía número 52066244 de Bogotá.

Tercero. La guardadora Sandra Estepa Parra tendrá el cuidado personal, velará por el bienestar y la recuperación del interdicto y administrará sus bienes.

Cuarto. Ordenar a la guardadora designada, la elaboración del inventario de los bienes del interdicto dentro de los noventa (90) días siguientes al discernimiento del cargo.

Quinto. Inscríbase esta sentencia en el Registro Civil de Nacimiento del Interdicto Ruby Oswal Córdoba Córdoba, para el efecto expídanse las copias necesarias de esta providencia, del auto de discernimiento del cargo con constancia de ejecutoria, así como del acta de posesión de la guardadora.

Sexto. Notifíquese al público por aviso que se insertará una vez en el ***Diario Oficial*** y uno de amplia circulación que podrá ser *El Tiempo, El Espectador, El Siglo* o *La República* a elección del interesado y previamente al discernimiento del cargo.

Séptimo. Notifíquese el presente fallo a la señora Agente del Ministerio Público.

Octavo. A costa de los interesados expídanse copias pertinentes por Secretaría.

Noveno. Consúltese la presente sentencia con el honorable Tribunal de Bogotá, Sala de Familia, conforme lo establece el artículo 386 del Código de Procedimiento Civil. Oficiar. Notifíquese.

(Fdo.) *María Enith Méndez Pimentel.*

Tribunal Superior del Distrito Judicial de Bogotá, D. C.

Sala de Familia

Bogotá, D. C. junio ocho (8) del año dos mil nueve (2009)…

En mérito de lo expuesto, el Tribunal Superior del Distrito Judicial de Bogotá, D. C., en Sala de Familia de Decisión, administrando justicia en nombre de la República y por autoridad de la ley.

RESUELVE:

Primero. Confirmar la sentencia consultada de fecha diecisiete (17) de febrero de dos mil nueve (2009), dictada por el Juzgado Cuarto de Familia de Bogotá, en el proceso de la referencia.

Segundo. Devolver el expediente al Juzgado de origen.

Notifíquese.

Magistrados (Fdos.), *Jaime Humberto Araque González, Carlos Alejo Barrera Arias e Iván Alfredo Fajardo Bernal.*

Para los fines previstos en el artículo 659, numeral 7 del Código de Procedimiento Civil, se notifica al público con la publicación del presente aviso. 12 de febrero de 2010.

La Secretaria,

Aura Nelly Bermeo Santanilla.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo 21000830. 25-III-2010. Valor $30.400.

El Juzgado Primero de Familia de Villavicencio, Meta,

HACE SABER:

Que dentro del proceso de Designación de Guardador del menor Federico Chaves Rodríguez, instaurado por intermedio de apoderado por la señora Martha Cecilia Rodríguez Lozano, se dictó un auto que dice su encabezamiento y parte pertinente:

"Juzgado Primero de Familia. Villavicencio, ocho (8) de septiembre de dos mil nueve (2009)... De conformidad con la petición vista a folio 4, se designa como Guardadora Provisoria del niño Federico Chaves Rodríguez a su tía Martha Cecilia Rodríguez Lozano. Una vez presente el inventario de bienes del menor, se le dará posesión a la Guardadora Provisoria y se le fijará la fianza para poder discernirle el cargo. Inscríbase la presente designación provisoria en el Registro Civil de Nacimiento del niño Federico Chaves Rodríguez y notifíquese al público por aviso que se insertará una vez por lo menos en el ***Diario Oficial*** y un diario de amplia circulación nacional (*El Tiempo, El Siglo, La República* o *El Espacio*).

Notifíquese.

La Juez,

Martha Clara Niño Barbosa".

En atención a lo dispuesto en el artículo 659 numeral 7 en concordancia con el artículo 446 del Código de Procedimiento Civil se fija el presente aviso en la Secretaría del Juzgado y se hace entrega de las copias para las publicaciones en el ***Diario Oficial*** y en un diario de amplia circulación nacional (El *Tiempo, El Siglo, La República o El Espacio*), hoy 5 de marzo de 2010, siendo las ocho de la mañana.

La Secretaria,

Marisol Alexandra Castro Londoño.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo 21000831. 25-III-2010. Valor $30.400.

El Juzgado Promiscuo de Familia de Chinchiná, Caldas,

EMPLAZA:

Al señor José Albeiro Ocampo Sáenz, identificado con la cédula de ciudadanía número 15904817 de Chinchiná, mayor de edad, quien había tenido como último domicilio en el país, la población de Chinchiná, Caldas, para que concurra al proceso de J. V. Presunción de Muerte por Desaparecimiento, que ha formulado su ex compañera Consuelo Cárdenas.

Se previene a las partes y a las personas que tengan noticias del señor José Albeiro Ocampo Sáenz, para que las comuniquen al Juzgado.

El extracto de la demanda es el siguiente:

1. La señora Consuelo Cárdenas fue compañera del señor José Albeiro Ocampo Sáenz, quienes durante su convivencia procrearon a los menores Bahian y Vanessa Ocampo Cárdenas.

2. Desde el 4 de febrero de 2005 no se ha vuelto a tener noticias del paradero del señor José Albeiro Ocampo Sáenz.

3. A pesar de las averiguaciones que se han hecho desde la fecha de su desaparecimiento por sus familiares, no se ha tenido noticia alguna de su paradero, destacándose la certificación expedida por la Fiscalía General de la Nación.

Para los efectos del artículo 657, numeral 2 del Código de Procedimiento Civil, en concordancia con el 318 *ibídem* y numeral 2 del artículo 97 del Código Civil, se fija el presente edicto en lugar visible de la Secretaría del Juzgado por el término de un año, para lo cual se entregarán copias a la parte interesada para su publicación por tres (3) veces en el ***Diario Oficial***, en *La República*, en *La Patria* y en una radiodifusora local si la hubiere, debiendo correr por lo menos más de cuatro (4) meses entre cada 2 citaciones, en las horas comprendidas entre las 6 de la mañana y las 11 de la noche. Igualmente se traerán constancias auténticas del Director de la Emisora sobre cada una de las trasmisiones.

Fijado, hoy veinte (20) de abril de dos mil nueve (2009), a las 8 a. m.

El Secretario,

Jairo Correa Andrade.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo Banco Agrario de Colombia 0410196. 15-III-2010. Valor $32.900.

Juzgado Séptimo de Familia.

Medellín, doce de marzo de dos mil diez.

Cumplidos los requisitos exigidos para su admisión y de conformidad con los artículos 75, 77 y 657 del Código de Procedimiento Civil, se admite la presente demanda de Muerte Presunta por Desaparecimiento de Fransklin Ortiz Llanos, que promueve mediante apoderado judicial y en representación de su hija menor de edad la señora Ana Milena Martínez Suárez, madre de la niña Angie Karina Ortiz Martínez, consecuente con lo anterior el Despacho,

RESUELVE:

1°. Admitir la presente demanda que por el trámite del proceso de jurisdicción voluntaria –Presunción de Muerte por Desaparecimiento– de Fransklin Ortiz Llanos, que promueve mediante apoderado judicial, la señora Ana Milena Martínez Suárez, de quien manifiesta desconocer su paradero desde el 22 de marzo de 2007.

2°. Consecuente con lo anterior, se corre traslado al Agente del Ministerio Público por el término legal de tres (3) días en orden a lo cual se le notificará personalmente este Auto y se hará entrega de las copias de la demanda y sus correspondientes anexos.

3°. Se ordena el emplazamiento del presunto desaparecido, mediante edictos que contendrán un extracto de la demanda y la previsión a quienes tengan noticias del desaparecido, las comuniquen al Juzgado. El edicto se publicará en el ***Diario Oficial***, tres (3) veces por los menos, debiendo correr más de cuatro (4) meses entre cada dos citaciones (Art. 97- 2° del Código Civil), como también deberá hacerse en uno de los periódicos que se editen en la capital de la República y en un periódico y radiodifusora local, conforme lo dispone el artículo 657 – 2° en concordancia con el artículo 656 - 2° literal b) del Código de Procedimiento Civil.

Notifíquese.

El Juez (E.),

Carlos Augusto Zuluaga Ramírez.

A. I. número 0303.

Radicado: 05001311000720100049000.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo Davivienda 1270751. 25-III-2010. Valor $30.400.

Juzgado Tercero de Familia de Bogotá, Distrito Capital,

EMPLAZA A:

Juan Guillermo Tovar Angulo, a estar a derecho dentro del proceso de Presunción de Muerte por Desaparecimiento, que ha iniciado en este Despacho Adriana Pardo Fajardo. Igualmente se emplaza a todas las personas que tengan noticia del desaparecido para que lo comuniquen en forma inmediata a este Despacho ubicado en la carrera 7ª N° 14-23 piso 3° de la ciudad de Bogotá.

Gloria Eugenia González Gutiérrez abogada identificada con lo la Tarjeta Profesional número 12506 del C. S. de la Judicatura, en uso del poder conferido por la señora Adriana Pardo Fajardo, con todo respeto formuló demanda para ser tramitada por el proceso de Jurisdicción Voluntaria con el fin de obtener la declaratoria de muerte presunta por desaparecimiento del señor Juan Guillermo Tovar Angulo, con fundamento en los siguientes

Hechos:

1. Mi mandante está legitimada para instaurar la demanda de Muerte Presunta por Desaparecimiento del señor Juan Guillermo Tovar Angulo, en su calidad de esposa.

2. El señor Juan Guillermo Tovar Angulo salió de su casa en la ciudad de Bogotá el día 15 de septiembre de 2007 a las 9:00 a. m., con el fin de atender asuntos relacionados con su trabajo, y le comentó a su esposa que tenía que ir al barrio El Restrepo a cobrar una plata a un cliente a quien le había instalado unas cámaras de seguridad IP, que lo único que se llevaba con él eran las llaves de la casa y la cédula para evitar que lo fueron a robar, razón por la cual dejó su billetera y todos sus papeles en la casa. Él iba en transporte público por que el carro le estaba molestando y no quería quedarse varado.

Durante el día se comunicó con la señora Adriana Pardo Fajardo, alrededor de las 12:00 m., le manifestó que el cliente se le estaba escondiendo y estaba de muy mal humor. También le comentó que de pronto esa noche iba a invitar a unos amigos a tomarse un trago a su casa, quedaron de hablar más tarde. La esposa empezó a llamarlo como a las 5:00 p. m., para haber que había que comprar para esa noche y en este momento no le contestó el celular, insistió un par de veces más y no logró comunicarse.

Al llegar la noche y sin haber logrado respuesta alguna de su esposo, se preocupó y llamó a sus amigos y ninguno se había comunicado con él durante el día.

4. A la mañana siguiente, en vista de que no tenía noticias de su esposo puso en conocimiento de las autoridades así: Primero, estuvo en la Defensa Civil ubicada en la calle 94 con carrera 30, los oficiales de turno fueron muy claros en decir que no había nada que hacer hasta que pasaran 72 horas y que tan solo en ese momento sí lo podían reportar como desaparecido; un amigo de su cuñado llamó al Coronel Matamoros y él la puso en contacto con el Gaula del Ejército; en horas de la noche en las instalaciones del Gaula en Bogotá le solicitaron fotos recientes de Juan Guillermo Tovar Angulo, fotocopia de la cédula y una descripción de cómo estaba vestido el día que desapareció; en el Gaula se entrevistó con el Capitán Díaz y el Sargento Segundo Pardo, quien la llevó en su camioneta y con varios escoltas fuimos al Barrio El Restrepo a las Estaciones de Policía y hospitales a preguntar por Juan Guillermo, sin ningún resultado; el día lunes 17 de septiembre de 2006 fue a Medicina Legal ubicada en la calle 7ª N° 12-61 con el fin de averiguar si habían llevado el cuerpo de Juan Guillermo pero no había noticias de él; luego se dirigió a la Oficina de la Sijín ubicado en la carrera 15 N° 6-38, en ese momento recibió una llamada del Coronel Pérez, quien en ese entonces era el Director del Gaula Cundinamarca, el cual le solicitó dirigirse a su oficina ubicada en transversal 45 N° 40-11. En dicha oficina se encontraban; el Director del Gaula Coronel Pérez, el Capitán Díaz, y personal del CTI de la Fiscalía y del DAS; le hicieron las mismas preguntas y volvieron a pedirle la documentación de su esposo. La llevaron al bunker de la Fiscalía General de la Nación y formuló la denuncia de la desaparición de Juan Guillermo Tovar Angulo.

5. Intervinieron en la búsqueda al CTI de la Fiscalía, el DAS y el Gaula Cundinamarca de la División NN y Desaparecidos, la Procuraduría y la Defensoría del Pueblo, sin resultado alguno.

6. A la fecha no hay ninguna noticia del señor Juan Guillermo Tovar Angulo, por lo que ignora su paradero y ya han pasado más de dos años de su desaparición.

9. El señor Juan Guillermo Tovar Angulo fue casado en primeras nupcias con Sonia Beatriz Peña Ribero de cuya unión hay dos (2) hijos Lina Marcela y Rafael Guillermo Tovar Peña.

10. En segundas nupcias contrajo matrimonio con mi mandante, de cuya unión hay un hijo menor de edad de nombre Sebastián Tovar Pardo.

11. El señor Juan Guillermo Tovar Angulo era hijo de los señores Guillermo Tovar Acosta y Consuelo Angulo de Tovar, ya fallecidos.

12. El señor Juan Guillermo Tovar Angulo nació en Bogotá el día 30 de abril de 1960.

Pretensiones

1. Sírvase declarar la muerte presunta por desaparecimiento del señor Juan Guillermo Tovar Angulo.

2. Fijar como fecha del fallecimiento el último día del primer bienio contado desde la fecha indicada como desaparecido.

3. Ordenar la inscripción de la sentencia ante el funcionario del Estado Civil.

4. Disponer la publicación de la sentencia.

Para los efectos indicados en el artículo 657 numeral 2 del Código de Procedimiento Civil, en armonía con el artículo 97 numeral 2 del Código Civil, se fija el presente edicto en lugar público de la Secretaría por el término de ley, hoy 25 de marzo de 2010. Se expiden copias para su publicación. **Segunda publicación**.

El Secretario,

Carlos Alberto Aguirre Arias.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo 21000824. 25-III-2010. Valor $30.400.

El suscrito Secretario del Juzgado Promiscuo de Familia de Santa Bárbara, Antioquia, por medio del presente

AVISA:

Que por providencia fechada el treinta (30) de septiembre del año que transcurrió, en el proceso de interdicción por causa de demencia a la señora Berenice del Socorro González Gil, Radicado 2009-00060, el Juzgado Promiscuo de Familia de Santa Bárbara, Antioquia, administrando justicia en nombre de la República de Colombia y por autoridad de ley,

FALLA:

Primero. Declárese en Interdicción, por Causa de Demencia, a la señora Berenice del Socorro González Gil, hija de Antonio José González y Gabriela Gil Blandón, hermana de Gloria Cecilia González Gil, nacida el 9 de junio de 1964 en Santa Bárbara (Antioquia), registrada en el Indicativo Serial Libro 32 Folio 75 de la Notaría de la misma municipalidad, e identificada con la cédula de ciudadanía número 39382740 de Santa Bárbara (Antioquia), de acuerdo con lo expuesto en la parte considerativa del presente fallo.

Consulte nuestros servicios

atencion_cliente@imprenta.gov.co

Segundo. En consecuencia, se le priva a la interdicta Berenice del Socorro González Gil, de la administración y disposición de sus bienes.

Tercero. Se designa como Curadora General y Legítima de la interdicta Berenice del Socorro González Gil a su hermana Gloria Cecilia González Gil, quien tendrá la administración de sus bienes y el cuidado personal, dada la característica general de la Curaduría. Se dará cumplimiento a las diligencias y formalidades que deben preceder al ejercicio de la Curaduría, de acuerdo con la ley sustantiva. Teniendo en cuenta lo dispuesto en el inciso final del artículo 465 del Código Civil, la Curadora está exenta del deber de prestar caución y de la obligación de confeccionar inventario solemne de bienes. Sólo se le exige apuntes privados, al tenor de lo normado en el artículo 470 ibídem.

Cuarto. Inscríbase la presente sentencia en los Libros del Estado Civil de Nacimiento de la interdicta y en el Libro de Varios que se lleva en la Notaría de Santa Bárbara (Antioquia), Libro 32, Folio N° 75. Ofíciese en tal sentido.

Quinto. Se ordena la publicación y notificación de la presente sentencia en el ***Diario Oficial*** y en el diario *El Mundo* de amplia circulación nacional, de acuerdo con lo preceptuado por el artículo 659 numeral 7 del Código de Procedimiento Civil.

Sexto. Envíese en consulta ante el honorable Tribunal Superior de Antioquia, Sala Civil, Familia, de la ciudad de Medellín, de acuerdo con lo ordenado por el artículo 386 del Código de Procedimiento Civil, una vez vencido el término de ejecutoria de la presente sentencia.

Notifíquese, cúmplase y consúltese.

El Juez (Fdo.),

Benigno Robinson Ríos Ochoa.

El Secretario (Fdo.),

Sebastián Estrada Muñoz.

La anterior sentencia fue confirmada por el honorable Tribunal Superior de Antioquia en sentencia fechada el dos (2) de febrero del año en curso.

(Fdo.) Los Magistrados *Darío Ignacio Estrada Sanín, Álvaro Raúl Gómez Duque y Claudia Bermúdez Carvajal.*

Santa Bárbara, Antioquia, once (11) de marzo de 2010.

El Secretario,

Sebastián Estrada Muñoz.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo Davivienda 0489951. 24-III-2010. Valor $30.400.

La Secretaria del Juzgado Segundo Promiscuo de Familia del Circuito de El Espinal, Tolima,

AVISA:

Que en el proceso de Jurisdicción Voluntaria "Interdicción por Demencia" se dictó auto que en su encabezamiento y parte resolutiva dice:

"Juzgado Segundo Promiscuo de Familia Espinal – Tolima. Espinal veintiséis (26) de marzo de dos mil diez (2010):

Primero. Decrétese la Interdicción Provisoria del señor Alfredo Leal Soto, de conformidad con lo establecido en el artículo 659 del Código de Procedimiento Civil, modificado por artículo 43 de la Ley 1306 de 2009.

Segundo. En consecuencia, nómbrese como curador provisorio del presunto interdicto a la señora Leydy Yohana Leal Soto, en su calidad de hermana del presunto interdicto.

Tercero. Inscríbase en el Registro Civil de Nacimiento del señor Alfredo Leal Soto el decreto provisorio de interdicción y nombramiento de curador. Igualmente se notificará en el ***Diario Oficial*** y en un diario de amplia circulación nacional.

Cordialmente,

El Secretario,

Manuel Alejandro Soto Sáenz.

Imprenta Nacional de Colombia. Recibo Davivienda 12960705. 25-III-2010. Valor $30.400.

Contenido

Págs.

PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA

Directiva presidencial número 01 de 2010 ... 1

MINISTERIO DEL INTERIOR Y DE JUSTICIA

Decreto número 1030 de 2010, por el cual se modifica el Decreto 2816 del 22 de agosto de 2006, modificado por el Decreto 4785 del 19 de diciembre de 2008 y prorrogado por el Decreto 4864 de 2009. ... 2

MINISTERIO DE HACIENDA Y CRÉDITO PÚBLICO

Decreto número 1000 de 2010, por el cual se modifica el Decreto 919 de 2008 ... 3

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DE DESARROLLO TERRITORIAL

Decreto número 926 de 2010, por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-10. ... 3

MINISTERIO DE EDUCACIÓN NACIONAL

Resolución número 2022 de 2010, por la cual se define la metodología para la certificación de la cobertura en educación preescolar, básica y media, relacionada con la destinación de los recursos de regalías y compensaciones de conformidad con lo establecido en el Decreto 416 de 2007. ... 410

MINISTERIO DE TRANSPORTE

Resolución número 000980 de 2010, por la cual se prorroga el plazo previsto en el artículo 1° de la Resolución 00995 de marzo 18 de 2009 y se dictan otras disposiciones. ... 410

Págs.

Resolución número 000981 de 2010, por la cual se adiciona y modifica la Resolución número 005961 del 30 de noviembre de 2009. ... 411

Resolución número 000982 de 2010, por la cual se modifican y adicionan las Resoluciones números 005960 del 30 de noviembre de 2009 y 000158 del 25 de enero de 2010. ... 411

MINISTERIO DE CULTURA

Resolución número 0498 de 2010, por la cual se abre la Convocatoria Colombia nos Toca, Música Sinfónica para todos 2010. ... 413

Resolución número 0515 de 2010, por la cual se modifica el Comité de Gobierno en Línea y se revoca la Resolución 2543 del 9 de diciembre de 2009. ... 414

Resolución número 0516 de 2010, por la cual se crea el Comité de Cultura Digital. ... 415

SUPERINTENDENCIAS

Superintendencia de Sociedades

Resolución número 510-005283 de 2010, por la cual se adopta el procedimiento para la prestación del servicio de auxiliar jurídico ad honórem en la Superintendencia de Sociedades. ... 416

Superintendencia Nacional de Salud

Resolución número 000456 de 2010, por la cual se actualiza el Plan de Compras de la Superintendencia Nacional de Salud para la vigencia fiscal 2010. ... 416

UNIDADES ADMINISTRATIVAS ESPECIALES

Comisión de Regulación de Energía y Gas

Resolución número 032 de 2010, por la cual se ordena publicar un proyecto de resolución por la cual se establece una opción tarifaria para la prestación del servicio público domiciliario de gas combustible por redes de tubería en las Áreas de Servicio Exclusivo. ... 421

Resolución número 046 de 2010, por la cual se ordena hacer público un proyecto de resolución de carácter general que pretende adoptar la CREG por la cual se establece el Procedimiento para oferta de metas no cedidas o metas no cumplidas del programa REPU en el servicio de GLP. ... 426

CORPORACIONES AUTÓNOMAS REGIONALES

Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca

Acuerdo número 004 de 2010, por medio del cual se establece el monto tarifario de la tasa retributiva para el periodo comprendido entre el 1° de noviembre de 2008 y el 31 de diciembre de 2009, dentro de la jurisdicción de la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca – CAR. ... 427

EMPRESAS INDUSTRIALES Y COMERCIALES DEL ESTADO

Instituto de Seguros Sociales

Resolución número 0666 de 2010, por medio de la cual se Reasigna la Competencia para Decidir Solicitudes de Prestaciones Económicas en el Régimen de Prima Media con Prestación Definida. ... 428

V A R I O S

Fiscalía General de la Nación

Resolución número 0-0625 de 2010, por la cual se adopta la fórmula para la liquidación de sentencias judiciales ... 429

Resolución número 0643 de 2010, por medio de la cual se determina la sede de operación y el área de influencia de las Unidades Locales de las Direcciones Seccionales del Cuerpo Técnico de Investigación y se realizan unas modificaciones. ... 429

Procuraduría General de la Nación

Resolución número 111 de 2010, por la cual se establece el procedimiento para la asignación del identificador de los descuentos por nómina. ... 438

Registraduría Nacional del Estado Civil

Resolución número 4133 de 2010, por la cual se fija el número de ciudadanos que pueden sufragar en las mesas de votación, para la elección de Alcalde que se realizará en el Municipio de Acandí – Chocó el 11 de abril de 2010. ... 440

Resolución número 4246 de 2010, por la cual se reasigna el código y cupo numérico de unos hospitales que ejercen la función de registro civil. ... 440

Resolución número 4247 de 2010, por la cual se fija el número de ciudadanos que pueden sufragar en las mesas de votación, para la elección de Gobernador que se realizará en el departamento de Caquetá el 18 de abril de 2010 ... 441

Resolución número 4261 de 2010, por la cual se modifica la Resolución número 8024 del 3 de noviembre de 2009 por medio de la cual se establece el calendario electoral para la elección de Presidente y Vicepresidente de la República (primera vuelta), para el periodo Constitucional 2010-2014. ... 441

Dirección de Pensiones de la Secretaría de Hacienda del departamento de Cundinamarca

Avisa que el día 22 de diciembre de 2009, se allegó a la Dirección de Pensiones por parte de la doctora Ludy Cecilia Rivera Camacho donde se ordena al departamento de Cundinamarca "Reconocer a Alicia Vargas de López los reajustes pensionales ordenados por el artículo 116 de la Ley 6ª de 1992 ... 441

Avisos judiciales

El Juzgado Segundo Promiscuo de Familia de Zipaquirá (Cundinamarca), hace saber que fue declarado en interdicción a Jorge Alberto Sánchez Luque ... 442

El Juzgado Cuarto de Familia de Bogotá, D. C., avisa que se decretó la interdicción judicial definitiva de Ruby Oswal Córdoba Córdoba ... 442

El Juzgado Primero de Familia de Villavicencio, Meta, hace saber que se designa como guardadora provisoria de Federico Chaves Rodríguez a Martha Cecilia Rodríguez Lozano ... 442

El Juzgado Promiscuo de Familia de Chinchiná, Caldas, emplaza a José Albeiro Ocampo Sáenz ... 442

El Juzgado Séptimo de Familia de Medellín, avisa que se admite la presente demanda de muerte presunta por desaparecimiento de Fransklin Ortiz Llanos. ... 443

El Juzgado Tercero de Familia de Bogotá, Distrito Capital, emplaza a Juan Guillermo Tovar Angulo ... 443

El Secretario del Juzgado Promiscuo de Familia de Santa Bárbara, Antioquia, avisa que se declaró en interdicción a Berenice del Socorro González Gil ... 443

La Secretaria del Juzgado Segundo Promiscuo de Familia del Circuito de El Espinal, Tolima, avisa que se decretó la interdicción provisoria de Alfredo Leal Soto ... 444

IMPRENTA NACIONAL DE COLOMBIA - 2010