

**Código
Sísmico de
Costa Rica
2002**

Código Sísmico de Costa Rica 2002

**Colegio Federado de Ingenieros
y de Arquitectos de Costa Rica**



Tercera edición
Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2003

693.852
C691c2 Colegio Federado de Ingenieros y
de Arquitectos (Costa Rica)
Código Sísmico de Costa Rica /
Colegio Federado de Ingenieros y de
Arquitectos / Comisión Permanente de Estudio
y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica.
--3a. ed. -- Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, c2003.
288 p: il.
ISBN 9977-66-150-2
1.Construcciones antisísmicas

© EDITORIAL TECNOLÓGICA DE COSTA RICA
Instituto Tecnológico de Costa Rica
Apdo 159-7050, Cartago
Tel: (506) 550-2297 / 550-2336 / 550-2392
Fax: (506) 552-5354
Correo electrónico: editec@itcr.ac.cr
Hecho el depósito de ley.
Impreso en Costa Rica.



Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica (2002)

Roy Acuña P.
Johnny Bermúdez V.
Javier Cartín C.
Miguel Cruz A.
Jorge Gutiérrez G.
Rodolfo Herrera J.
María Laporte P.
Rafael Mora A.
Juan Pastor G.
Álvaro Poveda V.
Guillermo Santana B.
Franz Sauter F.
Ronald Steinvorth S.

Comité Director

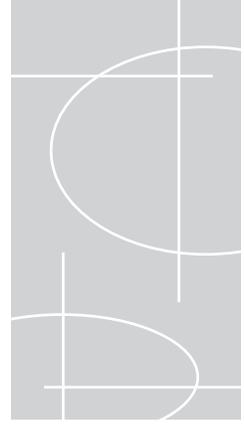
Jorge Gutiérrez G., Presidente
Ronald Steinvorth S., Vicepresidente
Roy Acuña P., Secretario
Johnny Bermúdez V., Tesorero

Colaboradores

Johnny Granados B.
Eduardo Guevara E.
Alejandro Navas C.
Marija Romanjek B.
Sergio Sáenz A.



Secretario Ejecutivo
Alejandro Navas C.



Contenido

Presentación.....xvii

Introducciónxix

SECCIÓN 1

Filosofía, objetivos y demanda sísmica

Capítulo 1

Filosofía y objetivos1/1

1.1 Filosofía.....1/1

1.2 Objetivos.....1/2

1.3 Alcance y limitaciones.....1/3

1.4 Suposiciones generales1/4

Capítulo 2

Demanda sísmica2/1

2.1 Zonificación sísmica.....2/1

2.2 Sitios de cimentación2/5

2.3 Severidad sísmica2/5

2.4 Aceleración pico efectiva de diseño.....2/6

SECCIÓN 2

Determinación de cargas y análisis de edificaciones

Capítulo 3

Consideraciones generales.....3/1

Capítulo 4

Clasificación de las estructuras y sus componentes4/1

- 4.1 Clasificación de las edificaciones según importancia y riesgo y definición de objetivos de desempeño4/1
- 4.2 Clasificación de los sistemas estructurales.....4/3
 - 4.2.1 Tipo marco4/3
 - 4.2.2 Tipo dual4/3
 - 4.2.3 Tipo muro4/4
 - 4.2.4 Tipo voladizo4/5
 - 4.2.5 Tipo otros4/5
- 4.3 Clasificación de las edificaciones según la regularidad4/5
 - 4.3.1 Regularidad en altura4/5
 - 4.3.2 Regularidad en planta4/6
 - 4.3.3 Irregularidad moderada4/8
 - 4.3.4 Irregularidad severa.....4/9
- 4.4 Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes4/9
 - 4.4.1 Elementos, componentes y uniones dúctiles y frágiles.....4/9
 - 4.4.2 Ductilidad global asignada.....4/10

Capítulo 5

Coefficiente sísmico.....5/1

Capítulo 6

Cargas y factores de participación.....6/1

6.1 Cargas gravitacionales6/1

6.2 Participación de las diferentes acciones6/2

Capítulo 7

Métodos de análisis y desplazamientos límite	7/1
7.1 Generalidades	7/1
7.2 Modelaje de la estructura	7/2
7.2.1 Aspectos generales	7/2
7.2.2 Propiedades de las secciones	7/3
7.2.3 Nudos de unión.....	7/3
7.2.4 Rigidez de los apoyos	7/3
7.3 Componentes direccionales.....	7/3
7.4 Método estático.....	7/3
7.5 Método dinámico.....	7/5
7.6 Cálculo de desplazamientos y deformaciones.....	7/8
7.7 Métodos alternos de análisis	7/9
7.8 Límites de desplazamientos y deformaciones.....	7/12

SECCIÓN 3

Requisitos para el dimensionamiento y detalle de edificaciones

Capítulo 8

Requisitos para concreto estructural	8/1
8.1 Generalidades.....	8/1
8.1.1 Requisitos generales	8/1
8.1.2 Resistencia de los materiales	8/2
8.1.3 Momentos de inercia	8/2
8.1.4 Factores de reducción	8/2
8.1.5 Empalmes de barras.....	8/3
8.2 Elementos en flexión	8/3
8.2.1 Alcance	8/3
8.2.2 Razón de refuerzo máximo	8/4
8.2.3 Refuerzo mínimo	8/4
8.2.4 Capacidad de momento	8/4
8.2.5 Anclaje de refuerzo longitudinal	8/4
8.2.6 Confinamiento	8/5
8.3 Elementos en flexo-compresión.....	8/6
8.3.1 Alcance	8/6
8.3.2 Capacidad a flexión.....	8/6
8.3.3 Razón de refuerzo.....	8/6
8.3.4 Confinamiento	8/6
8.4 Núcleos de unión viga-columna	8/9
8.4.1 Requisitos generales	8/9

8.4.2 Refuerzo transversal	8/9
8.4.3 Esfuerzos cortantes	8/9
8.5 Longitudes de anclaje de refuerzo longitudinal.....	8/10
8.6 Muros estructurales, marcos arriostrados y elementos de borde	8/10
8.6.1 Alcance	8/10
8.6.2 Muros estructurales, $M/Vl_w \geq 2$	8/11
8.6.3 Muros estructurales, $M/Vl_w < 2$	8/11
8.6.4 Razón de refuerzo.....	8/11
8.6.5 Elementos de marcos arriostrados y elementos de borde.....	8/11
8.7 Requisitos de capacidad en cortante	8/14
8.7.1 Elementos de marco	8/14
8.7.2 Muros estructurales.....	8/15
8.7.3 Diafragmas.....	8/16
8.8 Vigas de acople	8/17
8.9 Juntas de construcción.....	8/17
8.10 Fundaciones.....	8/18

Capítulo 9

Requisitos para mampostería estructural

9.1 Generalidades.....	9/1
9.1.1 Alcance	9/1
9.1.2 Análisis	9/1
9.1.3 Método de diseño	9/1
9.2 Diseño general	9/1
9.2.1 Cargas de diseño	9/1
9.2.2 Colocación traslapada.....	9/2
9.2.3 Soporte vertical	9/2
9.2.4 Soporte lateral.....	9/2
9.2.5 Recubrimiento del refuerzo de las juntas.....	9/2
9.2.6 Tubería o ductos embebidos en la mampostería	9/2
9.3 Requisitos especiales para diseño por resistencia.....	9/2
9.3.1 Refuerzo vertical de muros.....	9/2
9.3.2 Refuerzo horizontal de muros	9/3
9.3.3 Refuerzo de elementos estructurales	9/3
9.3.4 Módulos de elasticidad de los materiales y rigideces de los elementos.....	9/5

9.3.5	Requisitos para el refuerzo de la mampostería	9/5
9.4	Diseño de mampostería por resistencia	9/7
9.4.1	Resistencia requerida	9/7
9.4.2	Factores de reducción de resistencia nominal	9/7
9.4.3	Requisitos para el refuerzo y detalles	9/7
9.5	Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia	9/9
9.5.1	Requisitos generales	9/9
9.5.2	Suposiciones de diseño.....	9/9
9.5.3	Porcentaje de acero balanceado	9/9
9.5.4	Requisitos de resistencia.....	9/10
9.5.5	Resistencia de diseño.....	9/10
9.5.6	Resistencia nominal en flexión y carga axial	9/10
9.5.7	Resistencia nominal al cortante.....	9/10
9.5.8	Refuerzo	9/11
9.5.9	Requerimientos para diseño sísmico	9/12
9.5.10	Límites dimensionales.....	9/12
9.6	Refuerzo de elementos estructurales de mampostería	9/13
9.6.1	Vigas	9/13
9.6.2	Pilares.....	9/14
9.6.3	Columnas	9/15
9.7	Muros con cargas paralelas a su plano	9/15
9.7.1	Alcance	9/15
9.7.2	Refuerzo	9/16
9.7.3	Resistencia de diseño.....	9/16
9.7.4	Resistencia axial	9/16
9.7.5	Resistencia de cortante	9/16
9.7.6	Flexo-compresión.....	9/17
9.7.7	Muros no rectangulares	9/18
9.7.8	Confinamiento de muros.....	9/18
9.7.9	Relación altura-espesor	9/19
9.8	Muros de marcos rellenos de mampostería	9/19
9.8.1	Alcance	9/19
9.8.2	Muro estructural	9/19
9.8.3	Paño de mampostería.....	9/19
9.8.4	Rigidez	9/19
9.8.5	Diseño sismo-resistente	9/19
9.8.6	Elementos de confinamiento.....	9/20
9.8.7	Relación altura-espesor	9/20
9.8.8	Factores de reducción	9/20
9.8.9	Tipos de falla a considerar	9/21

Capítulo 10

Requisitos para acero estructural	10/1
10.1 Generalidades.....	10/1
10.2 Estructuras de acero laminado en caliente	10/1
10.2.1 Estándares y materiales.....	10/1
10.2.2 Conexiones	10/3
10.2.3 Elementos.....	10/4
10.2.4 Placas de asiento.....	10/7
10.2.5 Ductilidad local de los diferentes tipos de marcos	10/8
10.2.6 Marcos especiales (SMF)	10/9
10.2.7 Marcos intermedios (IMF).....	10/15
10.2.8 Marcos ordinarios (OMF)	10/17
10.2.9 Marcos especiales o intermedios arriostrados concéntricamente (SCBF e ICBF)	10/17
10.2.10 Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF)	10/19
10.2.11 Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)	10/20
10.2.12 Marco especial a base de armaduras (STMF).....	10/27
10.3 Estructuras de acero laminado en frío.....	10/28
10.3.1 Estándares y materiales.....	10/28
10.3.2 Conexiones soldadas	10/28
10.3.3 Elementos.....	10/28
10.3.4 Ductilidad global de los sistemas sismo-resistentes	10/29
10.4 Control de calidad.....	10/29
10.5 Referencias.....	10/30

Capítulo 11

Requisitos para madera estructural	11/1
11.1 Requisitos generales	11/1
11.2 Clasificación estructural.....	11/1
11.3 Requisitos y limitaciones.....	11/2

Capítulo 12

Estructuras y componentes prefabricados de concreto	12/1
12.1 Generalidades.....	12/1
12.2 Alcance.....	12/2
12.3 Categorías de elementos y componentes prefabricados	12/2
12.4 Tipos de conexiones	12/3

12.5 Elementos y componentes prefabricados para cargas gravitacionales o no sísmicas	12/3
12.6 Elementos y componentes prefabricados que sean parte del sistema sismo-resistente	12/4
12.7 Diafragmas constituidos por elementos prefabricados	12/4
12.8 Uniones postensadas	12/5
12.9 Diseño para sismo durante el proceso constructivo	12/5

SECCIÓN 4

Obras de cimentación, componentes, adecuación y documentación

Capítulo 13

Cimentaciones	13/1
13.1 Generalidades	13/1
13.2 Integridad de la cimentación	13/1
13.3 Reducción de la resistencia del suelo	13/1
13.4 Contacto suelo-cimiento	13/2
13.5 Flexibilidad del cimiento	13/3
13.6 Vigas de amarre	13/3
13.7 Reducción de momentos en pilotes	13/3
13.8 Empuje sísmico sobre muros	13/4
13.9 Fundaciones flexibles	13/4

Capítulo 14

Sistemas y componentes no estructurales	14/1
14.1 Generalidades	14/1
14.2 Fuerza total de diseño	14/2
14.3 Especificaciones de las fuerzas laterales para equipos	14/3
14.4 Movimiento relativo de anclajes de equipos	14/3
14.5 Diseños alternativos	14/3

Capítulo 15

Diagnóstico y adecuación sísmica	15/1
15.1 Generalidades	15/1
15.2 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes	15/1

15.3 Adecuación sísmica de estructuras existentes	15/2
15.4 Renovación y cambio de destino de edificaciones existentes.....	15/3
15.5 Edificaciones dañadas por sismo.....	15/4
15.5.1 Observaciones generales	15/4
15.5.2 Reparación	15/4
15.5.3 Adecuación sísmica.....	15/4
15.5.4 Demolición	15/4

Capítulo 16

Requisitos para documentos de diseño, inspección y construcción	16/1
16.1 Generalidades.....	16/1
16.2 Información en planos	16/1
16.3 Documentos de diseño	16/2
16.4 Inspección y supervisión	16/2
16.5 Instrumentación.....	16/2

SECCIÓN 5

Vivienda

Capítulo 17

Vivienda unifamiliar	17/1
17.1 Generalidades	17/1
17.2 Diseño formal	17/2
17.2.1 Criterios básicos de análisis estructural	17/2
17.2.2 Criterios básicos de diseño estructural	17/2
17.3 Diseños simplificados	17/4
17.3.1 Alcance	17/4
17.3.2 Fundaciones.....	17/5
17.3.3 Paredes	17/10
17.3.4 Estabilidad lateral de las paredes	17/22
17.4 Transitorio	17/30

SECCIÓN 6

Anexos

Anexo A

Requisitos complementarios para

la mampostería estructuralA/1

A.1	Calidad de los materiales.....	A/1
A.1.1	Unidades huecas de mampostería de concreto.....	A/1
A.1.2	Unidades sólidas de concreto.....	A/2
A.1.3	Unidades de mampostería de arcilla.....	A/2
A.1.4	Mortero.....	A/2
A.1.5	Concreto de relleno de celdas de mampostería.....	A/3
A.2	Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería.....	A/3
A.3	Requisitos para las construcciones.....	A/4
A.3.1	Almacenamiento, manejo y preparación.....	A/4
A.3.2	Colocación de las unidades de mampostería.....	A/5
A.3.3	Mampostería clase A.....	A/6
A.3.4	Mampostería clase B.....	A/6
A.3.5	Mampostería clase C.....	A/7
A.4	Aseguramiento de la calidad.....	A/7
A.4.1	Generalidades.....	A/7
A.4.2	Alcance.....	A/7
A.5	Mampostería reforzada.....	A/7
A.5.1	Suposiciones de diseño.....	A/7
A.6	Diseño de muros con cargas perpendiculares a su plano.....	A/8
A.6.1	Refuerzo máximo.....	A/8
A.6.2	Cálculos de momento y desplazamiento.....	A/9
A.6.3	Muros con un carga axial de $0.04f'_m$ o menos.....	A/9
A.6.4	Muros con un carga axial mayor que $0.04f'_m$	A/10
A.6.5	Diseño por desplazamiento.....	A/10
A.7	Muros de bloques ornamentales o de vidrio.....	A/11
A.7.1	Espesor de las unidades.....	A/11
A.7.2	Dimensión de los paños.....	A/11
A.7.3	Aislamiento.....	A/11
A.7.4	Juntas marco-paño.....	A/12
A.7.5	Mortero.....	A/12
A.7.6	Refuerzo.....	A/12

Anexo B

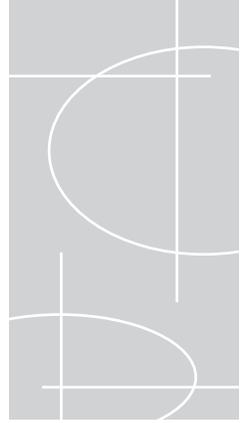
GlosarioB/1

Anexo C

SimbologíaC/1

Anexo D

Factores espectrales dinámicosD/1



Presentación

El “Código Sísmico de Costa Rica 2002” (CSCR-2002) que con orgullo ponemos en manos de la comunidad profesional y de la sociedad, es el fruto de varios años de intenso trabajo de la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica (CPCSCR), del Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos (CFIA), creada en 1974 después de la publicación del primer Código Sísmico.

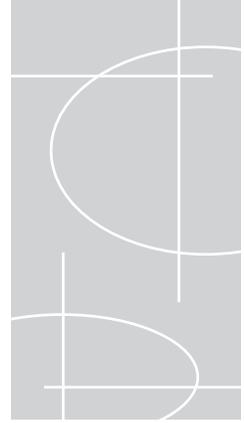
La Comisión responsable de la presente versión estuvo integrada por los siguientes ingenieros civiles: Roy Acuña, Johnny Bermúdez, Javier Cartín, Miguel Cruz, Jorge Gutiérrez, Rodolfo Herrera, María Laporte, Rafael Mora, Juan Antonio Pastor, Álvaro Poveda, Guillermo Santana, Franz Sauter y Ronald Steinvorth. A partir de enero del 2001, la Comisión contó con el efectivo apoyo del Ing. Alejandro Navas como Secretario Ejecutivo.

Para emprender su tarea, la Comisión estableció once Comités Técnicos, cada uno de los cuales tuvo a su cargo la redacción de uno o más de los diecisiete Capítulos que conforman el documento. En varios comités se contó con la valiosa colaboración de profesionales externos a la Comisión Permanente quienes, de manera generosa, aportaron conocimiento y experiencia en los campos de su especialidad: Eduardo Guevara y Marija Romanjek en Acero, Johnny Granados en Concreto, Sergio Sáenz en Cimentaciones y Alejandro Navas en Concreto, Mampostería y Vivienda. En cada comité se debió recopilar y estudiar una amplia información científica y tecnológica producida en nuestro país y en el extranjero. Debe destacarse el aporte de la Universidad de Costa Rica por medio del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME), en cuyo seno se realizaron

numerosas pruebas de materiales y componentes estructurales y se efectuaron innumerables reuniones de los comités técnicos y de su Escuela de Ingeniería Civil y su correspondiente Programa de Posgrado, cuyos profesores y estudiantes desarrollaron valiosas investigaciones analíticas y experimentales, documentadas en tesis de grado y posgrado que dieron soporte técnico a muchas de las disposiciones normativas del Código. Numerosos colegas de varias oficinas profesionales hicieron importantes aportes críticos que enriquecieron el texto. Un Comité Editorial, conformado por integrantes de la Comisión Permanente, fue el responsable de asegurar la homogeneidad y unidad de forma y estilo del documento final y de coordinar las labores de edición e impresión.

La Comisión Permanente reconoce y agradece el apoyo y la confianza que siempre ha recibido de la Junta Directiva del Colegio de Ingenieros Civiles. Asimismo, agradece el apoyo de la Junta Directiva del CFIA y la aprobación unánime de este documento por parte de su Asamblea de Representantes.

*Jorge Gutiérrez
Presidente CPCSCR
Noviembre, 2002*



Introducción

Los códigos sísmicos recogen, sintetizan y ordenan conjuntos de normas y prácticas del diseño *sismo-resistente*, producto del conocimiento científico, la praxis tecnológica, la experiencia de terremotos pasados y el sentido común, que orientan y guían al profesional responsable en procura de que las edificaciones y otras obras civiles que se diseñen y construyan de acuerdo con sus lineamientos, garanticen la vida de sus ocupantes, mantengan su integridad estructural y protejan los bienes que en ellas se alberguen, conforme a objetivos de desempeño previamente definidos.

Los 16 años transcurridos desde la publicación del Código Sísmico hasta hoy vigente (CSCR-86) han sido testigos de numerosos terremotos acaecidos en zonas urbanas densamente pobladas del mundo; esos hechos pusieron de nuevo en evidencia que el arte y la praxis de diseñar y construir obras civiles y de infraestructura capaces de resistir sismos severos, pese a los incuestionables avances experimentados en las últimas décadas, no alcanzan aún su plena madurez. Particularmente reveladoras fueron las experiencias de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995) por haber ocurrido en California y Japón, dos regiones líderes en el diseño *sismo-resistente* que, sin embargo, sufrieron daños considerables y pérdidas económicas cuantiosas. En buena medida como consecuencia de esas experiencias, fueron concebidos, financiados y ejecutados ambiciosos programas de investigación analítica y experimental, cuyos resultados, a su vez, propiciaron una revisión exhaustiva de las normativas de diseño *sismo-resistente* de muchos países.

Durante este período, nuestro país también experimentó terremotos de fuerte poder destructivo, especialmente en los años 1990 y 1991, que nos dejaron enriquecedoras lecciones y valiosos datos registrados en redes de sismógrafos y acelerógrafos que previsoramente habían sido instaladas pocos años antes. De manera complementaria, el establecimiento de modernos laboratorios para la investigación experimental y el desarrollo de programas de posgrado en ingeniería sismo-resistente en la Universidad de Costa Rica permitieron la ejecución de importantes investigaciones, que aportaron valiosos conocimientos sobre nuestros materiales y prácticas de diseño y construcción. En consecuencia, se hacía necesaria una revisión completa y profunda de la versión del Código de 1986, que incorporara de manera sistemática el numeroso y variado conocimiento generado durante este período y ofreciera a nuestros profesionales las herramientas necesarias para mejorar la seguridad sísmica de las edificaciones.

Para facilitar la transición, se ha procurado mantener una organización similar y el mayor número posible de conceptos, nomenclatura y definiciones de la versión anterior. Sin embargo, es necesario señalar que los requisitos de este Código se refieren específicamente a edificios y edificaciones similares, por lo que no es posible aplicarlos a otro tipo de estructuras cuyo comportamiento sísmico sea esencialmente diferente. Por ello, pese a que se mantiene la división en secciones utilizada en el Código anterior, éstas han sido incrementadas a cinco y tienen ahora un contenido diferente:

La Sección 1 mantiene un esquema similar a la versión de 1986 con aspectos generales de filosofía y objetivos y la definición de la demanda sísmica. Sin embargo, además del hecho ya comentado de referirse específicamente a edificaciones, presenta diferencias fundamentales en la zonificación sísmica al abandonar el concepto de mapas de isoaceleración asociados a *períodos de retorno* y sustituirlo por zonas relacionadas con la división político-administrativa (cantones y distritos) del país a las que se le asignan valores de *aceleración efectiva* en función del *sitio de cimentación*.

La Sección 2 se refiere a la determinación de las *cargas sísmicas* y los métodos de análisis; corresponde esencialmente a los ocho primeros capítulos de la versión anterior. Hay diferencias importantes en la clasificación de los *sistemas estructurales*. Esta clasificación, junto con las condiciones de regularidad en planta y en altura y las condiciones de *ductilidad* de los elementos y *componentes* estructurales, definen la *ductilidad global* asignada de la estructura, la cual es determinante en la estimación del *coeficiente sísmico*. En la definición de este parámetro se introduce también el concepto de *sobre-resistencia*, que reconoce las diferencias entre la *capacidad sismo-resistente real* y la *nominal* y que depende de los métodos de análisis y diseño. La utilización explícita de la *ductilidad* es conceptualmente muy conveniente pues permite incorporar dos métodos alternos de análisis, adicionales a los tradicionales métodos estático y dinámico. Estos métodos

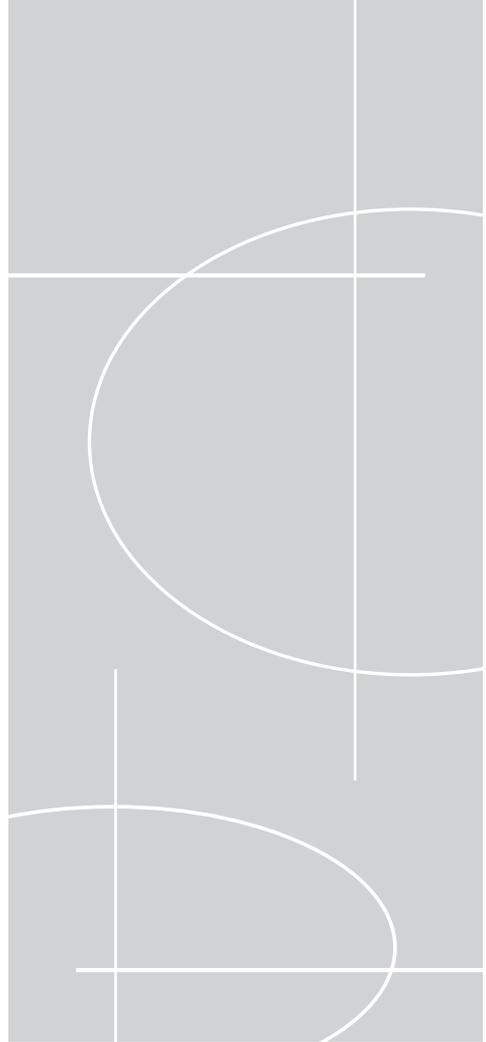
alternos establecen las bases para un diseño *sismo-resistente* basado en el desempeño, lo cual pone a nuestro Código en condición de pionero en el uso de métodos de análisis y diseño que han sido propuestos para la siguiente generación de códigos.

La Sección 3 se refiere exclusivamente al dimensionamiento y detalle de los distintos materiales estructurales: concreto, mampostería, acero y madera, y a los elementos y *componentes prefabricados* de concreto. Salvo el capítulo relacionado con la madera, cada capítulo ha sido exhaustivamente revisado y radicalmente modificado, para tomar en cuenta los profundos cambios ocurridos en las normas internacionales que le dan sustento, así como también la información experimental y la praxis tecnológica locales.

La Sección 4 contiene capítulos sobre temas diversos y complementarios, tales como obras de cimentación, sistemas y *componentes* no estructurales, diagnóstico y adecuación sísmica y requerimientos de documentación. Estos temas pertenecían a la Sección 2 de la versión anterior, pero su contenido ha sido completamente actualizado.

Finalmente, la Sección 5 se refiere al tema de la vivienda; corresponde a una revisión exhaustiva de la Sección 3 de la versión anterior. En un único capítulo se presentan métodos generales y métodos alternos de diseño simplificado, de tipo prescriptivo, aplicables a cinco sistemas constructivos de amplia difusión nacional siempre que se satisfagan ciertos requisitos mínimos.

El código incluye además cuatro anexos. El Anexo A contiene requisitos complementarios para la mampostería que, si bien no se refieren a aspectos sísmicos, son necesarios para asegurar la calidad de las edificaciones que se construyan utilizando este material. El Anexo B agrupa alfabéticamente todas las definiciones de conceptos presentes en los diferentes capítulos del Código donde, para facilitar su identificación, aparecen en letra cursiva. El Apéndice C presenta toda la simbología utilizada. Finalmente, con el fin de facilitar la entrada de datos en programas computacionales de análisis y diseño, el Apéndice D contiene los valores numéricos correspondientes a los *Factores Espectrales Dinámicos* presentados gráficamente en el Capítulo 5.



SECCIÓN 1

Filosofía, objetivos
y demanda sísmica



Filosofía y objetivos

1.1 Filosofía

- a. Este Código Sísmico establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción *sismo-resistente* de edificaciones y obras afines que se construyan en el territorio de la República de Costa Rica.
- b. Independientemente del grado de refinamiento en el análisis y diseño o de la calidad de la construcción, es necesario que todas las edificaciones estén bien concebidas en cuanto a su sistema resistente a cargas laterales y bien proyectadas en el aspecto estructural, procurando condiciones de simetría y regularidad, y una selección cuidadosa de materiales, detalles y métodos constructivos.
- c. El diseño *sismo-resistente* es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas pues ése es el efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura. Se toleran deformaciones internas que excedan el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y *componentes* se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en su resistencia que puedan afectar la integridad y estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema.
- d. Las disposiciones contenidas en este Código representan requisitos mínimos en procura de un adecuado desempeño de las edificaciones ante el efecto de los sismos. No obstante, la responsabilidad del diseñador no se debe limitar al cumplimiento acrítico de estas

disposiciones, sino que este debe procurar la satisfacción de los objetivos definidos en el artículo 1.2 y adoptar, de ser preciso, criterios alternativos más rigurosos que los que el Código establece.

- e. Es tácitamente aceptado que, por la naturaleza aleatoria del fenómeno sísmico y las limitaciones inherentes al conocimiento del comportamiento de materiales y estructuras durante estos fenómenos, el cumplimiento de los objetivos definidos en el artículo 1.2 sólo es alcanzable en términos probabilísticos.
- f. Por la naturaleza aleatoria y cíclica de las solicitaciones sísmicas es imperativo que las edificaciones sean construidas con materiales de probada resistencia y capacidad de deformación. En consecuencia se prohíbe el uso estructural de materiales y sistemas constructivos como el adobe, el tapial y el bahareque relleno en los *sistemas sismo-resistentes* de todas las edificaciones y obras afines a ser construidas en el territorio de la República de Costa Rica.

1.2 Objetivos

- a. Es objetivo de este Código Sísmico proteger la vida humana y la integridad física de las personas, reducir los daños materiales y las pérdidas económicas ocasionadas por los sismos y minimizar el impacto social y económico ante terremotos.
- b. Para lograr este objetivo el ingeniero responsable del diseño debe elegir un *sistema estructural* capaz de resistir las fuerzas laterales y las solicitaciones inducidas por sismo, procurando exista redundancia en el sistema y que en todo momento se mantenga la integridad estructural de todos los elementos y *componentes* de la edificación. Asimismo, debe limitar los desplazamientos inducidos por las acciones sísmicas a fin de asegurar la estabilidad estructural y reducir los daños estructurales y no-estructurales.
- c. Además el ingeniero responsable del diseño debe procurar que toda edificación y cada una de sus partes sea proyectada, diseñada y construida para que alcance ciertos *objetivos de desempeño* específicos, acordes con su importancia y funciones, tanto durante las condiciones de emergencia inmediatas al evento como durante el posterior proceso de recuperación social y económica. Para esto el Código clasifica las edificaciones según el nivel de importancia de sus funciones y les asigna distintos *objetivos de desempeño*, los cuales define mediante niveles de severidad del *sismo de diseño* y sus correspondientes valores límite de desplazamientos y deformaciones laterales, así como por requisitos específicos en la estructuración y en el

detallado de sus elementos y *componentes*. Estos *objetivos de desempeño* se definen en el inciso 4.1(b).

1.3 Alcance y limitaciones

- a. Los requisitos contenidos en este Código se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios para habitación, comercio y oficinas de uno o varios *pisos*, espacios de uso público como iglesias, escuelas, teatros, museos o salas de conciertos, edificios y naves industriales, así como bodegas, hangares o edificios para estacionamiento de automóviles, entre otros. Estos requisitos pueden también aplicarse a otro tipo de estructuras de naturaleza y comportamiento sísmico afín, tales como torres, chimeneas, tanques elevados, etc.
- b. Las especificaciones contenidas en este Código no pueden ser aplicadas a otros tipos de estructuras, tales como puentes, cuya naturaleza y comportamiento sísmico es muy diferente al de las edificaciones. Estos otros tipos de estructuras, cuando su número e importancia lo justifiquen, pueden ser objeto de normativas específicas.
- c. Tampoco son aplicables las especificaciones de este Código en aquellas obras que por su carácter singular, su gran importancia o su elevado costo deban ser objeto de metodologías específicas más refinadas tanto para definir su demanda sísmica como en los métodos de análisis o en el cálculo y detalle de sus elementos y *componentes*. Obras de este tipo, tales como represas, proyectos hidroeléctricos, grandes puentes, obras portuarias, oleoductos, refinerías, complejos industriales especiales o de alta peligrosidad, etc. deben ser objeto de estudios de amenaza sísmica específicos para sus sitios de ubicación, y se debe definir un conjunto de *objetivos de desempeño* de acuerdo con su importancia, vida económica útil y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno.
- d. Las disposiciones contenidas en este Código buscan salvaguardar las edificaciones de los efectos de las vibraciones severas del terreno producidas por los sismos. No se consideran otros efectos nocivos de los sismos tales como asentamientos excesivos, deslizamientos, licuación de suelos o ruptura del terreno por fallamiento superficial. El ingeniero responsable del diseño debe verificar que el sitio elegido no presenta este tipo de riesgos o, en su defecto, se deben tomar las provisiones para controlar sus posibles daños.
- e. Este Código hace referencia a artículos y disposiciones de otros códigos nacionales y extranjeros. Se entiende que el Código se refiere específicamente a las versiones vigentes al momento de la revisión final del presente documento, en el mes de setiembre del 2002, a saber:

- i) American Standards for Testing and Materials, ASTM 2002.
- ii) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318-R02), American Concrete Institute, ACI, 2002.
- iii) Código de Cimentaciones de Costa Rica, 1994.
- iv) International Building Code, IBC, BOCA, ICBO, SBCCI, 2000.
- v) Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC), third edition, 1999.
- vi) Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections, American Institute of Steel Construction (AISC), 2000.
- vii) Load and Resistance Factor Design Specification for Single Angle Members, American Institute of Steel Construction (AISC), 2000.
- viii) Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute(AISI), Edition 1996.
- ix) Structural Welding Code-Steel American Welding Society (AWS), ANSI/AWS D 1.1:2000.
- x) Specification for Structural Joints Using ASTM A 325 on A 490 Bolts, Research Council on Structural Connections,2000.
- xi) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Illinois, ANSI/AISC SSPEC-2002.
- xii) Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction (ASCE-16-95), American Society of Civil Engineers, 1995.

No obstante, el ingeniero responsable del diseño debe tener presentes las reformas y cambios a dichos códigos posteriores a esta fecha, incorporando aquellos cambios que considere pertinentes y necesarios, siempre en procura del mejor diseño y de la mayor seguridad.

1.4 Suposiciones generales

En la redacción de este Código se ha tenido por cierto que:

- a. La estructura es diseñada por profesionales responsables, poseedores de criterios y conceptos adecuados de estructuración y diseño *sismo-resistente*, con conocimientos y experiencia acordes con la importancia de la edificación.
- b. Durante el proceso constructivo hay una inspección eficaz que garantice un adecuado control de calidad.

-
- c. La construcción es ejecutada por personal adecuadamente calificado y experimentado.
 - d. Los materiales estructurales cumplen con todos los requerimientos previamente especificados.
 - e. La estructura recibe un mantenimiento adecuado durante toda su vida útil.
 - f. En caso de daños durante un sismo, la estructura es debidamente reparada para restituir y, de ser necesario, incrementar, su capacidad resistente a sismos y adecuarla sísmicamente para que satisfaga los *objetivos de desempeño* definidos en el inciso 4.1(b).



Demanda sísmica

2.1 Zonificación sísmica

Para efectos de este Código se divide al país en tres *zonas sísmicas* de sismicidad ascendente denominadas Zonas II, III y IV, las cuales se representan gráficamente en la Fig. 2.1. En la Tabla 2.1 se presenta la asignación de la *zona sísmica* correspondiente a todos los cantones o, cuando es necesario, los distritos del país.

TABLA 2.1. Zonas sísmicas según provincias, cantones y distritos.

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
1. San José	1 San José	Todos	III
	2 Escazú	Todos	III
	3 Desamparados	Todos	III
	4 Puriscal	Todos	III
	5 Tarrazú	Todos	III
	6 Aserri	Todos	III
	7 Mora	Todos	III
	8 Goicoechea	Todos	III
	9 Santa Ana	Todos	III
	10 Alajuelita	Todos	III
	11 Vázquez de Coronado	Todos	III
	12 Acosta	Todos	III
	13 Tibás	Todos	III

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
	14 Moravia	Todos	III
	15 Montes de Oca	Todos	III
	16 Turrubares	Todos	III
	17 Dota	Todos	III
	18 Curridabat	Todos	III
	19 Pérez Zeledón	Todos	III
	20 León Cortés	Todos	III
2. Alajuela	1. Alajuela	1. Alajuela	III
		2. San José	III
		3. Carrizal	III
		4. San Antonio	III
		5. Guácima	III
		6. San Isidro	III
		7. Sabanilla	III
		8. San Rafael	III
		9. Río Segundo	III
		10. Desamparados	III
11. Turrúcares		III	
12. Tambor		III	
13. La Garita		III	
14. Sarapiquí		II	
	2 San Ramón	Todos	III
	3 Grecia	1. Grecia	III
		2. San Isidro	III
		3. San José	III
		4. San Roque	III
		5. Tacaes	III
		6. Río Cuarto	II
		7. Puente de Piedra	III
		8. Bolívar	III
	4. San Mateo	Todos	III
	5. Atenas	Todos	III
	6. Naranjo	Todos	III
	7. Palmares	Todos	III
	8. Poás	Todos	III
	9. Orotina	Todos	III
	10. San Carlos	1. Quesada	II
		2. Florencia	II
		3. Buena Vista	II
		4. Aguas Zarcas	II
		5. Venecia	II
		6. Pital	II
		7. Fortuna	II
		8. Tigra	III

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
		9. Palmera	II
		10. Venado	II
		11. Cutris	II
		12. Monterrey	II
		13. Pocosal	II
	11. Alfaro Ruiz 12. Valverde Vega 13. Upala 14. Los Chiles 15. Guatuso	Todos	III
		Todos	III
		Todos	II
		Todos	II
		Todos	II
3. Cartago	1 Cartago 2 Paráiso 3 La Unión 4 Jiménez 5 Turrialba 6 Alvarado 7 Oreamuno 8 El Guarco	Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos	III III III III III III III III
4. Heredia	1. Heredia 2. Barva 3. Santo Domingo 4. Santa Bárbara 5. San Rafael 6. San Isidro 7. Belén 8. Flores 9. San Pablo 10. Sarapiquí	Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos	III III III III III III III III III II
5. Guanacaste	1. Liberia 2. Nicoya 3. Santa Cruz 4. Bagaces 5. Carrillo 6. Cañas 7. Abangares 8. Tilarán 9. Nandayure 10. La Cruz	Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos Todos 1. La Cruz 2. Santa Cecilia	III IV IV III IV III III III IV III II

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
		3. La Garita	II
		4. Santa Elena	III
	11. Hojancha	1. Hojancha	IV
6. Puntarenas	1. Puntarenas	1. Puntarenas	III
		2. Pitahaya	III
		3. Chomes	III
		4. Lepanto	IV
		5. Paquera	IV
		6. Manzanillo	III
		7. Guacimal	III
		8. Barranca	III
		9. Monte Verde	III
		10. Cóbano	IV
		11. Chacarita	III
	2. Esparza	Todos	III
	3. Buenos Aires	Todos	III
	4. Montes de Oro	Todos	III
	5. Osa	1. Cortés	III
		2. Palmar	III
		3. Sierpe	IV
		4. Bahía Ballena	III
		5. Piedras Blancas	IV
	6. Aguirre	Todos	III
	7. Golfito	Todos	IV
	8. Coto Brus	Todos	III
	9. Parrita	Todos	III
	10. Corredores	Todos	IV
	11. Garabito	Todos	III
7. Limón	1. Limón	Todos	III
	2. Pococí	Todos	II
	3. Siquirres	1. Siquirres	III
		2. Pacuarito	III
		3. Florida	II
		4. Germania	II
5. Cairo		II	
6. Alegría		II	
	4. Talamanca	Todos	III
	5. Matina	Todos	III
	6. Guácimo	Todos	II

Nota: las islas del Golfo de Nicoya y la Isla del Coco se consideran dentro de la zona IV. Otras islas son asignadas a la Zona costera más cercana.

Fuente: División Territorial Administrativa de la República de Costa Rica, MEIC 1997.

2.2 Sitios de cimentación

- a. Para considerar el efecto de las condiciones locales del suelo en la demanda sísmica, y en ausencia de estudios más refinados de amplificación dinámica, se establece la siguiente clasificación de los *sitios de cimentación*:

i) Sitio Tipo S₁

Un perfil de suelo con alguna de las siguientes características:

Un material semejante a la roca, caracterizado por una velocidad de onda cortante superior a 760 m/s o por otros medios adecuados de clasificación.

Condiciones de suelo rígido o denso, donde la profundidad del suelo es menor de 50 m.

ii) Sitio Tipo S₂

Un perfil de suelo con condiciones predominantemente de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido, cuya profundidad excede los 50 m.

iii) Sitio Tipo S₃

Un perfil de suelo con más de 6 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o de suelos no cohesivos de poca o media densidad. No incluye perfiles de más de 12 m de arcilla suave.

iv) Sitio Tipo S₄

Un perfil de suelo caracterizado por una velocidad de onda cortante menor de 150 m/s o con más de 12 m de arcilla suave.

- b. El tipo de *sitio de cimentación* es establecido a partir de datos geotécnicos debidamente sustentados. Cuando las propiedades del sitio no se conozcan con suficiente detalle se supone un *sitio de cimentación* Tipo S₃, salvo que el ingeniero responsable del diseño considere que el Tipos S₄ pueda corresponder al sitio en consideración.

2.3 Severidad sísmica

- a. Se definen como *sismos severos* aquellos cuya sacudida sísmica tienen una *probabilidad de excedencia* del 10% durante la vida útil de la estructura. Para una vida útil de 50 años, esto corresponde aproximadamente a sismos con un *período de retorno* de 500 años.
- b. Se definen como *sismos extremos* aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 50% mayor a la de los *sismos severos* para el mismo sitio.

- c. Se definen como *sismos moderados* aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% menor a la de los *sismos severos* para el mismo sitio.

2.4 Aceleración pico efectiva de diseño

- a. Con base en la *zonificación sísmica* y el *sitio de cimentación* se establecen los siguientes valores de aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , como parámetro indicador de la sacudida sísmica correspondiente a un *período de retorno* de 500 años.

TABLA 2.2. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , para un período de retorno de 500 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0.20	0.30	0.40
S ₂	0.24	0.33	0.40
S ₃	0.28	0.36	0.44
S ₄	0.34	0.36	0.36

- b. Cuando, de acuerdo con consideraciones de importancia y riesgo, la edificación deba diseñarse para otros niveles de severidad sísmica, la aceleración pico efectiva de diseño a_{ef} de la Tabla 2.2 se multiplica por un *factor de importancia*, I . Conforme al artículo 2.3 y Tabla 4.1, este factor tiene valores de 1.5 para *sismos extremos* y de 0.75 para *sismos moderados*. La clasificación de las edificaciones según su importancia y riesgo se presenta en la Tabla 4.1. Los valores de a_{ef} e I son utilizados en el cálculo del *coeficiente sísmico*, C , conforme a las indicaciones del Capítulo 5.
- c. Durante el proceso constructivo, las *fuerzas sísmicas* correspondientes no pueden ser menores de las que se obtienen al utilizar un *coeficiente sísmico* calculado conforme a las indicaciones del Capítulo 5 pero con un 10% del producto ($a_{ef} I$) utilizado en el diseño definitivo y con una *ductilidad global asignada* y una *sobre-resistencia* iguales a la unidad ($\mu=1$; $SR=1$).

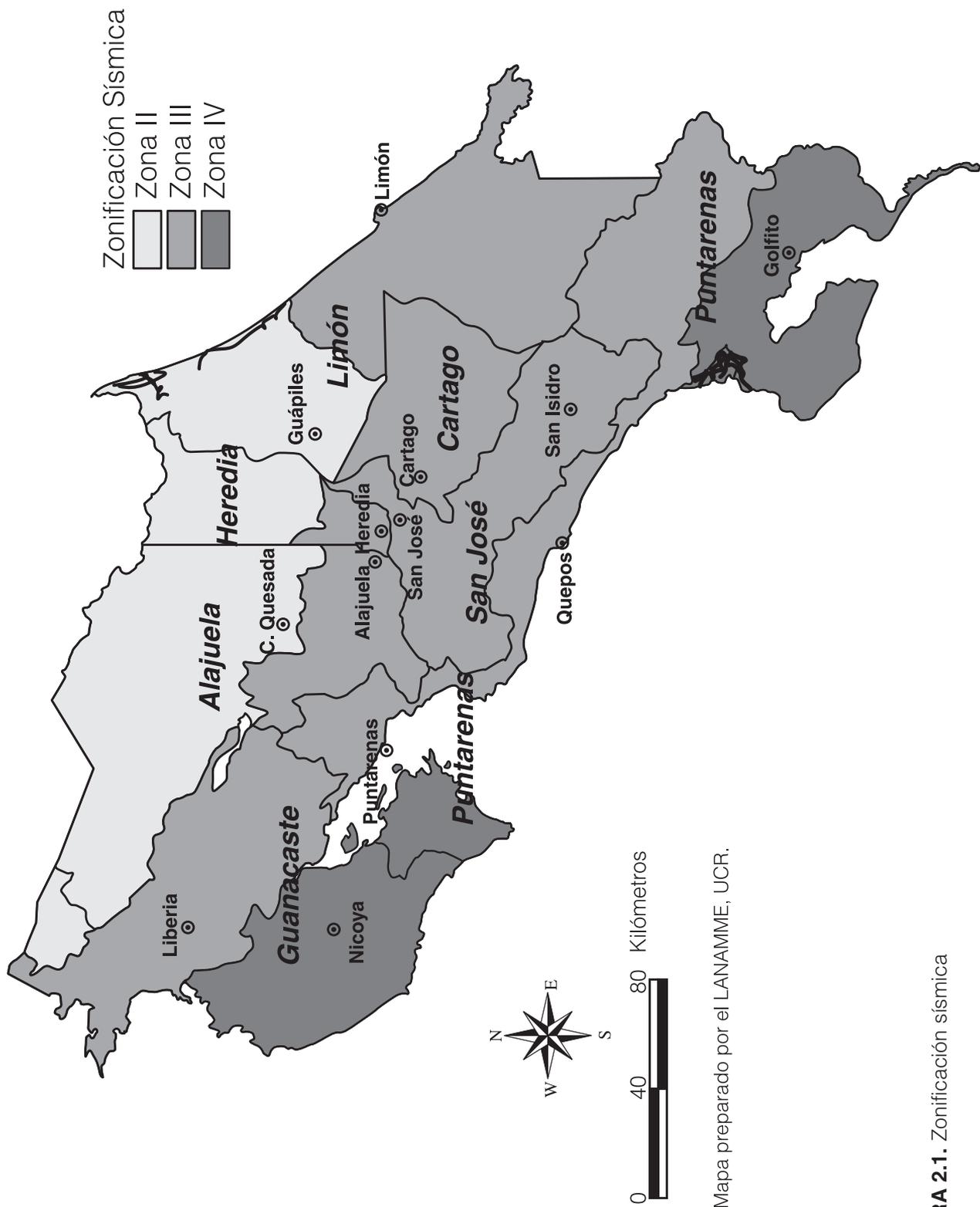
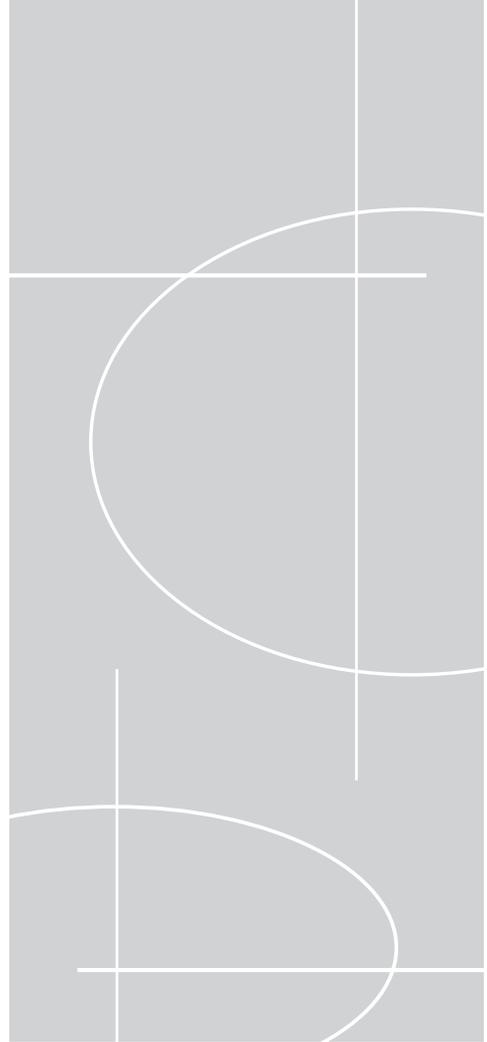


FIGURA 2.1. Zonificación sísmica



SECCIÓN 2

Determinación de cargas y
análisis de edificaciones

Consideraciones generales

- a. Los requisitos de esta Sección (Capítulos del 3 al 7) reglamentan los procedimientos para la determinación de las cargas y para el análisis de edificaciones y obras similares y sus *componentes*.
- b. Toda edificación debe tener un *sistema estructural* compuesto por uno o varios *sistemas sismo-resistentes*, de resistencia, rigidez y *ductilidad* apropiadas, capaces de transmitir todas las fuerzas, por medio de una o preferiblemente de varias trayectorias continuas y redundantes, desde su punto de aplicación hasta los cimientos de la estructura y resistir deformaciones internas compatibles con los desplazamientos laterales correspondientes a la *ductilidad global asignada*, sin pérdida sensible de su capacidad. Para esto el *sistema estructural* de la edificación se debe diseñar para resistir todas las combinaciones de cargas definidas en el artículo 6.2, y cumplir además con los requisitos del diseño generales y específicos de la Sección 3 de esta normativa.
- c. En todo diseño *sismo-resistente* que considere una respuesta inelástica de la estructura, es decir que defina una *ductilidad global asignada* mayor a la unidad, el diseñador debe identificar las trayectorias de las *fuerzas sísmicas* desde su origen hasta la cimentación y clasificar los diversos *componentes* y elementos estructurales en dúctiles y frágiles. Para que el *sistema estructural* desarrolle la *ductilidad global asignada* es necesario que, en los *sistemas sismo-resistentes*, los elementos y *componentes* dúctiles siempre alcancen su capacidad última antes que ninguno de los *componentes frágiles* del *sistema estructural*. De esta manera, los elementos y *componentes* dúctiles empiezan a deformarse

inelásticamente y actúan como fusibles que previenen la falla indeseable de los elementos frágiles, garantizando la *ductilidad global asignada* al *sistema estructural*. Adicionalmente, todos los elementos y *componentes* del *sistema estructural* deben ser capaces de deformarse de manera compatible con los desplazamientos presentes durante la acción sísmica, sin que pierdan su capacidad de resistir las cargas gravitacionales presentes durante el sismo.

- d. Como resultado del diseño estructural y del proceso constructivo, todo *sistema estructural* posee una *capacidad real sismo-resistente* que es mayor a la *capacidad nominal sismo-resistente*, siendo la *sobre-resistencia*, *SR*, la razón entre ambas capacidades. El diseñador puede utilizar la *sobre-resistencia* reduciendo en este factor el *coeficiente sísmico*, *C*, del Capítulo 5. No obstante para asegurar la integridad estructural de los elementos y *componentes* frágiles, éstos se deben diseñar para resistir *fuerzas sísmicas* incrementadas por el valor de la *sobre-resistencia*, tal como se señala en el inciso 6.2(b).
- e. En la medida de lo posible, los entrepisos deben ser analizados y diseñados para que se comporten como *diafragmas rígidos* en su propio plano, capaces de distribuir las *fuerzas sísmicas* entre los *sistemas sismo-resistentes*, de acuerdo con sus respectivas rigideces y capacidades. El profesional responsable del diseño debe verificar que la rigidez y capacidad estructural de los *diafragmas* es la adecuada para cumplir con estos requerimientos. Los *diafragmas* de entrepiso se consideran *componentes* frágiles y, por consiguiente, deben diseñarse para resistir los cortantes y torsores incrementados por el valor de *sobre-resistencia*, tal como lo señala el inciso 6.2 (b). Cuando los entrepisos no se diseñen como *diafragmas rígidos*, cada uno de los *sistemas sismo-resistentes* debe ser capaz de resistir, de manera individual, las *fuerzas sísmicas* correspondientes a sus respectivas áreas tributarias. En este caso la *ductilidad global asignada* de la estructura no puede ser superior a 1.5, según Nota (c) de la Tabla 4.3.



Clasificación de las estructuras y sus componentes

4.1 Clasificación de las edificaciones según importancia y riesgo y definición de objetivos de desempeño

- a. Toda edificación debe ser clasificada según la importancia y riesgo de su ocupación o función conforme a la Tabla 4.1. A cada grupo le corresponde un *factor de importancia*, I , el cual define la severidad sísmica para la cual se debe diseñar, según el artículo 2.3.
- b. Con base en la clasificación de la Tabla 4.1, se establecen los siguientes *objetivos de desempeño*:
 - i) En edificaciones de Ocupación Normal y ante *sismos severos* ($I=1.0$ según artículo 2.3 y Tabla 4.1), se protege la vida de ocupantes y transeúntes, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos *componentes* no estructurales capaces de causar daño. La edificación debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo, permitiendo una segura evacuación de sus ocupantes, aunque podría sufrir daños en su estructura o en sus *componentes* no estructurales.
 - ii) En edificaciones de Ocupación Especial y ante *sismos severos* ($I=1.0$ según artículo 2.3 y Tabla 4.1), se protege la vida de ocupantes y transeúntes. La edificación no sólo debe mantener su integridad estructural, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos *componentes* no estructurales capaces de

TABLA 4.1. Clasificación de edificaciones según importancia y riesgo.

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor I
A	Edificaciones e instalaciones Esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al Grupo A. Tanques de almacenamiento de agua y productos esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.50
B	Edificaciones e instalaciones Riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla puedan poner en peligro otras edificaciones de los Grupos A y B.	1.50
C	Edificaciones de Ocupación Especial.	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor a 300 estudiantes. Edificios usados para colegios o educación para adultos con una capacidad mayor a 500 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes incapacitados, pero no incluidas en el Grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor a 5000 personas no incluidas en los Grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía, y otras instalaciones públicas no incluidas en el Grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00
D	Edificaciones de Ocupación Normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los Grupos A, B, C y E.	1.00
E	Edificaciones Misceláneas	Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia cuando no representan riesgo elevado a transeúntes. Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75

causar daño, sino que se debe prevenir la ocurrencia de daños en la estructura y en todos aquellos *componentes* y sistemas no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propios de la edificación.

- iii) En edificaciones e instalaciones Riesgosas y ante *sismos extremos*, ($I=1.5$ según artículo 2.3 y Tabla 4.1), además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe prevenir la ocurrencia de daños en la estructura y en sus *componentes* y sistemas no estructurales cuando éstos puedan causar daños severos en la población o en el ambiente.
- iv) En edificaciones e instalaciones Esenciales y ante *sismos extremos* ($I=1.5$ según artículo 2.3 y Tabla 4.1), además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe prevenir la ocurrencia de daños en la estructura y en aquellos *componentes* y sistemas no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propios de la edificación.
- v) En edificaciones Misceláneas, se debe asegurar el mismo desempeño definido para las edificaciones de Ocupación Normal pero para *sismos moderados*, ($I=0.75$ según artículo 2.3 y Tabla 4.1).

Para procurar el cumplimiento de estos *objetivos de desempeño* se establecen los requisitos señalados en la Tabla 4.2 para cada categoría de edificación.

4.2 Clasificación de los sistemas estructurales

Las recomendaciones de esta normativa tienen como referencia a los siguientes tipos de *sistema estructural*, clasificados según sus propiedades geométricas, físicas y estructurales:

4.2.1 Tipo marco

Se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las *fuerzas sísmicas* por medio de *sistemas sismo-resistentes* constituidos por *marcos* de concreto reforzado, acero o madera, vinculados o no, por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada *nivel*. No forman parte de este tipo los *sistemas estructurales* constituidos exclusivamente por columnas y losas planas, los cuales se prohíben expresamente como *sistemas sismo-resistentes*.

4.2.2 Tipo dual

Se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las *fuerzas sísmicas* por medio de *sistemas sismo-resistentes* constituidos por: a)

TABLA 4.2. Requisitos para el cumplimiento de los objetivos de desempeño.

Categoría de edificación según importancia	Posibilidad de Irregularidad severa (1)	Limites a los desplazamientos relativos (2)	Requisitos de ductilidad local (3)
A. Esencial	Se prohíbe (4)	Severo	Óptima
B. Riesgosa	Se prohíbe	Normal	Moderada u óptima
C. Especial	Se prohíbe	Severo	Moderada u óptima
D. Normal	Se permite	Normal	Moderada u óptima
E. Miscelánea	Se permite	Normal	Moderada u óptima

(1) La condición de irregularidad severa se define en el inciso 4.3.4.
(2) Los límites normales y severos de los desplazamientos relativos se definen en la Tabla 7.2.
(3) La *ductilidad local* moderada y óptima se definen en el inciso 4.4.1
(4) En la medida de lo posible las edificaciones del Grupo A deben ser regulares en altura y planta según los incisos 4.3.1 y 4.3.2.

marcos de concreto reforzado, acero o madera y b) por *muros* de concreto o de mampostería reforzada, *marcos arriostrados* de concreto reforzado, acero o madera. También se incluyen dentro de este tipo los *sistemas sismo-resistentes* constituidos por *marcos parcialmente arriostrados*, solos o en combinación con alguno de los sistemas (a) y (b) anteriores. Estos sistemas están vinculados o no por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada *nivel*.

En cada *nivel*, para los *marcos* de los sistemas duales, la capacidad al cortante de sus columnas, calculada como la suma de su capacidad a flexión en los extremos superior e inferior dividida por su altura libre, debe ser igual o mayor al 25% de la fuerzas cortantes de diseño obtenidas del análisis. En caso contrario, la edificación se considera como tipo *muro*, y los *marcos* no se consideran como parte de los *sistemas sismo-resistentes*.

4.2.3 Tipo muro

Se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las *fuerzas sísmicas* por medio de *sistemas sismo-resistentes* constituidos por: a) *marcos arriostrados* de concreto reforzado, acero o madera y/o b) por *muros*

de concreto o *mampostería reforzada*, comportándose de manera independiente o combinada, vinculados o no por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada *nivel*.

4.2.4 Tipo voladizo

Se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las *fuerzas sísmicas* por medio de *sistemas sismo-resistentes* formados exclusivamente por una o varias columnas o *muros* que actúan esencialmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrados en la base, tales como cubiertas (tipo péndulo invertido), tanques elevados, chimeneas, torres y naves industriales que presenten esta estructuración.

4.2.5 Tipo otros

Se incluyen dentro este último tipo, aquellas edificaciones cuyo sistema *sismo-resistente* está compuesto por estructuraciones, elementos o materiales diferentes a los explícitamente descritos en los tipos estructurales *marco*, *dual*, *muro* y voladizo, salvo que se demuestre mediante pruebas experimentales y cálculos analíticos que son capaces de un desempeño similar al de alguno de estos tipos.

4.3 Clasificación de las edificaciones según la regularidad

4.3.1 Regularidad en altura

Se considera que una edificación de varios *pisos* es regular en altura cuando satisface cada uno de los requisitos siguientes:

- a. Todos los *sistemas sismo-resistentes* son continuos desde la cimentación hasta el *nivel* superior, sin discontinuidades o desfases horizontales en ningún *nivel*.
- b. La dimensión horizontal de cada *sistema sismo-resistente* en cualquier *nivel* no difiere en más de un 30 % de la correspondiente a sus *niveles* adyacentes.
- c. La rigidez de traslación lateral correspondiente a cada *piso* no difiere en más de un 30 % de la rigidez de los *pisos* adyacentes. Para estos efectos, la rigidez de un *piso* se puede calcular suponiendo que los elementos verticales de ese *piso* están empotrados en los *niveles* superior e inferior. Para *pisos* que contengan entresuelos (“mezzanines”) o *niveles* interrumpidos, el cálculo de su rigidez se hace para la altura

total del *piso*, con la debida consideración de los efectos del entresuelo (“mezzanine”) o *nivel* interrumpido, en las columnas o *muros* que estén ligados a él.

- d. Los *diafragmas* de todos los niveles, salvo el nivel de techo son *diafragmas rígidos*.
- e. La capacidad en cortante de cada *piso* en ambas direcciones horizontales no es menor a la capacidad del *piso* inmediatamente superior ni menor al 50 % de la capacidad del *piso* inmediatamente inferior.
- f. El *peso* de los entrepisos, calculado para efectos de determinar las *fuerzas sísmicas* según el inciso 6.1(e) no difiere en más de un 50% de los *pesos* de entrepisos adyacentes. Quedan exentos de este requisito el techo o *nivel* superior de *peso* menor al del entrepiso adyacente y los *niveles* de sótano.
- g. La proyección, en un plano horizontal, de los *centros de masa* de todos los *niveles* está circunscrita por un rectángulo de dimensiones iguales a un 10 % de las máximas dimensiones del edificio en cada dirección ortogonal. Igual restricción deben satisfacer los *centros de rigidez* calculados según 4.3.2(a).

Excepción. Se exceptúan de estos requisitos las casetas de maquinaria y otras estructuras menores colocadas en la azotea o *nivel* superior, los sótanos de propiedades mayores a las de los *niveles* y *pisos* superiores y los entresuelos (“mezzanines”) que, para efectos del análisis de regularidad en altura, no son considerados como *niveles*.

Si se incumple alguno de los requisitos anteriores, el edificio se considera de *irregularidad moderada* en altura, salvo que se excedan los límites dados en 4.3.4(a), en cuyo caso se considera *irregular severo* en altura.

4.3.2 Regularidad en planta

Se considera que un edificio es regular en planta cuando satisface cada uno de los requisitos siguientes:

- a. En cada *nivel i* la *excentricidad*, o distancia entre los *centros de masa* y *de rigidez*, en cada una de las direcciones ortogonales *x*, y no excede en más de un 5% la dimensión en planta en la respectiva dirección.

$$e_{xi} / D_{xi} \leq 0.05 \quad [4-1]$$

$$e_{yi} / D_{yi} \leq 0.05 \quad [4-2]$$

donde:

e_{xi} , e_{yi} = componentes de la *excentricidad* en el nivel i , en las direcciones x , y , respectivamente.

D_{xi} , D_{yi} = dimensiones en planta en las direcciones x , y del nivel i .

e_{xi} , e_{yi} , se deben calcular de la siguiente forma:

$$e_{xi} = \frac{1}{K_{yi}} \sum_j (k_{yi}^j x_j) \quad [4-3]$$

$$e_{yi} = \frac{1}{K_{xi}} \sum_j (k_{xi}^j y_j) \quad [4-4]$$

donde:

$K_{xi} = \sum_j k_{xi}^j$, rigidez de traslación del nivel i en la dirección x .

$K_{yi} = \sum_j k_{yi}^j$, rigidez de traslación del nivel i en la dirección y .

k_{xi}^j, k_{yi}^j = rigidez en las direcciones x , y , de los elementos resistentes verticales j que llegan al nivel i . Deben considerarse todos los elementos verticales (columnas, muros, arriostres laterales, etc.) que vinculan el nivel i con los niveles inferior y superior. El cálculo de estas rigideces puede hacerse suponiendo al elemento empotrado en sus extremos.

x_j , y_j = componentes, en las direcciones x , y , de la distancia del *centro de masa* al elemento resistente.

De manera alternativa, se considera que se satisface el requisito (a) si se comprueba que en cada nivel, y para el modo de oscilación predominante en la dirección x , y , la rotación multiplicada por la dimensión transversal máxima del edificio en ese nivel no excede al 30% del desplazamiento del *centro de masa* para cada dirección.

b. En cada nivel i se cumplen las relaciones:

$$\frac{K_{\theta i}}{K_{xi} r_{ci}^2} \geq 2 \quad [4-5]$$

$$\frac{K_{\theta i}}{K_{yi} r_{ci}^2} \geq 2 \quad [4-6]$$

donde:

$r_{ci} = \sqrt{\frac{I_{ci}}{M_i}}$, radio de giro del nivel i con respecto a su *centro de masa*.

M_i = masa del nivel i . Corresponde al peso W_i , que se define en el artículo 6.1, dividido por la aceleración de la gravedad g .

I_{ci} = masa rotacional o momento polar de inercia del nivel i con respecto a su *centro de masa*. En su cálculo se consideran las masas en la forma indicada en el inciso 6.1(f).

$K_{\theta i} = \sum_j [k_{\theta i}^j + k_{x i}^j y_j^2 + k_{y i}^j x_j^2]$, rigidez de rotación con respecto al *centro de masa* en el nivel i .

$k_{\theta i}^j$ = rigidez de rotación en torsión de los elementos verticales resistentes j que llegan al nivel i .

Se debe prestar particular atención a los ductos de pared delgada, cerrados o abiertos.

De manera alternativa, se considera que se satisface el requisito (b), si se comprueba que el período del primer modo predominante en torsión es menor que $0.7 T_x$ y $0.7 T_y$ siendo T_x el periodo del primer modo predominante de desplazamiento en x y T_y el periodo del primer modo predominante de desplazamiento en y , definidos éstos con base en los pesos efectivos de cada modo en las direcciones x , y respectivamente.

- c. En ningún nivel la configuración en planta tiene entrantes ni reducciones mayores a un 15% de la dimensión correspondiente de la planta en ambas direcciones ortogonales.
- d. Los *diafragmas* no tienen discontinuidades ni variaciones abruptas de rigidez ni aberturas con áreas mayores al 50% del *área bruta* del *diafragma*.
- e. Los sistemas resistentes son paralelos u ortogonales entre sí o, en su defecto, simétricos con respecto a los ejes ortogonales.
- f. La estructura ofrece resistencia en al menos dos ejes diferentes en cada dirección ortogonal.

Si se incumple alguno de los requisitos de los incisos anteriores, salvo el 4.3.2(f), la edificación se considera *irregular moderada* en planta. Si se incumple el requisito 4.3.2(f), o si se exceden los límites dados en 4.3.4(b), se considera *irregular severa* en planta.

4.3.3 Irregularidad moderada

Todo edificio que no cumple los requisitos de regularidad en altura y en planta de los incisos 4.3.1 y 4.3.2, se considera con *irregularidad moderada*

salvo que se incumpla el requisito 4.3.2(f) o que se excedan los límites del inciso 4.3.4.

4.3.4 Irregularidad severa

Los edificios irregulares en planta o en altura se consideran de *irregularidad severa* cuando presenten cualesquiera de las siguientes condiciones:

- a. Irregularidad severa en altura:** Se presenta cuando la rigidez lateral de un *piso* cualquiera es menor al 60% de la rigidez del *piso* inmediatamente superior o su capacidad en cortante es menor al 80% de la capacidad del *piso* superior.
- b. Irregularidad severa en planta.** Se presenta cuando en algún *nivel i* la *excentricidad* en cualesquiera de las direcciones ortogonales excede en más de un 25% de la dimensión de esa planta, en la respectiva dirección:

$$e_{xi} / D_{xi} > 0.25 \quad [4-7]$$

$$e_{yi} / D_{yi} > 0.25 \quad [4-8]$$

También se presenta *irregularidad severa* en planta cuando se incumpla el requisito 4.3.2(f) o se presente alguna de las siguientes relaciones:

$$\frac{K_{\theta i}}{K_{xi} r_{ci}^2} \leq 1.1 \quad [4-9]$$

$$\frac{K_{\theta i}}{K_{yi} r_{ci}^2} \leq 1.1 \quad [4-10]$$

Excepción: se exceptúan de estos requisitos los entresuelos (“mezzanines”).

4.4 Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes

4.4.1 Elementos, componentes y uniones dúctiles y frágiles

Los elementos, *componentes* y uniones que forman parte de los *sistemas sismo-resistentes* de un edificio se clasifican como frágiles o dúctiles:

- a. Se clasifican como *elementos, componentes y uniones frágiles*, o gobernados por fuerzas, aquellos que son incapaces de mantener al menos un 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones exceden el doble de las deformaciones correspondientes a dicha capacidad. Tal como lo señala el inciso 6.2(b), estos elementos, *componentes* y uniones se deben

calcular con *cargas sísmicas* incrementadas por el factor de *sobre-resistencia SR*. Conforme al inciso 3 (e), los *diafragmas rígidos* de entrepiso se consideran *componentes frágiles*.

- b. Se clasifican como *elementos, componentes y uniones dúctiles* o gobernados por desplazamientos todos aquellos capaces de resistir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, manteniendo al menos el 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones excedan el doble de las deformaciones correspondientes a dicha capacidad máxima. Adicionalmente, estos elementos, *componentes* y uniones deben ser capaces de resistir deformaciones compatibles con los niveles de desplazamientos relativos máximos especificados en la Tabla 7.2 para la estructura en consideración.

Con el propósito de definir la *ductilidad global asignada*, conforme a la Tabla 4.3, los *elementos, componentes y uniones dúctiles* se clasifican a su vez en:

- i) *Elementos, componentes y uniones de ductilidad local óptima*. Pertenecen a esta clasificación los elementos de concreto reforzado, de mampostería y de acero diseñados y detallados conforme a los requisitos para *ductilidad local óptima* de los Capítulos 8, 9 y 10, así como los elementos, *componentes* y uniones de éstos u otros materiales estructurales que, en pruebas experimentales, demuestren ser capaces de resistir deformaciones cíclicas correspondientes a desplazamientos relativos de entrepiso de 0.025 o más de la altura del piso sin que su capacidad se reduzca a menos de un 80% de su capacidad máxima.
- ii) *Elementos, componentes y uniones de ductilidad local moderada*. Son los *elementos, componentes y uniones dúctiles* de concreto, *mampostería*, acero y madera que cumplen con los requisitos mínimos especificados en los Capítulos 8, 9, 10 y 11.

Con el propósito de definir la *ductilidad global asignada* conforme a la Tabla 4.3, el *sistema estructural* se clasifica como de *ductilidad local óptima* o moderada de acuerdo con la clasificación correspondiente de aquellos elementos y *componentes* cuya *ductilidad* sea determinante para asegurar el comportamiento dúctil del *sistema estructural*.

4.4.2 Ductilidad global asignada

La *ductilidad global asignada* μ para cada uno de los tipos estructurales del artículo 4.2, se define en la Tabla 4.3 según las clasificaciones de la regularidad del *sistema estructural*, artículo 4.3, y de la *ductilidad local* de los *componentes* y uniones según inciso 4.4.1.

TABLA 4.3. Ductilidad global asignada, μ , según sistema estructural, regularidad de la estructura y ductilidad local.

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	4.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		2.0
dual d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		1.5
muro d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0

Continúa en la página siguiente

Continuación de la Tabla 4.3

Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.5
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

Esta tabla clasifica a los sistemas estructurales con una sola *ductilidad global asignada* para ambas direcciones de análisis. Si la *ductilidad global asignada* fuese diferente en cada una de las dos direcciones ortogonales del edificio, se debe utilizar la menor de las dos en ambas direcciones, excepto si el sistema se diseña para que permanezca elástico en alguna de sus direcciones (*ductilidad global asignada* igual a uno). En todo caso, los detalles de refuerzo en cada dirección corresponden al tipo estructural correspondiente.

Notas:

- Quando el *sistema estructural* contenga elementos y *componentes* de concreto prefabricado que sean parte de los *sistemas sismo-resistentes*, la *ductilidad global* es de 1.5, salvo que el ingeniero responsable del diseño justifique un valor mayor con el respaldo de pruebas experimentales y cálculos analíticos.
- Los edificios con *irregularidades severas*, según inciso 4.3.4, tienen una *ductilidad global* de 1.0, salvo que el ingeniero responsable del diseño justifique un valor mayor. En ningún caso la *ductilidad global asignada* puede ser mayor que la correspondiente de estructuras de *irregularidad moderada*.
- Los sistemas estructurales constituidos por *muros*, *marcos* y *marcos arriostrados* que no estén vinculados por entresijos que se comportan como *diafragmas rígidos*, según inciso (e) del Capítulo 3, no pueden tener una *ductilidad global asignada* mayor a 1.5.
- Para estructuras tipo voladizo, se debe utilizar una *ductilidad global asignada* de 1.0 en el diseño de las fundaciones.
- Para las estructuras de acero tipo OMF y OCBF, según se definen en el Capítulo 10, se debe utilizar una *ductilidad global asignada* de 1.5.



Coeficiente sísmico

El *coeficiente sísmico*, C , se obtiene a partir de siguiente fórmula:

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR} \quad [5-1]$$

donde:

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño, expresada como fracción de la gravedad, obtenida en la Tabla 2.2 para la *zona sísmica* y el *sitio de cimentación* correspondientes a la edificación.

I = *factor de importancia* de la edificación, según Tabla 4.1.

FED = *factor espectral dinámico*: es la modificación en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la *zona sísmica*, del *sitio de cimentación*, de la *ductilidad global asignada* μ y del periodo. Este valor se presenta en los gráficos de la Fig. 5.1 a la Fig. 5.12 para cada *zona sísmica* y *sitio de cimentación*.

SR = *factor de sobre-resistencia* según se define en el Capítulo 3, inciso 3(d). Cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico de los artículos 7.4 y 7.5, la *sobre-resistencia* es igual a 2.0 para estructuras *tipo marco*, dual y *muro*, e igual a 1.2 para estructuras *tipo voladizo* y otros. Cuando se utilicen los métodos alternos de análisis del artículo 7.7, la *sobre-resistencia* es 1.2 sobre la capacidad última calculada en el análisis, para todos los *sistemas estructurales*.

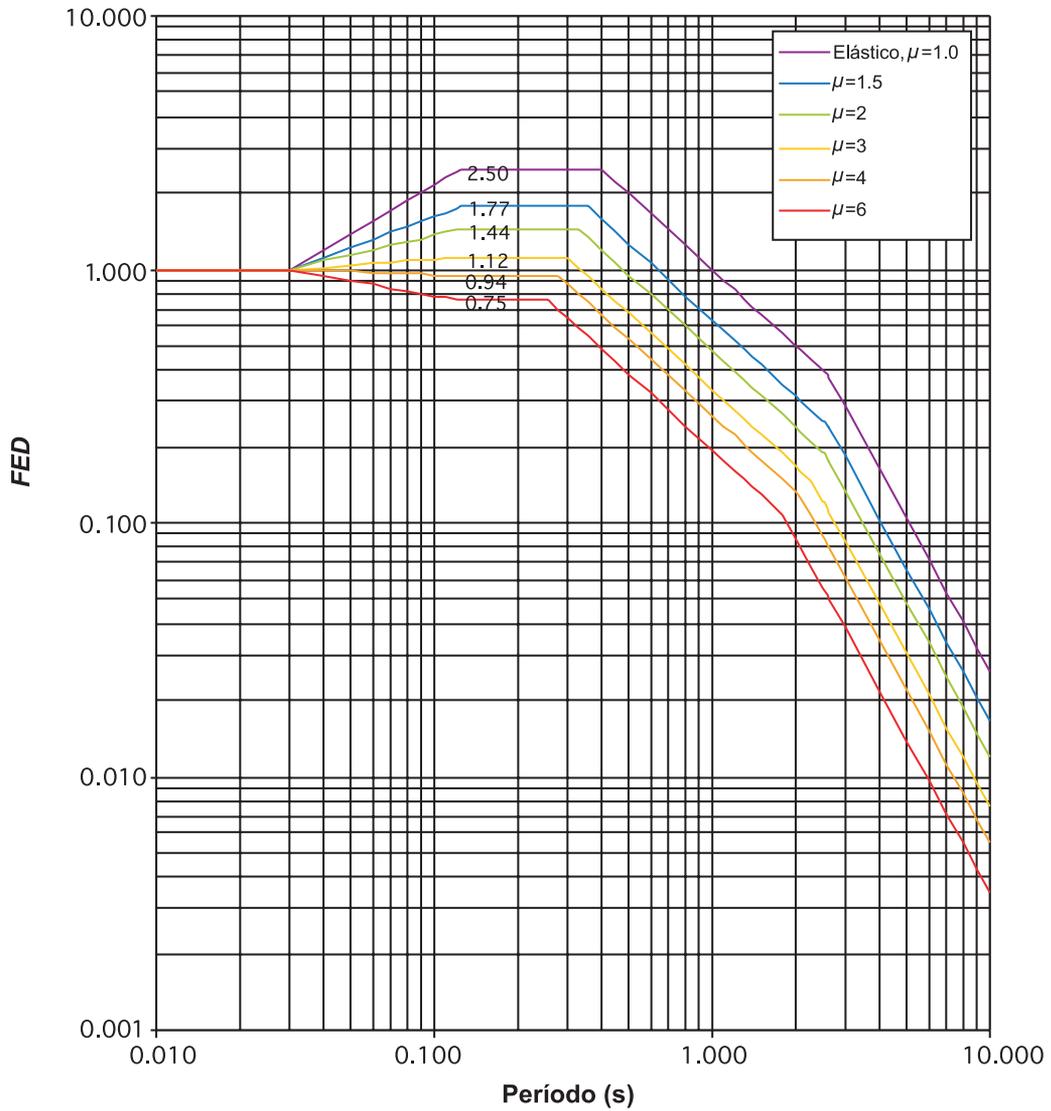


FIGURA 5.1. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_1 en Zona II (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

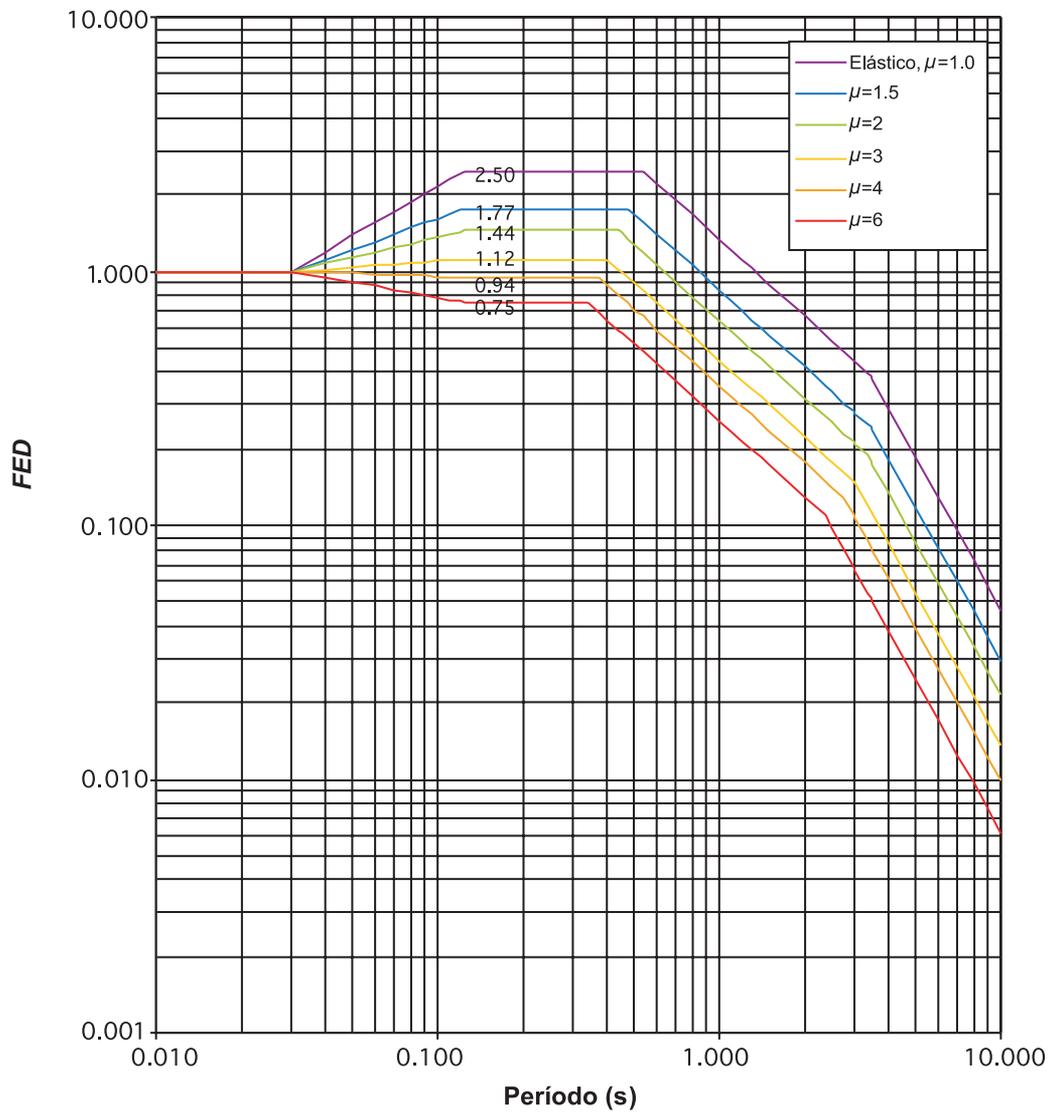


FIGURA 5.2. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_2 en Zona II (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

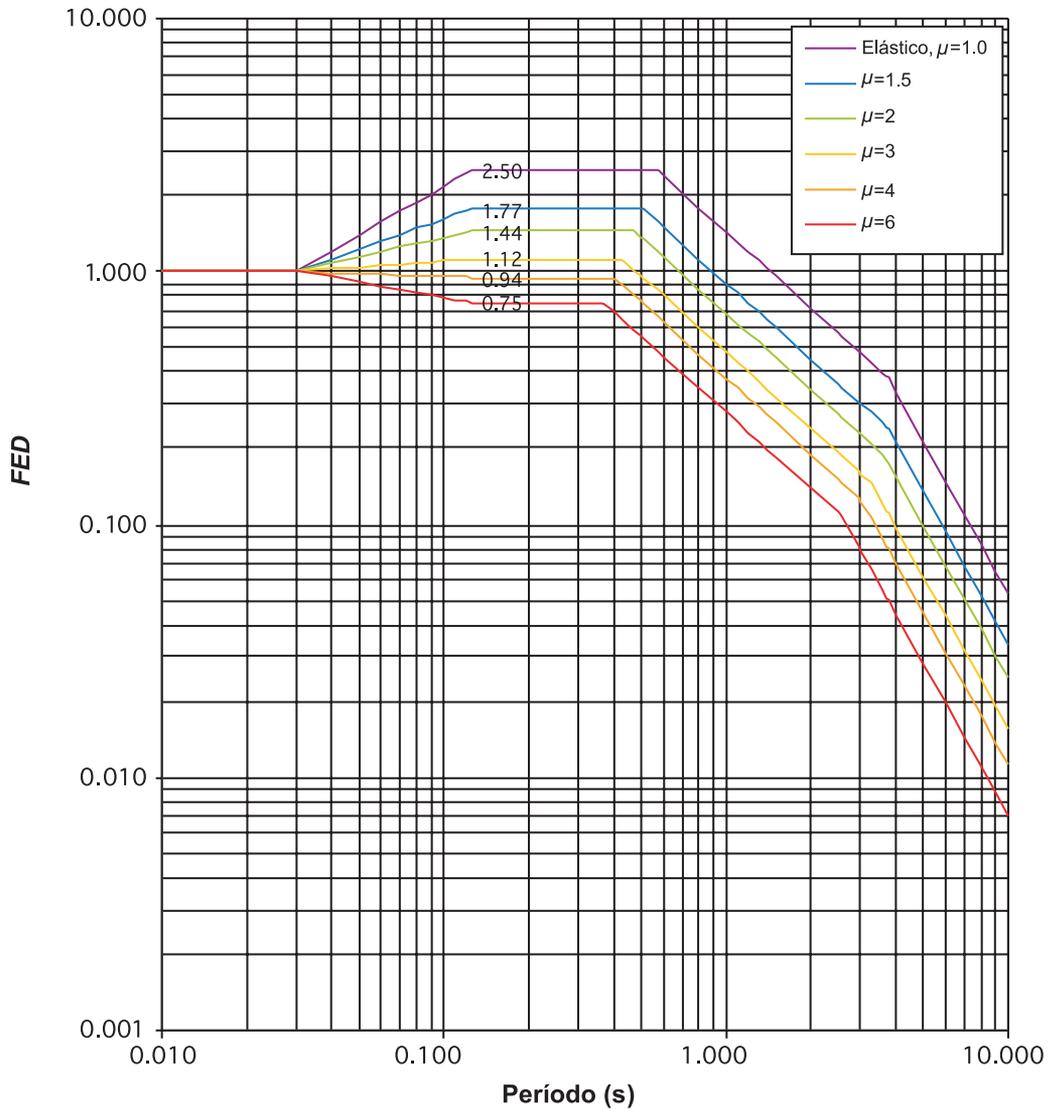


FIGURA 5.3. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_3 en Zona II (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

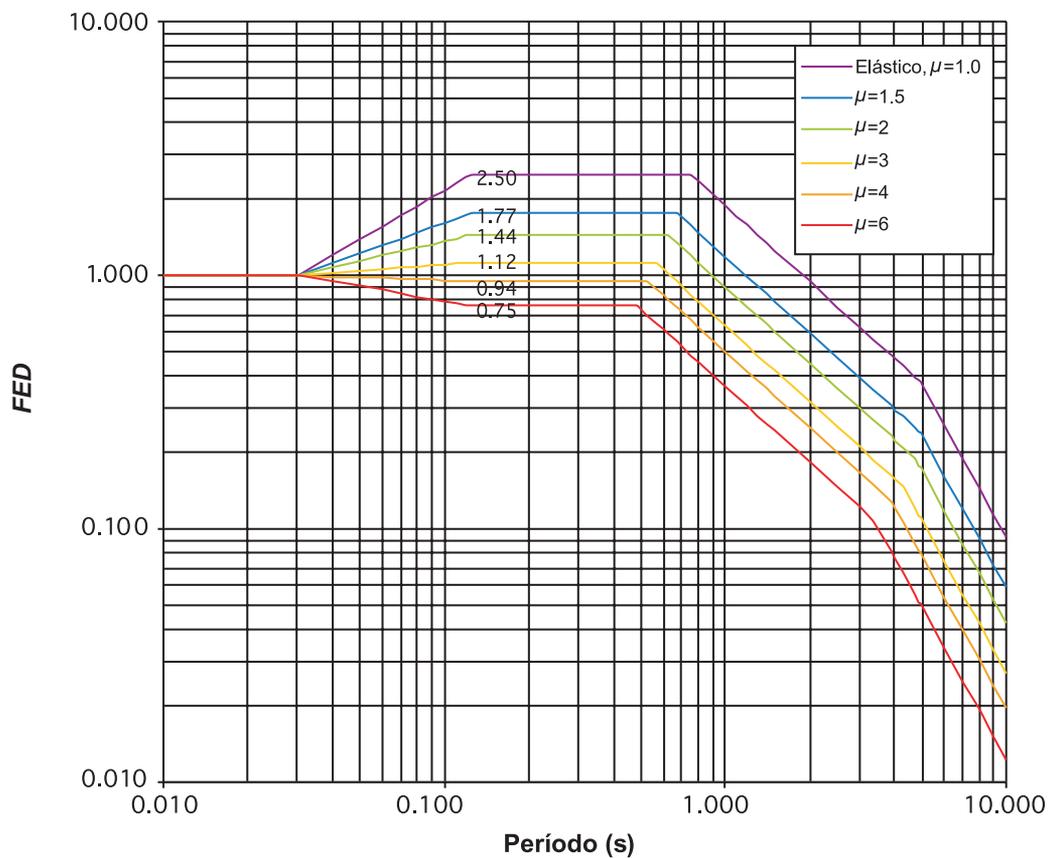


FIGURA 5.4. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_4 en Zona II (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

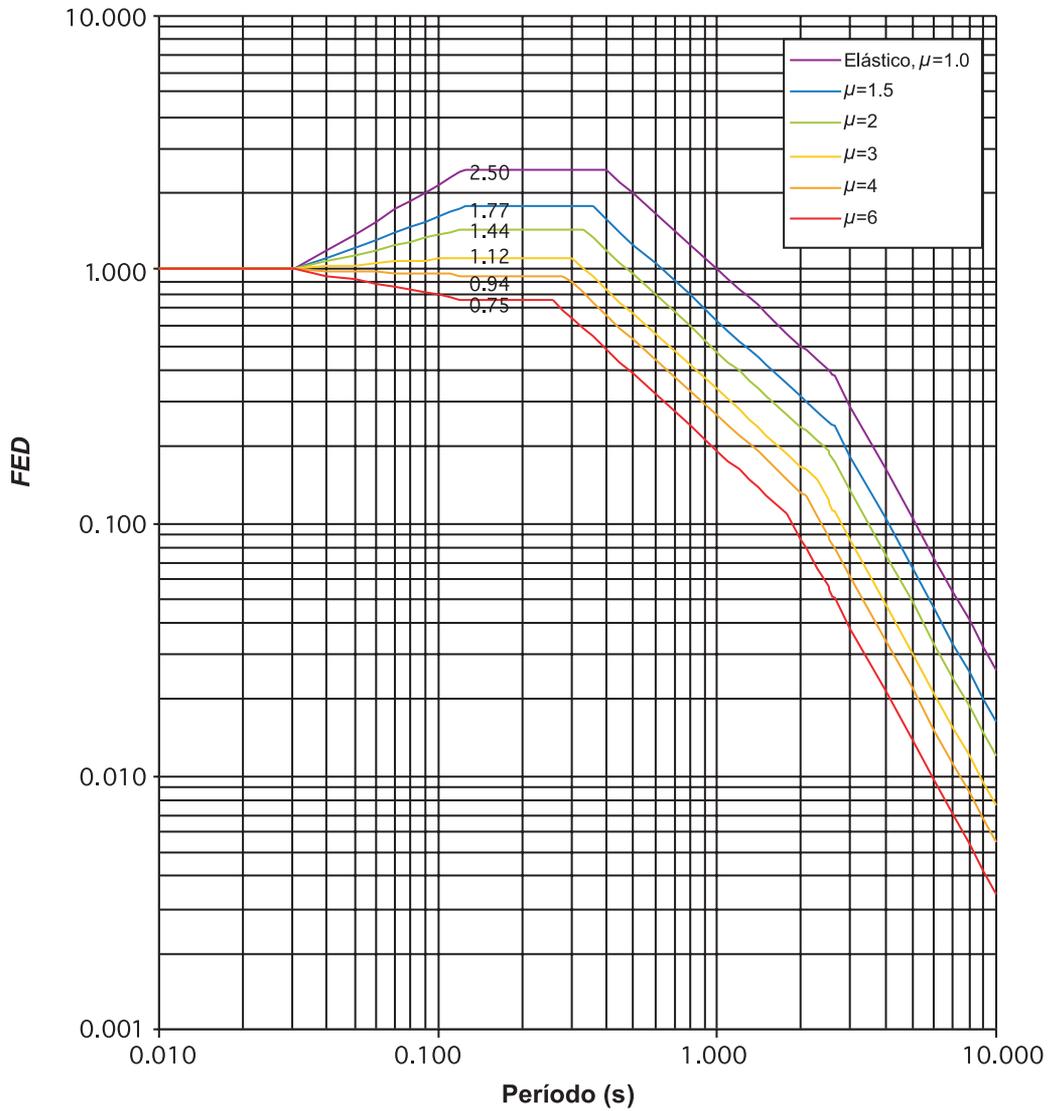


FIGURA 5.5. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_1 en Zona III (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

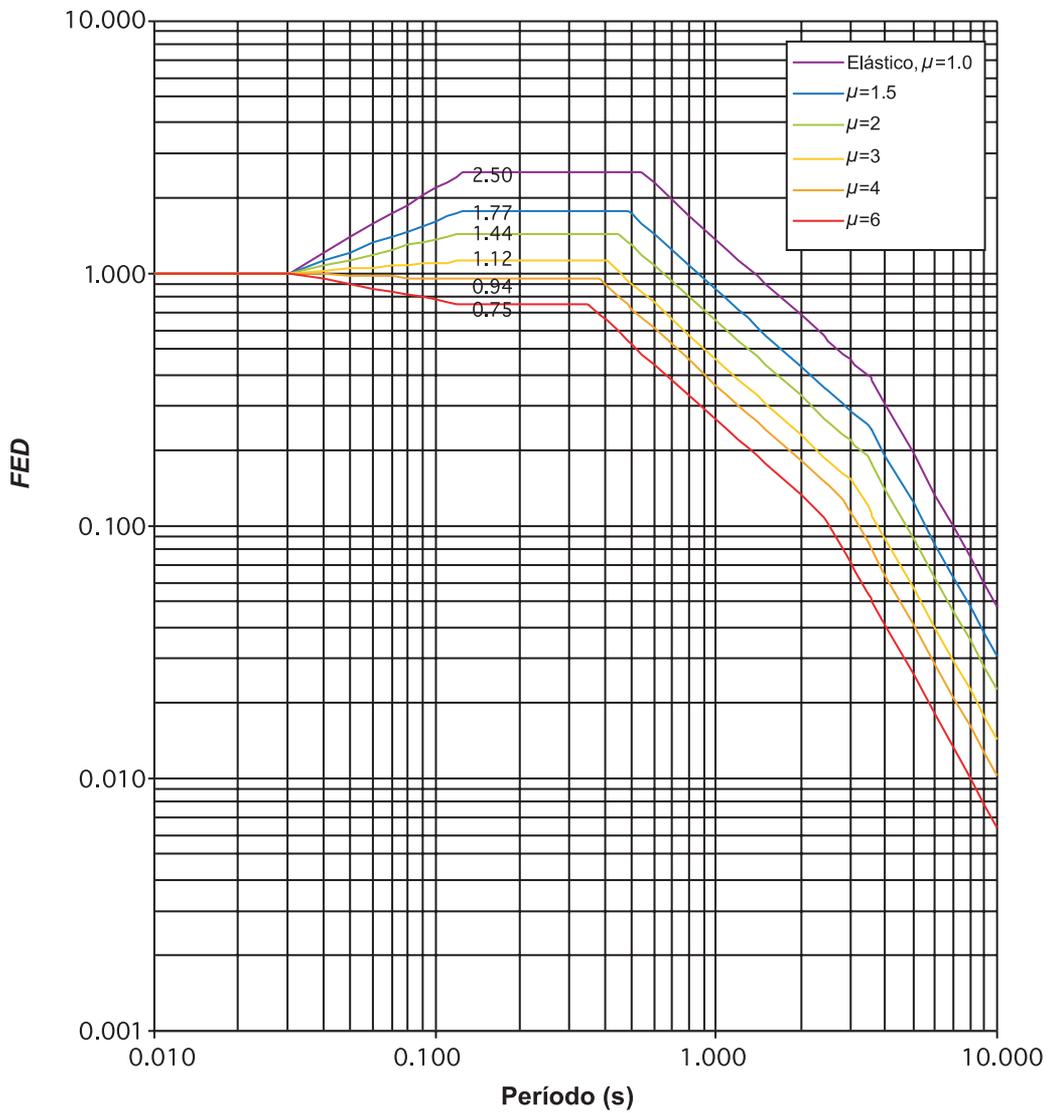


FIGURA 5.6. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_2 en Zona III (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

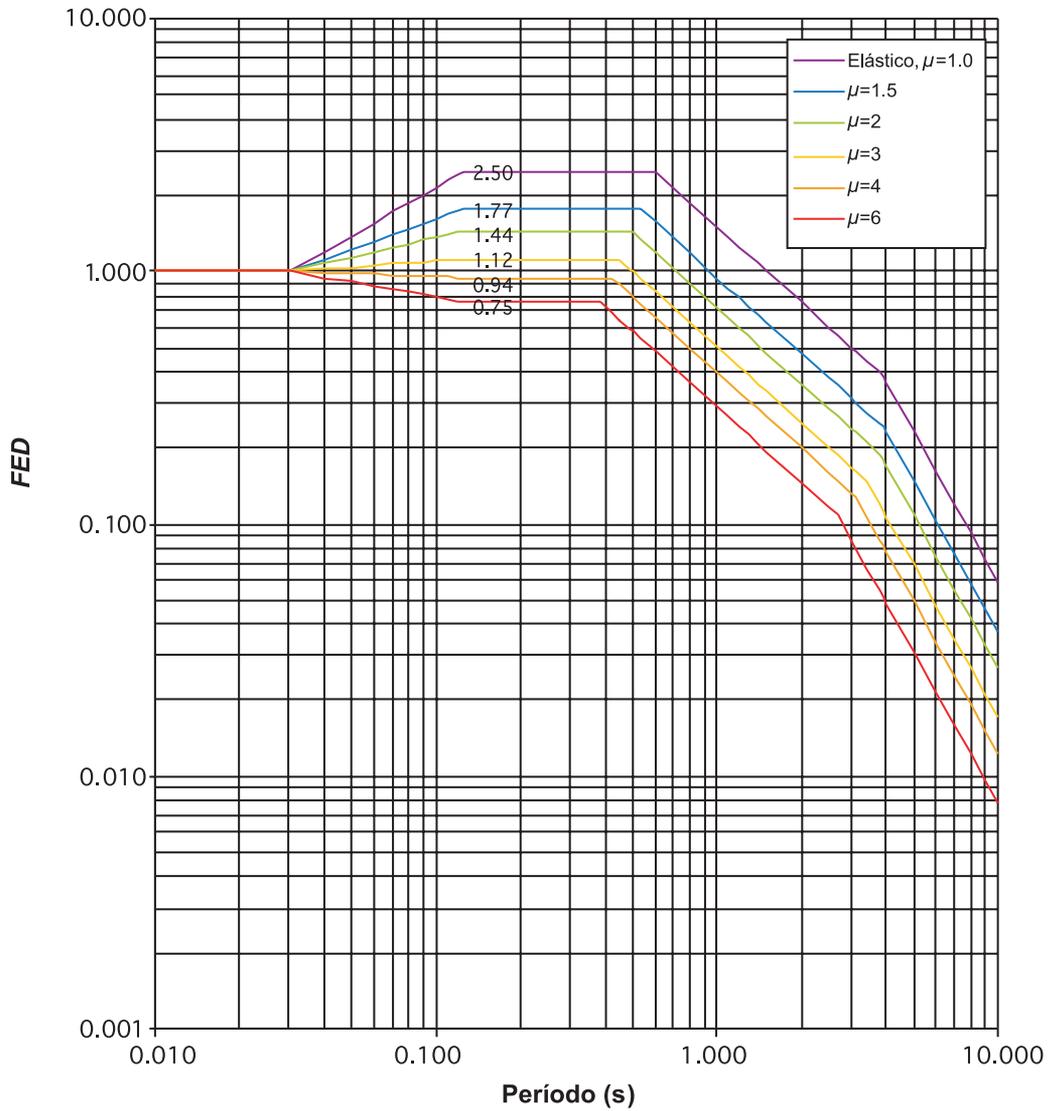


FIGURA 5.7. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_3 en Zona III (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

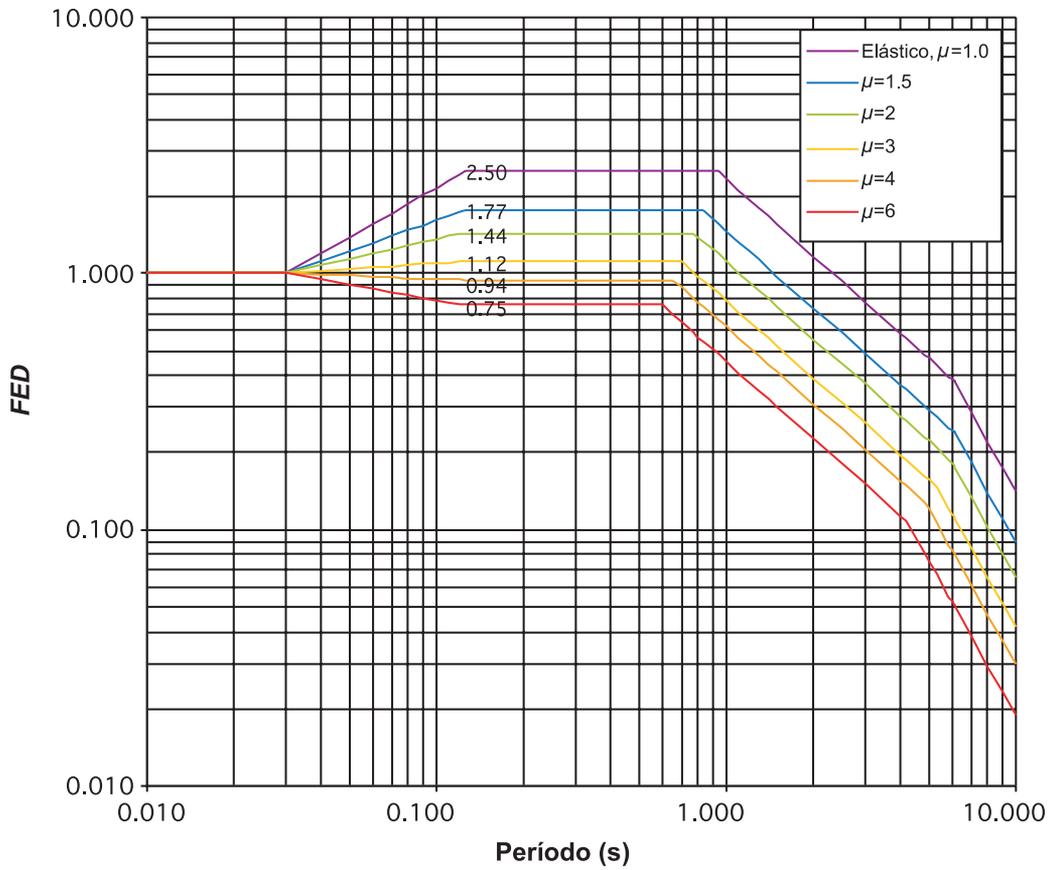


FIGURA 5.8. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_4 en Zona III (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

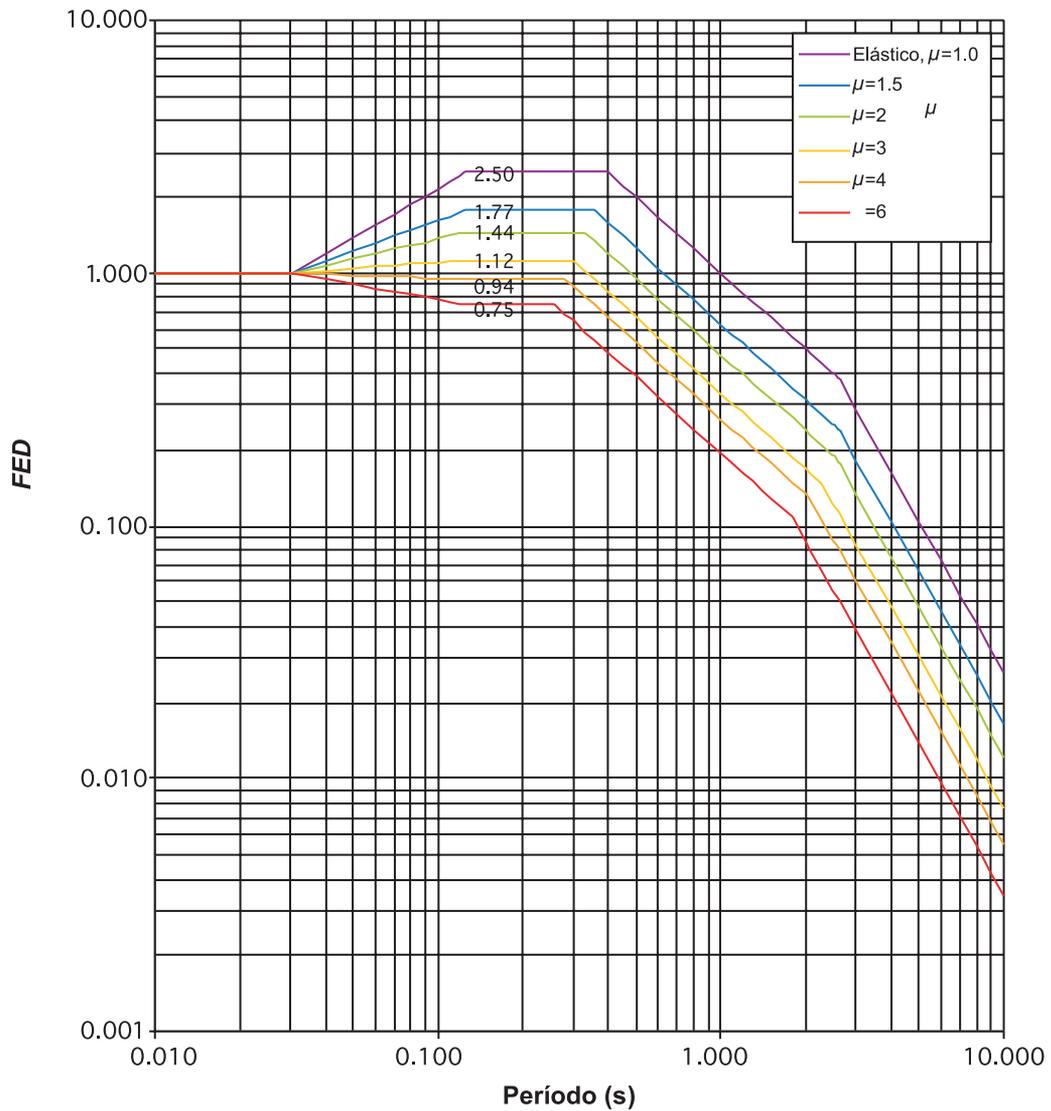


FIGURA 5.9. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_1 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

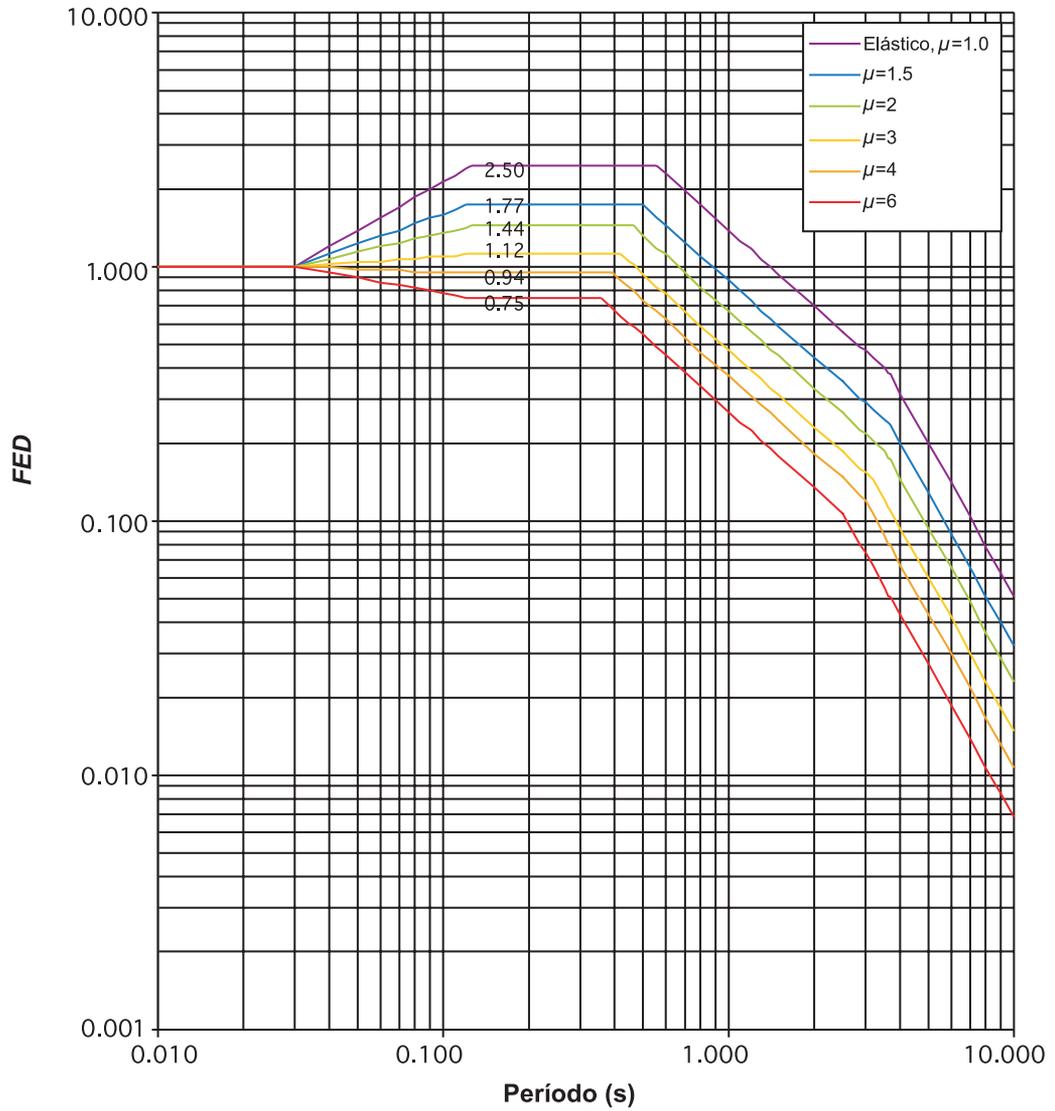


FIGURA 5.10. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_2 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

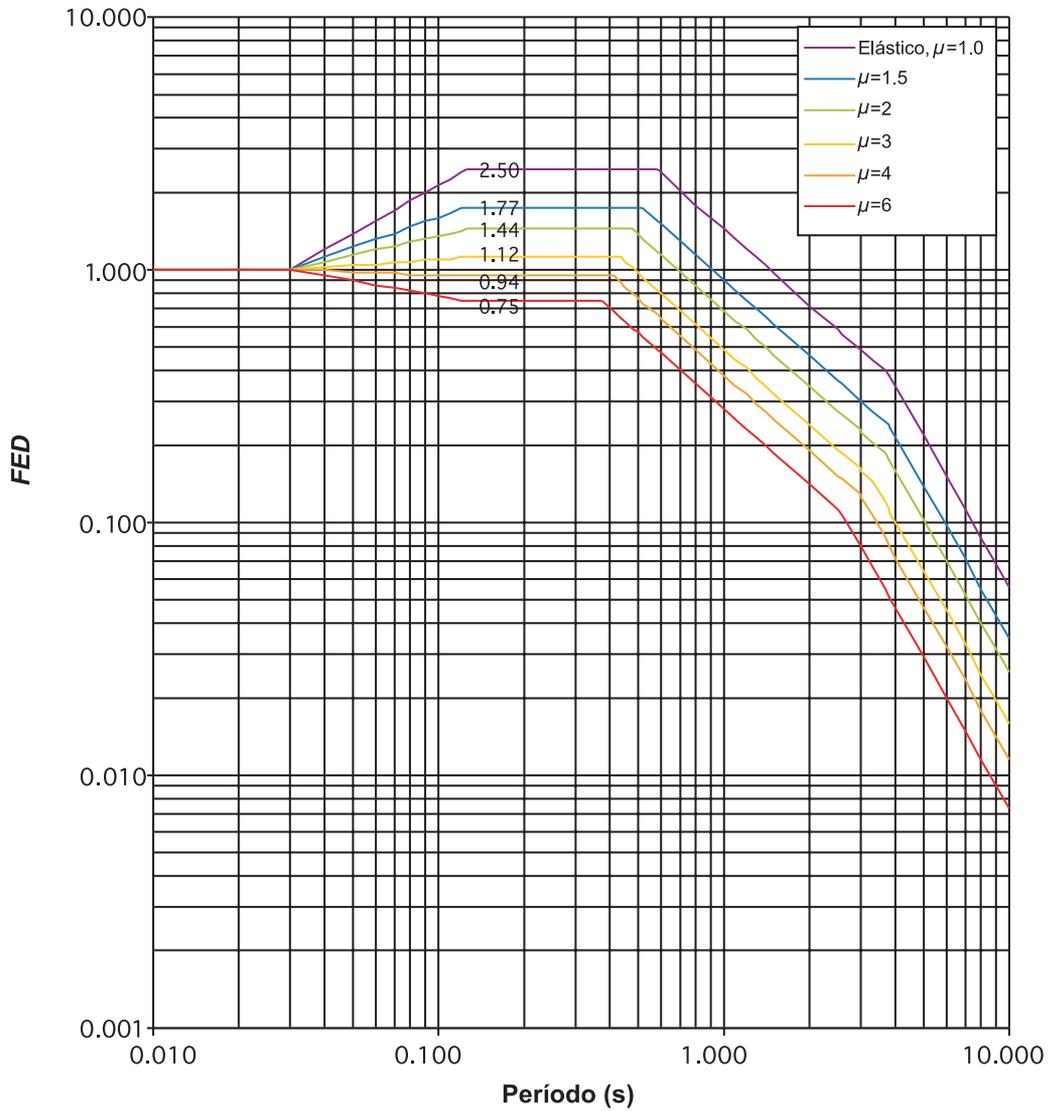


FIGURA 5.11. Factor espectral dinámico, FED , para sitios Tipo S_3 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

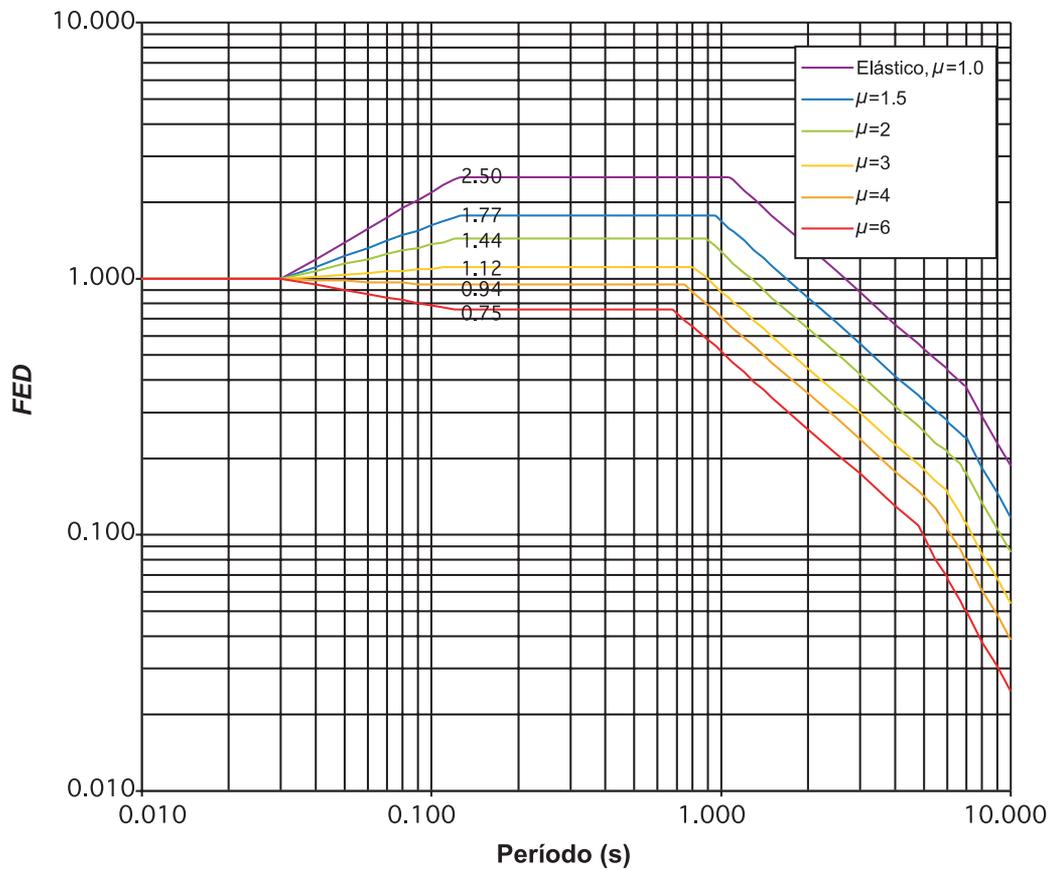
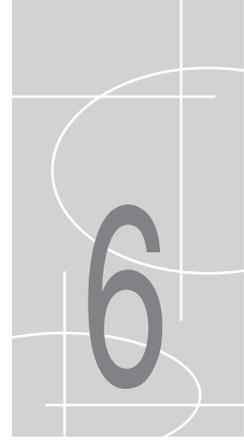


FIGURA 5.12. Fator espectral dinâmico, FED , para sitios Tipo S_4 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)



Cargas y factores de participación

6.1 Cargas gravitacionales

- a. Los valores de *carga permanente*, para la determinación de las *fuerzas sísmicas*, son los mismos valores definidos para el cálculo de fuerzas gravitacionales.
- b. La *carga permanente* debe incluir:
 - i) Los *pesos* propios de elementos constructivos, sean éstos estructurales o no estructurales, tales como las vigas, columnas, *muros*, particiones livianas, techos, etc.
 - ii) Los *pesos* de sistemas y *componentes* arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en el Capítulo 14.
 - iii) El *peso* de productos líquidos y sólidos contenidos en depósitos, suponiendo el depósito lleno, a menos que un análisis probabilístico justifique otra cosa. Adicionalmente en el caso de los líquidos se puede considerar el efecto de la masa oscilante en el depósito.
- c. Los valores de *cargas temporales*, para efectos gravitacionales, están dados por la Tabla 6.1.
- d. Para la determinación de la *carga sísmica*, el *peso* de cada nivel, W_i , es el *peso* de su *carga permanente* más una fracción de su *carga temporal* calculada de la siguiente manera:
 - i) Equipo o instalaciones fijas a la estructura: 1.00
 - ii) Carga en bodegas: 0.25

iii) Cargas en edificios:	0.15
iv) Cargas en azoteas, marquesinas y techos:	0.00

Los valores de (ii), (iii) y (iv) representan fracciones mínimas, por lo que deben considerarse todas aquellas condiciones particulares que hagan necesario incrementarlas.

- e. Para el cálculo de la *carga sísmica* de cada nivel debe incluirse la mitad del *peso* de las columnas, paredes y elementos verticales de los *pisos* inmediatamente inferior y superior que estén vinculados a ese *nivel* y a los *niveles* inferior o superior. Si alguno de estos elementos no está vinculado a los *niveles* adyacentes, la totalidad de su *peso* se incluye en el *nivel* correspondiente.
- f. En cada *nivel* debe considerarse la distribución en planta de la *carga permanente* y *temporal*, calculadas conforme a los incisos anteriores, a fin de calcular su *centro de masa* y, cuando sea necesario, su masa rotacional o momento polar de inercia, I_{ci} .

6.2 Participación de las diferentes acciones

- a. Cada *elemento*, *componente* o *unión* de la estructura, y ésta como unidad, debe tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de *cargas últimas*:

$$CU = 1.4 CP \quad [6-1]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 CT + 1.6 CE \quad [6-2]$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 CT \pm CS + CE \quad [6-3]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad [6-4]$$

donde:

CU = *carga última*.

CP = *carga permanente*.

CT = *carga temporal*.

CS = *carga sísmica*.

CE = *carga por empuje*.

y donde el factor f_1 está dado por:

$f_1 = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo.

$f_1 = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo, tales como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_1 = 0.0$ para techos.

TABLA 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del piso	Carga temporal (kg/m²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos, pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas, salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior a 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior a 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300
NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El diseñador debe considerar las condiciones reales a las que se ve sujeto el <i>piso</i> a efectos de incrementar las cargas.	

- b. Para el cálculo de *CU*, de todos los elementos, *componentes* y uniones clasificados como frágiles según el inciso 4.4.1(a), la *carga sísmica*, *CS*, se debe incrementar por el factor de *sobre-resistencia*, *SR*, de la estructura.
- c. Para estructuras hiperestáticas de concreto presforzado, se deben añadir los efectos de la redundante de la postensión, multiplicados por 1.1 si el efecto aumenta el resultado de la combinación más desfavorable de las cargas gravitacionales y sísmicas y por 0.9 si lo disminuye.

- d. En el diseño para *carga última*, *CU*, los elementos, *componentes* y uniones deben ser proporcionados usando métodos de diseño por resistencia con los esfuerzos últimos especificados para el diseño estático, no permitiéndose ninguna modificación de los esfuerzos al considerarse la *carga sísmica*.



Métodos de análisis y desplazamientos límite

7.1 Generalidades

- a. Este Capítulo presenta dos métodos de análisis, identificados como método estático y método dinámico, que permiten estimar las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de estructuras que se deforman en el rango inelástico mediante análisis elásticos para una demanda sísmica que considera el efecto de la *sobre-resistencia*, SR , con valores definidos en el Capítulo 5, y de la *ductilidad global asignada*, μ , definida en la Tabla 4.3, la cual afecta los valores del *factor espectral dinámico*, FED , de la ecuación [5-1]. En consecuencia, cuando se utilice alguno de estos métodos para calcular los desplazamientos inelásticos de la estructura, se deben multiplicar los desplazamientos resultantes del análisis elástico por los factores SR y μ , conforme al artículo 7.6.
- b. Para verificar el diseño, se puede utilizar, como métodos alternos de análisis, el *método de capacidad espectral* o el *método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo*, para lo cual se siguen las indicaciones del artículo 7.7.
- c. Independientemente del método de análisis utilizado, se debe limitar los desplazamientos y deformaciones laterales de la estructura, conforme a las disposiciones del artículo 7.8.

7.2 Modelaje de la estructura

7.2.1 Aspectos generales

- a. En el análisis de edificios, para el cálculo de desplazamientos y acciones internas se toman en cuenta los desplazamientos horizontales de los sistemas resistentes en cada *nivel* y las rotaciones en todas las uniones rígidas. Los desplazamientos verticales de las uniones, por deformación axial de *muros* y columnas, se deben tomar en cuenta cuando su efecto incida significativamente en las fuerzas internas y en los desplazamientos horizontales.
- b. Las losas de entrepiso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, se pueden considerar como *diafragmas* infinitamente rígidos en su plano, capaces de transmitir horizontalmente las *fuerzas sísmicas* a los *sistemas sismo-resistentes*. Se debe verificar la rigidez de las losas y su capacidad para transmitir estas fuerzas.
- c. La rigidez axial de las vigas que sean parte de *diafragmas rígidos*, se puede considerar infinita. La rigidez torsional de los ductos de pared delgada de *muros* continuos debe ser explícitamente considerada. El modelo debe incluir las condiciones reales de masa traslacional y rotacional en planta que se pueden considerar concentradas a *nivel* de entrepiso y ubicadas en el *centro de masa*.
- d. Se debe considerar la incidencia que sobre la rigidez de la estructura puedan tener escaleras, rampas u otro tipo de elementos estructurales que vinculen diferentes *niveles* del edificio.
- e. El modelo estructural debe reflejar de la mejor manera posible las condiciones reales de la estructura, para lo cual se procura considerar las dimensiones reales de sus elementos, de nudos y de zonas rígidas, así como las condiciones de rigidez y flexibilidad de los apoyos y de los elementos debidas a carga axial, flexión, cortante y torsión cuando estos efectos incidan significativamente en el análisis.
- f. En estructuras regulares en planta se pueden utilizar modelos planos con un grado de libertad de traslación por *nivel* para el análisis estructural en cada dirección ortogonal. En estructuras irregulares en planta es necesario utilizar modelos tridimensionales con al menos 3 grados de libertad por *nivel*: las dos traslaciones horizontales de su *centro de masa* y la rotación en planta.
- g. El modelo analítico puede considerar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales (efecto $P-\Delta$).

7.2.2 Propiedades de las secciones

Para el cálculo de las propiedades geométricas de secciones de los elementos estructurales, se toman en cuenta las características particulares del comportamiento de los materiales y de sus secciones, tales como pandeo local, agrietamiento, etc.

7.2.3 Nudos de unión

Los nudos de unión viga-columna o viga-muro se pueden considerar como elementos infinitamente rígidos de dimensiones iguales a las reales, de tal manera que la longitud libre de los elementos se considere cara a cara de los nudos. Alternativamente, la rigidez de los nudos se puede modificar de tal manera que incluya la deformación propia del nudo, manteniendo la invariabilidad del ángulo de unión de los ejes del nudo.

7.2.4 Rigidez de los apoyos

Las condiciones de apoyo del modelo estructural se pueden considerar rígidas o flexibles. Para condiciones flexibles se procede conforme al artículo 13.5

7.3 Componentes direccionales

Toda estructura debe ser diseñada para solicitaciones sísmicas horizontales en sus dos direcciones principales o en sus direcciones ortogonales más desfavorables. El análisis en cada dirección se puede realizar en forma independiente. Las solicitaciones sísmicas se toman como la suma vectorial de los efectos en una dirección, más el 30% de los efectos en la otra, debiendo efectuarse este proceso en ambas direcciones. Se puede omitir este requisito en edificaciones regulares en planta cuyos *sistemas sismo-resistentes* sean todos paralelos u ortogonales entre sí, en cuyo caso se diseñan los elementos y *componentes* estructurales considerando por separado cada dirección ortogonal.

7.4 Método estático

- a. Este método cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del *sistema estructural* solicitado por un conjunto de fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de sus *niveles*. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación proporcional a la altura y un *cortante en la base* igual al producto del *coeficiente sísmico* por el *peso total* de la edificación.

- b. Dado el carácter aproximado de este método, su uso para diseño queda limitado a estructuras que reúnan las tres características siguientes:
- i) Edificios regulares en altura, según inciso 4.3.1.
 - ii) Edificios regulares en planta, según inciso 4.3.2.
 - iii) Edificios con un número de *pisos* no superior a cinco, ni altura máxima sobre el *nivel* de calle o de acceso, superior a veinte metros.
- c. Para el análisis de estos edificios se aplica una *fuerza sísmica* horizontal en cada dirección ortogonal cuyo valor total V es:

$$V = C W \quad [7-1]$$

donde:

V = *cortante en la base* o valor total de las *fuerzas sísmicas* horizontales.

C = *coeficiente sísmico* obtenido según indicaciones del Capítulo 5.

$W = \sum_{i=1}^N W_i$, *peso total* de la edificación para efectos sísmicos.

W_i = *peso asignado al nivel i* , calculado para efectos sísmicos conforme al artículo 6.1.

N = número total de *pisos* del edificio.

Para el cálculo inicial de C se estima el período según las indicaciones del inciso 7.4(e) o en su defecto se usa el máximo valor del *factor espectral dinámico, FED*, de todo el rango de períodos. Una vez calculada la distribución de fuerzas horizontales y los desplazamientos elásticos respectivos, se recalcula el período conforme al inciso 7.4(f) y los respectivos, *FED* y C . Seguidamente se escalan las fuerzas y los desplazamientos, así como todos los valores derivados de éstos, conforme al inciso 7.4(f).

- d. La distribución de las *fuerzas sísmicas* por *nivel* está dada por la ecuación:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k} \quad [7-2]$$

donde:

F_i = *fuerza sísmica* aplicada al *nivel i* .

V = *cortante en la base*.

h_i = altura del *nivel i* sobre el *nivel de base*.

Las *fuerzas sísmicas* F_i se aplican en el *centro de masa* de cada nivel i .

- e. Para calcular inicialmente el *coeficiente sísmico* C se puede suponer un período de vibración dado por:

$T = 0.12 N$, para edificios tipo *marco* formados exclusivamente por *marcos* de acero.

$T = 0.10 N$, para edificios tipo *marco* formados exclusivamente por *marcos* de concreto.

$T = 0.08 N$, para edificios tipo dual con sistemas duales de *marcos* y *muros estructurales*, *marcos arriostrados* o *muros de mampostería*.

$T = 0.05 N$, para edificios *tipo muro* formados, exclusivamente, por *muros estructurales* o *marcos arriostrados*.

donde:

T = período fundamental (en segundos).

N = número total de *pisos*.

Alternativamente, se puede utilizar el valor de C correspondiente al máximo valor de *FED* de todo el rango de períodos.

- f. Una vez calculados los desplazamientos elásticos debe recalcularse el período, T , con base en la ecuación [7-3]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} \quad [7-3]$$

donde:

δ_i^e = desplazamiento elástico en el *nivel* i debido a las *fuerzas sísmicas* horizontales.

g = aceleración de la gravedad, en las unidades correspondientes.

Si el *FED* correspondiente al nuevo período produjera un *coeficiente sísmico* mayor al estimado inicialmente, se deben incrementar todos los efectos sísmicos en esta proporción. Si, por el contrario, el nuevo período produce un *coeficiente sísmico* menor, los efectos sísmicos se pueden reducir en esa proporción.

7.5 Método dinámico

- a. Con este método se cuantifica el efecto del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del *sistema estructural* solicitado por varios conjuntos de fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de los

niveles los cuales se combinan mediante reglas específicas. El cálculo de estos conjuntos de fuerzas se realiza con base en sus períodos y modos naturales de oscilación, cuyos valores son función de las características de inercia y rigidez del *sistema estructural*.

- b. Para edificios regulares en planta, el método dinámico equivale a la aplicación, para cada modo j , del conjunto de fuerzas estáticas siguientes:

$$(F_i)_j = C_j \eta_j (\phi_i)_j W_i \quad [7-4]$$

donde:

$(F_i)_j$ = fuerza sísmica en el nivel i correspondiente al modo de oscilación j .

W_i = peso asignado al nivel i , calculado para efectos sísmicos conforme al artículo 6.1.

C_j = coeficiente sísmico obtenido, según indicaciones del Capítulo 5 para el período natural T_j correspondiente al modo j .

$(\phi_i)_j$ = valor en el nivel i del modo de oscilación j (con el signo incluido).

η_j = constante para cada modo j , definida por:

$$\eta_j = \frac{\sum_{k=1}^N W_k (\phi_k)_j}{\sum_{k=1}^N W_k (\phi_k)_j^2} \quad [7-5]$$

- c. Para edificios regulares en planta, los desplazamientos elásticos correspondientes al modo j están dados por:

$$(\delta_i^e)_j = \frac{g C_j T_j^2 \eta_j (\phi_i)_j}{4\pi^2} \quad [7-6]$$

donde:

$(\delta_i^e)_j$ = desplazamientos elásticos en el nivel i correspondientes al modo de oscilación j .

T_j = período del edificio en el modo de oscilación j .

g = aceleración de la gravedad en las unidades correspondientes.

- d. Para edificios regulares en planta, el número mínimo de modos de oscilación que deben ser considerados en el análisis se calcula de la siguiente manera:

- i) Para edificios de ocho *pisos* o menos, el número de modos es igual a un cuarto más fracción del número de *pisos*.

- ii) Para edificios de más de ocho *pisos* se añade un modo de oscilación por cada cinco *pisos*, o fracción, adicionales.
- e. Para edificios irregulares en planta, se hace un análisis modal tridimensional que considere el acoplamiento lateral torsional, incluidos al menos tres grados de libertad por *nivel*, las dos traslaciones ortogonales de su *centro de masa* y su rotación en planta. En este caso, el número mínimo de modos que debe ser considerado, es tres veces el valor calculado en el inciso 7.5 (d) y todos los *diafragmas* de entrepiso deben ser diseñados para que sean rígidos en su propio plano y capaces de transmitir los cortantes, fuerzas y momentos torsores en cada *piso*, incrementados por el valor de *sobre-resistencia SR*, a los *sistemas sismo-resistentes*, conforme a sus respectivas rigideces. Los desplazamientos de un punto cualquiera del *nivel* se pueden calcular a partir de los tres desplazamientos de su *centro de masa*, en virtud de la suposición de rigidez infinita del *diafragma*.
- f. Para determinar los efectos de la *carga sísmica, CS*, se procede de la siguiente forma:
- i. Para cada modo significativo de oscilación se determinan las acciones internas (momentos de flexión, fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos de torsión) en los elementos, así como los desplazamientos horizontales en cada *nivel*, los desplazamientos relativos entre los *niveles* superior e inferior de cada *sistema sismo-resistente* y las reacciones en las fundaciones.
- ii) Para estructuras regulares en planta (con períodos de oscilación bien separados entre sí) los valores obtenidos en cada modo significativo, para acciones internas, desplazamientos absolutos o relativos y reacciones en las fundaciones, son combinados calculando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores correspondientes a cada modo.

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2} \quad [7-7]$$

donde:

S = valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.

S_j = valores correspondientes obtenidos para el modo de oscilación j .

M = número de modos según incisos 7.5 (d) ó 7.5 (e).

Para edificios irregulares en planta, cuando existan modos de oscilación diferentes pero con períodos muy próximos entre sí, los valores obtenidos para cada modo significativo se deben combinar utilizando la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2 + \sum_{j=1}^M \sum_{\substack{k=1 \\ j \neq k}}^M \rho_{jk} S_j S_k} \quad [7-8]$$

donde:

ρ_{jk} = coeficiente de correlación entre los modos j y k .

$$\rho_{jk} = \frac{\xi^2 (1 + T_k / T_j)^2}{(1 - T_k / T_j)^2 + 4\xi^2 (T_k / T_j)} \quad [7-9]$$

donde:

ξ = coeficiente de amortiguamiento crítico ($\xi=0.05$ salvo que específicamente se haya seleccionado otro valor para la construcción de los espectros).

T_j, T_k = períodos correspondientes a los modos j y k respectivamente.

- g) Para edificios irregulares en planta se deben calcular los efectos de *carga sísmica* conforme al inciso 7.5 (f) en cada dirección principal o en sus direcciones ortogonales más desfavorables, debiendo combinarse los resultados obtenidos en cada una de estas direcciones conforme se señala en el artículo 7.3.

7.6 Cálculo de desplazamientos y deformaciones

Cuando se utilicen los métodos estático o dinámico de análisis descritos en los artículos 7.4 y 7.5, los desplazamientos horizontales en cada *nivel* y los desplazamientos relativos entre *pisos* deben ser estimados por medio de las siguientes expresiones que consideran las deformaciones, en el rango inelástico, necesarias para absorber y disipar energía.

$$\delta_i = \alpha \mu SR \delta_i^e \quad [7-10]$$

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e \quad [7-11]$$

donde:

δ_i = desplazamiento inelástico horizontal del *nivel* i .

Δ_i = desplazamiento inelástico relativo entre los *niveles* superior e inferior del *piso i*.

α = factor de desplazamiento inelástico dado en la Tabla 7.1.

μ = *ductilidad global asignada* utilizada en el cálculo de las fuerzas según la Tabla 4.3.

SR = factor de *sobre-resistencia* según se definió en el Capítulo 3, inciso 3 (d), y en el Capítulo 5.

δ_i^e , Δ_i^e = desplazamiento elástico absoluto del *nivel i*, y desplazamiento elástico relativo entre los *niveles* superior e inferior del *piso i*, respectivamente y calculados conforme a las indicaciones correspondientes del artículo 7.4 o el artículo 7.5, según corresponda.

TABLA 7.1. Factor de desplazamiento inelástico, α .

Tipo de estructura	Factor, α
tipo marco	0.7
tipo dual	0.7
tipo muro	0.7
tipo voladizo	1.0
tipo otros	1.0

7.7 Métodos alternos de análisis

- a. Para verificar las capacidades de los elementos y *componentes* estructurales y estimar sus demandas de *ductilidad local* e indicadores de daño y para calcular los desplazamientos inelásticos absolutos y relativos, el ingeniero responsable del diseño puede utilizar métodos alternos de análisis, tales como el *método de capacidad espectral* o el *método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo*.
- b. Para el *método de capacidad espectral* se utilizan espectros inelásticos de *ductilidad* constante expresados en gráficos S_a - S_d conforme al siguiente procedimiento:
 - i) Se calculan los espectros inelásticos de aceleraciones para *ductilidad* constante S_a para cada *ductilidad global*, μ , considerada en los gráficos del *factor espectral dinámico*, FED , según Fig. 5.1 a 5.12 ($\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4$ y 6). Estos valores, expresados como fracción de la gravedad (S_a/g), equivalen al *coeficiente sísmico*, C , calculado

conforme a las indicaciones del Capítulo 5, pero con un factor de *sobre-resistencia* unitario ($SR=1.0$) en la ecuación [5-1], por tratarse de un análisis por capacidad. En consecuencia, para obtener S_a en unidades de aceleración (longitud sobre tiempo al cuadrado), se multiplican los valores de C por la aceleración de la gravedad, g .

$$S_a = C g \quad [7-12]$$

donde:

S_a = valores correspondientes al espectro de aceleraciones expresados en unidades de aceleración (longitud sobre tiempo al cuadrado) para un período, T , y una *ductilidad global*, μ .

C = *coeficiente sísmico*, calculado conforme a las indicaciones del Capítulo 5, pero con un factor de *sobre-resistencia* unitario ($SR=1.0$) en la ecuación [5.1].

g = aceleración de la gravedad en las unidades correspondientes.

- ii) Los valores del espectro inelástico de desplazamientos para *ductilidad* constante, S_d , correspondientes a cada valor S_a de los espectros inelásticos de aceleraciones, se calculan mediante la ecuación siguiente:

$$S_d = (T / 2\pi)^{\gamma} S_a \mu \quad [7-13]$$

donde:

S_d = Valores correspondientes al espectro inelástico de desplazamientos para un período, T , y una *ductilidad global*, μ .

T = Período natural del sistema en consideración.

μ = *Ductilidad global* correspondiente a los valores espectrales S_a y S_d . Se utilizan los valores de μ definidos en los gráficos de *FED*, Figs. 5.1 a 5.12.

- iii) Con los valores de S_a y sus correspondientes S_d así calculados, se grafican los espectros inelásticos de *ductilidad* constante en coordenadas S_a y S_d para cada *ductilidad*, μ , contemplada en las Figs. 5.1 a 5.12, obteniéndose la familia de espectros de *ductilidad* constante S_a - S_d correspondientes a la *zona sísmica* y al *sitio de cimentación* de la edificación.
- iv) Mediante un análisis no lineal estático con incremento monótonico de *fuerzas laterales* (análisis tipo *pushover*) se obtiene la curva de capacidad de la estructura, la cual se representa en un gráfico de *cortante en la base* contra desplazamiento del techo; se determina su punto de cedencia equivalente correspondiente al cambio de pendiente en una aproximación bilinear de la relación fuerza-desplazamiento.
- v) Se determina el desplazamiento lateral de la estructura para el cual los elementos y *componentes* estructurales alcanzan sus límites de

- capacidad de carga o deformación. Este desplazamiento representa la capacidad intrínseca de desplazamientos laterales de la estructura. La *ductilidad global intrínseca* se obtiene al dividir este desplazamiento lateral por el valor correspondiente al punto de cedencia equivalente. Se debe verificar que esta *ductilidad* sea mayor o igual a la *ductilidad global asignada* a la estructura, según Tabla 4.3.
- vi) Se escalan la ordenada y la abcisa de la curva de capacidad para que correspondan a valores de los espectros S_a y S_d respectivamente, obteniéndose así la *curva de capacidad espectral* de la estructura.
 - vii) Se determina el punto de desempeño de la estructura, definido como el punto en el cual la *curva de capacidad espectral* intersecta a aquella curva del espectro S_a - S_d correspondiente a una *ductilidad* aproximadamente igual a la *ductilidad global* de la estructura en dicho punto, calculada como el cociente entre el desplazamiento del punto de desempeño y el del punto de cedencia equivalente. Esta *ductilidad* es la *ductilidad global requerida* o *demanda de ductilidad* impuesta por el *sismo de diseño* a la estructura.
 - viii) Se verifica que la *ductilidad global requerida* sea menor o a lo sumo igual a la *ductilidad global asignada* a la estructura, según Tabla 4.3.
 - ix) Se calculan los valores del *cortante en la base* y desplazamiento en el techo correspondientes a los valores S_a y S_d del punto de desempeño.
 - x) Se verifica que los desplazamientos relativos entre *niveles* correspondientes al desplazamiento en el techo para el *punto de desempeño* no excedan los límites del artículo 7.8.
 - xi) Si se desea estimar la capacidad ante cargas laterales de la estructura, puede incrementarse el *cortante en la base* correspondiente al punto de desempeño por el valor de *sobre-resistencia* $SR=1.2$ definido en el Capítulo 5.
- c. Para el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo se sigue el siguiente procedimiento:
- i) Se debe utilizar al menos tres acelerogramas, derivados de registros reales o generados artificialmente, en cada dirección con componentes en cada dirección horizontal. El promedio de los espectros elásticos de aceleraciones de estos acelerogramas para un amortiguamiento del 5%, expresado como fracción de la gravedad, debe aproximar los valores del *coeficiente sísmico*, C , en la zona sísmica y el sitio de cimentación correspondiente, calculado conforme a las indicaciones del Capítulo 5, pero con *ductilidad* y *sobre-resistencia* unitarias ($\mu=1$ y $SR=1$).

- ii) Para cada acelerograma y en cada dirección horizontal se realiza un análisis no lineal dinámico de respuesta en el tiempo utilizando algoritmos de cómputo que modelen adecuadamente el comportamiento dinámico no lineal de la estructura, incluyendo las relaciones fuerza-deformación ante carga cíclica de todas aquellas regiones capaces de experimentar deformaciones inelásticas durante el sismo.
- iii) Los valores máximos de los desplazamientos relativos entre *niveles*, de las deformaciones inelásticas internas en los elementos y de otros parámetros indicadores del daño en la estructura y en sus elementos, se obtienen del promedio de los valores correspondientes a cada acelerograma para cada dirección horizontal.
- iv) Los desplazamientos relativos entre niveles no deben exceder los límites especificados en la Tabla 7.2.
- v) Las deformaciones internas en los elementos, así como los demás parámetros indicadores del daño estructural, se deben verificar contra valores previamente definidos, para los cuales los elementos y *componentes* estructurales alcanzan sus límites de capacidad de carga o deformación.

7.8 Límites de desplazamientos y deformaciones

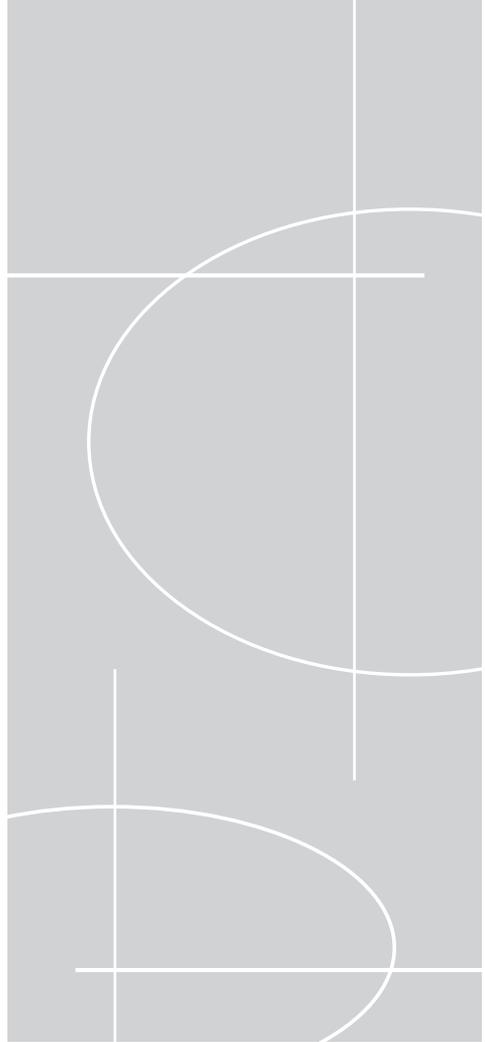
- a. Los desplazamientos inelásticos relativos de cualquier *nivel*, con respecto al *nivel* adyacente inferior, no debe exceder los cocientes, con respecto a la altura del *piso*, de la Tabla 7.2. Estos límites deben verificarse en los puntos de mayor desplazamiento relativo de cada nivel.

TABLA 7.2. Límite superior de los desplazamientos relativos divididos por la altura entre niveles, $\Delta/H_i^{(1)}$, según Categoría de Edificación y Sistema Estructural.

Sistema Estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación Severa según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación Normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.010	0.016
tipo dual	0.010	0.014
tipo muro	0.008	0.008
tipo voladizo	0.010	0.016
tipo otros	0.005	0.008

Nota ⁽¹⁾ $H_i = h_i - h_{i-1}$, altura entre el *nivel* inferior y superior del *piso* *i*.

- b. En edificaciones de Categoría B, D o E diseñadas con *ductilidad local* óptima, pueden incrementarse los límites superiores de los desplazamientos relativos de la Tabla 7.2 hasta en un 50%. En este caso para el análisis se debe utilizar alguno de los métodos alternos del artículo 7.7 y es necesario considerar el efecto $P-\Delta$. La capacidad estructural ante cargas laterales considerando este factor y correspondiente a los límites de desplazamientos relativos, debe ser mayor que el 80% de la capacidad estructural máxima.
- c. Cuando para la clasificación del tipo estructural se ha supuesto que los *muros* y particiones están desligados de los *sistemas sismo-resistentes*, se debe revisar esta suposición, asegurando que los valores calculados de los desplazamientos inelásticos relativos para el *piso* en consideración sean menores a las separaciones de estos *muros* y particiones con los elementos estructurales.
- d. Todas las estructuras deben estar separadas entre sí, de tal manera que no haya posibilidad de contacto cuando éstas desplacen una hacia la otra sus respectivos desplazamientos inelásticos absolutos. Lo anterior incluye también las partes de un mismo edificio diseñadas para actuar independientemente y separadas por juntas de expansión.
- e. Los dispositivos de expansión o los materiales de relleno que se empleen en juntas de expansión deben ser tales que permitan movimientos relativos iguales o mayores a los desplazamientos inelásticos relativos calculados para el *piso* en consideración, ya sea porque fluyan plásticamente o porque se fracturen sin afectar las partes estructurales.



SECCIÓN 3

Requisitos para el
dimensionamiento y detalle
de edificaciones



Requisitos para concreto estructural

8.1 Generalidades

8.1.1 Requisitos generales

- a. Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (Código ACI-318-02), excepto en lo referente a su capítulo “Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico”, que es sustituido por este Capítulo.
- b. Los requisitos de este Capítulo se deben aplicar a aquellos elementos de concreto reforzado que sean parte de *sistemas sismo-resistentes*. Se puede omitir algunos de los requisitos de este Capítulo siempre que se demuestre, de manera inequívoca, que el *sistema sismo-resistente* resultante tiene una capacidad y *ductilidad* igual o mayor que la que se obtendría utilizando las normas de este Capítulo.
- c. Durante un *sismo moderado* o fuerte, las acciones internas que pueden ocurrir en los elementos son función de la capacidad real de las secciones y no de los valores obtenidos en el análisis, pues es muy probable que en alguna de éstas se exceda el rango elástico. En consecuencia, el diseño sísmico es un “diseño por capacidad”, que no sólo debe satisfacer valores mínimos de resistencia sino también debe limitar sus valores máximos.
- d. Para garantizar que la distribución de las *fuerzas sísmicas* en los elementos estructurales de los sistemas resistentes sea conforme al

análisis, se debe asegurar la no participación de aquellos elementos que no fueron considerados como resistentes al sismo. Por lo tanto, es preciso poner especial énfasis en el diseño, los detalles y la construcción de estos elementos no estructurales.

- e. Debido a que las sollicitaciones sísmicas producen deformaciones inelásticas y reversibles en algunas regiones de los elementos, es necesario garantizar en las mismas un comportamiento dúctil, producido por la cedencia del acero en tracción, evitando fallas frágiles causadas por deformación excesiva del concreto, falta de confinamiento, mecanismos de falla por cortante o fuerza axial, fallas en las uniones de vigas y columnas, pandeo local del acero al ceder en compresión, o cualquier otra que no sea dúctil.

8.1.2 Resistencia de los materiales

Concreto: La resistencia mínima especificada del concreto en compresión debe ser 210 kg/cm^2 y la resistencia máxima especificada para elementos de concreto liviano debe ser 280 kg/cm^2 .

Acero: El acero de refuerzo debe cumplir la norma ASTM A-706. Se permite utilizar acero ASTM A-615 de Grado 40 y Grado 60, si:

- El esfuerzo real de cedencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de 1250 kg/cm^2 .
- La relación de la resistencia última a la tracción al esfuerzo de cedencia real no es inferior a 1.25.

8.1.3 Momentos de inercia

Los momentos de inercia equivalentes para el análisis de edificios de concretos reforzado son:

- $I_{eq} = 1.00 I_g$ para elementos en flexo-compresión.
- $I_{eq} = 0.50 I_g$ para elementos en flexión.

Donde I_g es el momento de inercia de la sección sin agrietar y sin considerar el refuerzo de acero (sección bruta).

8.1.4 Factores de reducción

Los factores de reducción de resistencia son los que señale el Código ACI-318:

- | | |
|---------------------------------------|------|
| a. Secciones controladas por tracción | 0.90 |
| b. Tracción axial | 0.90 |

c. Secciones controladas por compresión:	
elementos con refuerzo transversal de espiral	0.70
otros elementos	0.65
d. Cortante y torsión	0.75
e. Aplastamiento	0.65

Para secciones en las cuales la *deformación unitaria neta de tracción* en el *acero extremo de tracción* en condición de *resistencia nominal*, ϵ_t , está dentro de los límites definidos para secciones controladas por compresión y tracción, f_y / E_s y 0.005 respectivamente, se permite que ϕ aumente linealmente del valor correspondiente a una *sección controlada por compresión* hasta 0.90, conforme ϵ_t aumente del valor correspondiente al límite de deformación unitaria de una *sección controlada por compresión*, f_y / E_s hasta 0.005, donde E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y se puede considerar como 2.1×10^6 kg/cm².

El factor de reducción de resistencia al corte es 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al máximo correspondiente a la capacidad en flexión.

8.1.5 Empalmes de barras

- En columnas, *muros* y vigas, el traslape del refuerzo longitudinal se debe hacer en forma alternada. En ningún caso se puede traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud de traslape. La distancia entre traslapes alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la barra de refuerzo.
- Cuando se efectúen empalmes con soldadura o cualquier artificio mecánico, al menos el 50 % del refuerzo total debe ser continuo y la distancia entre empalmes de barras adyacentes no puede ser inferior a 30 cm. Si se utilizan empalmes con soldadura, el procedimiento de soldadura debe cumplir con los requisitos del Código de Soldadura Estructural para Acero de Refuerzo, ANSI/AWS D 1.4 de la Sociedad Americana de Soldadura.

8.2 Elementos en flexión

8.2.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de *marcos a flexión* que presenten las siguientes características:

- Sean parte de *sistemas sismo-resistentes*.
- Resistan esas fuerzas fundamentalmente por flexión.

- c. Las fuerzas axiales a que están sujetos no excedan $0.05 f'_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- d. La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura h de la sección transversal.
- e. La razón b/h sea mayor o igual a 0.3.
- f. El ancho mínimo de las vigas sea 20 cm.

8.2.2 Razón de refuerzo máximo

El valor de $\rho - \rho'$ debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por la tracción. Este valor no puede exceder 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos barras.

8.2.3 Refuerzo mínimo

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de $A_{s,min}$ no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

- a. $14 / f_y b_w d$, cm^2 .
- b. $0.8\sqrt{f'_c} / f_y b_w d$, cm^2 .

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por análisis.

8.2.4 Capacidad de momento

La capacidad del momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo en ese extremo. Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la máxima capacidad de ese elemento.

8.2.5 Anclaje de refuerzo longitudinal

- a. El refuerzo superior o inferior que llegue a las caras opuestas de un *núcleo de unión* debe ser continuo y sin dobleces a través de éste. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones de la sección transversal del elemento en flexión, se debe anclar conforme al inciso 8.2.5 (b).
- b. El refuerzo superior e inferior que termine en un *núcleo de unión* se debe prolongar hasta la cara opuesta de la región confinada del núcleo y continuar ortogonalmente después de un doblez de 90 grados. La longitud de anclaje se debe calcular conforme al artículo 8.5 y se mide

desde el inicio del núcleo. El radio del doblaje externo no debe ser menor de cuatro veces el diámetro de las barras #3 a #8, cinco veces el diámetro de las barras #9 a #11 y seis veces el diámetro de las barras #14 y #18.

8.2.6 Confinamiento

- a. Se debe colocar aros de confinamiento en toda la longitud de traslape de barras de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de los aros en esas zonas no puede exceder $d/4$. No se debe hacer traslapes en:
 - i) Los *núcleos de unión*.
 - ii) Una distancia igual a $2d$ de los extremos del elemento.
 - iii) Sitios donde el análisis indique posibilidad de cedencia del acero debido a desplazamientos inelásticos del sistema resistente.
- b. Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar aros de confinamiento en las siguientes regiones:
 - i) En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer aro se coloca a 5 cm y el último a una distancia $2d$ del *núcleo de unión*.
 - ii) En longitudes $2d$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar *rótulas plásticas*.
 - iii) En cualquier región en que se requiera acero en compresión.
- c. En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 8.2.6 (b) el espaciamiento máximo de los aros no debe ser mayor que el menor de: $d/4$, 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal ó 30 cm.
- d. Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde no sea necesario colocar aros de confinamiento, se debe colocar aros de barras # 3 ó mayores con espaciamiento máximo de $d/2$.
- e. En regiones donde se requieran aros de confinamiento, éstos se deben colocar de tal manera que todas las barras esquineras y las barras colocadas a más de 15 cm de las anteriores, estén unidas a la esquina del aro o a un *amarre suplementario*. Los aros consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.
- f. En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 60 cm o más se colocan varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del aro con separación no mayor a 35 cm.

8.3 Elementos en flexo-compresión

8.3.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a columnas, elementos de *marcos* rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- a. Sean parte de *sistemas sismo-resistentes*.
- b. Soporten fuerzas axiales que excedan $0.05 f'_c A_g$ en alguna de las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- c. La razón de la dimensión menor de la sección transversal a la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o, en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- d. La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 20 cm.

8.3.2 Capacidad a flexión

En las uniones de estructuras con elementos con *ductilidad local* óptima en que haya algún elemento en flexo-compresión, la suma de las capacidades en flexión de las columnas debe ser mayor que 1.2 veces la suma de las capacidades en flexión de las vigas. Para el cálculo de la capacidad en flexión de las columnas se debe usar, en cada dirección, la combinación de cargas cuya fuerza axial cause el menor momento flexor en una y otra dirección principal. Para el cálculo de la capacidad en flexión de las vigas se debe tomar el momento positivo de una y el momento negativo de la otra. Si lo anterior no fuere satisfecho, los elementos en flexo-compresión deben tener refuerzo transversal, en toda su altura, en la forma especificada en los incisos 8.3.4 (b) y 8.3.4 (c).

Los requisitos de este inciso aplican a todos los elementos en flexo-compresión excepto los del *nivel* superior de la estructura.

8.3.3 Razón de refuerzo

La razón ρ_g del área de refuerzo longitudinal al *área bruta* de la sección, A_g , no puede ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06.

8.3.4 Confinamiento

- a. En los elementos en flexo-compresión se debe dar un confinamiento especial según 8.3.4 (b) en una longitud L_o a partir de la cara de cada

nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a *cargas sísmicas*. La longitud L_o no puede ser menor que:

- i) Una sexta parte de la altura libre del elemento.
 - ii) La máxima dimensión de su sección transversal.
 - iii) 45 cm.
- b. El confinamiento especial en la región definida en el inciso 8.3.4 (a) para elementos con *ductilidad local* óptima, debe tener las siguientes características:
- i) La razón del volumen de refuerzo en espiral o aros circulares, ρ_s , respecto al volumen del núcleo confinado por dicho refuerzo (medido de extremo a extremo externo del aro) no puede ser menor que:

$$\rho_s = \frac{0.12 f'_c}{f_{yh}} \quad [8-1]$$

$$\rho_s = \frac{0.45 f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad [8-2]$$

donde:

A_g, A_c = área bruta y área del núcleo interior confinado, respectivamente, cm^2 .

f_{yh} = esfuerzo de cedencia del acero transversal, kg/cm^2 .

- ii) El área del refuerzo en forma de aros rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

$$A_{sh} = \frac{0.3 s h_c f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad [8-3]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 s h_c f'_c}{f_{yh}} \quad [8-4]$$

donde:

A_{sh} = área total de las barras que forman los aros y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión h_c , cm^2 .

s = separación, centro a centro, entre aros, cm.

h_c = distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del aro, en cm.

- c. En elementos con *ductilidad local* óptima, la separación (s) máxima del refuerzo en espiral o entre aros, no debe exceder 0.25 de la dimensión mínima de la sección, ó 10 cm.
- d. En las regiones excluidas de los requisitos de confinamiento especial del inciso 8.3.4 (a) se puede duplicar la separación máxima indicada en el inciso 8.3.4 (c). En todo caso, se deben satisfacer los requisitos para resistencia al cortante del artículo 8.7.
- e. En elementos con *ductilidad local* moderada, la separación (s) máxima del refuerzo en espiral o entre aros no debe exceder 8 diámetros de la menor barra longitudinal, 24 diámetros de la barra transversal ó 0.50 de la dimensión mínima de la sección.
- f. En elementos de *ductilidad* moderada que, a su vez, son columnas de primer *nivel*, el confinamiento en la base de las mismas, a lo largo de la longitud L_o definida en 8.3.4 (a) debe ser según se define en 8.3.4 (b), con separación máxima según 8.3.4 (c).
- g. Cuando una dimensión del elemento sea 50 cm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de 35 cm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento.
- h. No se permiten traslapes en las regiones de confinamiento especial definidas en el inciso 8.3.4 (a).
- i. En estructuras de cualquier tipo que no cumplan el requisito de regularidad en altura se debe proveer confinamiento especial, con las características indicadas en el inciso 8.3.4 (b) en toda la altura de aquellos elementos de flexo-compresión situados en *pisos* cuya rigidez sea menor que la de alguno de los *pisos* superiores.
- j. Cuando existan *muros* o particiones integrados a las columnas que producen “columnas cortas” que sean parte del *sistema sismo-resistente*, se considera como altura libre de la “columna corta” el claro producido por las particiones interrumpidas. En estos casos se debe tener confinamiento especial, con las características indicadas en el inciso 8.3.4 (b), en toda la altura libre de la columna. Si esta fuera menor que cuatro veces la distancia transversal en la dirección de las *fuerzas sísmicas*, el valor ρ_s no puede ser menor que 0.01 y ninguna combinación de cargas puede producir fuerzas axiales mayores que $0.20 f'_c A_g$. En todo caso las “columnas cortas” así detalladas se consideran elementos con *ductilidad local* moderada.
- k. Los elementos en que alguna de las combinaciones de carga no produzca punto de inflexión en un *piso* determinado, deben tener confinamiento especial con las características indicadas en el incisos 8.3.4 (b), para *ductilidad local* óptima u 8.3.4 (c), para *ductilidad local* moderada, en toda la altura de la columna.

8.4 Núcleos de unión viga-columna

8.4.1 Requisitos generales

- a. Las fuerzas de las barras longitudinales en los *núcleos de unión* se deben calcular suponiendo un esfuerzo de tracción de $1.25 f_y$.
- b. La resistencia del *núcleo de unión* se debe determinar con los factores de reducción definidos en el inciso 8.1.4.
- c. En estructuras con elementos de *ductilidad local* óptima, cuando el refuerzo longitudinal de la viga se extiende a lo largo de la unión viga columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser mayor o igual a 20 veces el diámetro de la mayor barra de la viga. Para concreto liviano, la dimensión de la columna debe ser mayor o igual a 26 veces el diámetro de la mayor barra de la viga.
- d. El refuerzo longitudinal de vigas que terminen en columnas se debe extender hasta la cara más lejana del núcleo de columna confinado y se debe anclar en tracción según 8.5 y en compresión según ACI 318.

8.4.2 Refuerzo transversal

- a. En todo el *núcleo de unión* se debe colocar aros de confinamiento conforme al inciso 8.3.4 (b), a menos que el núcleo esté confinado por elementos estructurales, según se indica en el inciso 8.4.2 (b).
- b. La cantidad de aros de confinamiento se puede reducir a la mitad de lo indicado en el inciso 8.4.2 (a) si en los cuatro lados del *núcleo de unión* existen vigas cuyo espesor es al menos tres cuartos del espesor de la columna en la sección correspondiente. El espaciamiento de aros no debe exceder de 15 cm.
- c. En el caso de vigas con dimensiones mayores a las de las columnas, en las que su refuerzo longitudinal no queda confinado por los aros de confinamiento de las columnas, se debe continuar con los aros de la viga indicados en el inciso 8.2.5 (b) a lo largo del *núcleo de unión*.

8.4.3 Esfuerzos cortantes

- a. La capacidad de diseño en cortante del *núcleo de unión* no puede exceder $\gamma A_j \sqrt{f'_c}$. El coeficiente γ es igual a 4 si existen elementos en flexión en las cuatro esquinas y todos ellos tienen espesores de al menos tres cuartos del espesor de la columna; de lo contrario, γ es igual a 3. A_j es el área transversal efectiva del núcleo en un plano paralelo a los ejes del refuerzo que causa el cortante de diseño.

b. Para concreto con agregado liviano, las capacidades en cortante no pueden exceder de tres cuartos los valores del inciso 8.4.3 (a).

8.5 Longitudes de anclaje de refuerzo longitudinal

- a. La longitud de anclaje, l_{ag} , para barras de dimensiones #3 a #11, con un gancho estándar, no puede ser menor que ocho veces el diámetro de la barra, 15 cm o la longitud indicada en la siguiente ecuación:

$$l_{ag} = \frac{f_y d_b}{16 \sqrt{f'_c}} \quad [8-5]$$

donde:

d_b = diámetro de la barra, cm.

l_{ag} y d_b en cm, f'_c y f_y en kg/cm².

En los casos de concreto con agregado liviano, l_{ag} se debe calcular como 1.25 veces los valores anteriores, 10 d_b o 20 cm.

- b. El gancho estándar del inciso anterior debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o de un *elemento de borde*.
- c. La longitud de anclaje, l_{ar} para barras rectas de dimensiones # 3 a #11, no puede ser menor de 2.5 l_{ag} . Si la barra longitudinal se ubica de tal forma que queda por encima de una misma colada de concreto que excede los 30 cm, se debe usar una longitud l_{ar} no menor que 3.5 l_{ag} .
- d. Las barras rectas que terminan en un *núcleo de unión* se deben pasar a través de la parte confinada del núcleo o del *elemento de borde*. Cualquier parte de la longitud de anclaje que no esté en la región confinada se debe incrementar con un factor de 1.6.
- e. Si se utilizan varillas recubiertas con epóxico, sus longitudes de desarrollo se deben multiplicar por el factor que corresponda según ACI 318.

8.6 Muros estructurales, marcos arriostrados y elementos de borde

8.6.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a *muros estructurales*, *marcos arriostrados*, *diafragmas*, los elementos confinantes de *muros de mampostería* confinada y cualquier elemento en el que se produzcan fuerzas axiales debido al sismo. También se aplican a elementos de *marcos* rígidos que no cumplan con las condiciones de los incisos 8.2.1 u 8.3.1.

8.6.2 Muros estructurales, $M/Vl_w \geq 2$

Los *muros estructurales*, cuya razón M/Vl_w sea mayor o igual a dos, pueden ser diseñados con los conceptos de diseño de elementos en flexión o flexo-compresión según sea el caso,

donde:

M = momento, kg-cm.

V = fuerza cortante, kg.

l_w = longitud del *muro* o del segmento de *muro* considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

8.6.3 Muros estructurales, $M/Vl_w < 2$

En aquellos casos que M/Vl_w sea menor a 2, el refuerzo longitudinal se debe calcular conforme a los requisitos de cortante del artículo 8.7.2 (c).

8.6.4 Razón de refuerzo

- a. La razón de refuerzo ρ para *muros estructurales* de concreto, no puede ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal, ρ_v , como en el eje transversal, ρ_h . El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 45 cm. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes se debe distribuir uniformemente.
- b. Se debe usar al menos doble malla de refuerzo en cualquier *muro estructural* de concreto, en el que la fuerza cortante factorizada exceda $0.50 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ o en el que el espesor iguale o exceda 20 cm.

8.6.5 Elementos de marcos arriostrados y elementos de borde

- a. Los elementos estructurales de *marcos arriostrados*, elementos confinantes de *muros de mampostería* confinada en combinaciones de carga que incluyan sismo, deben tener refuerzo transversal, con las especificaciones contenidas en los incisos 8.3.4 (a) y 8.3.4 (b) para elementos con *ductilidad local* óptima u 8.3.4 (c) para elementos con *ductilidad local* moderada, según se trate de estructuras de cualquier tipo, en la longitud total del elemento. Este refuerzo transversal se puede discontinuar en la sección cuando el esfuerzo de compresión sea menor que $0.15 f'_c$.
- b. Todo refuerzo longitudinal de *muros estructurales*, *marcos arriostrados*, elementos confinantes de *muros de mampostería* confinada,

diafragmas, etc. se debe anclar de acuerdo con las especificaciones para refuerzo en tracción del artículo 8.5.

- c. Los *elementos de borde* de *muros estructurales* de concreto y los elementos confinantes de *muros de mampostería* confinada deben ser diseñados para resistir todas las cargas verticales, incluyendo cargas tributarias y *peso propio*, así como las cargas verticales necesarias para resistir el momento de volteo debido al sismo.
- d. El refuerzo transversal de los *muros estructurales* se debe anclar en el núcleo confinado de los *elementos de borde*, de tal manera que sea capaz de desarrollar los esfuerzos de cedencia.
- e. La necesidad de utilizar *elementos de borde* debe ser evaluada según los incisos 8.6.5 (f), 8.6.5 (g) y 8.6.5 (h) ó 8.6.5 (i).
- f. Esta sección se aplica a *muros* que son continuos desde su base hasta su parte superior y diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial. Los *muros* que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados según el inciso 8.6.5 (i).
- g. Las zonas de compresión deben ser reforzadas con *elementos de borde* cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} \quad [8-6]$$

donde:

l_w = longitud del *muro* o del segmento de *muro* considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

δ_u = desplazamiento de diseño, cm.

h_w = altura del *muro* o del segmento de *muro* considerado, cm.

c = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño, δ_u , resultando en la mayor profundidad del eje neutro, cm.

Nota: δ_u/h_w debe ser mayor o igual a 0.007.

- h. En donde se requieran *elementos de borde*, requeridos según los incisos 8.6.5 (f) y 8.6.5 (g), su refuerzo debe ser extendido verticalmente desde la sección crítica una distancia no menor que el mayor de l_w o $M_u / (4 V_u)$.
- i. Los *muros estructurales* que no sean diseñados según los incisos 8.6.5 (f), 8.6.5 (g) y 8.6.5 (h), deben tener *elementos de borde* en sus extremos y en sus aberturas cuando el esfuerzo a compresión máximo en la fibra extrema correspondiente a las cargas factorizadas, incluyendo el efecto de sismo, exceda $0.20 f'_c$. Estos elementos se

pueden discontinuar en el nivel en que los esfuerzos de compresión sean inferiores a $0.15 f'_c$. Los esfuerzos se deben calcular para las cargas factorizadas utilizando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección bruta. Para *muros* con alas, el ancho efectivo se puede tomar como la distancia desde la cara del alma hasta el menor de los siguientes valores: la mitad de la distancia hasta la siguiente alma de *muro* o el 25% de la altura total del *muro*.

- j. Cuando se requieran *elementos de borde*, se debe satisfacer los siguientes requisitos:
- i) El *elemento de borde* se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor de $c - 0.1 I_w$ y $c / 2$.
 - ii) En secciones "T" de *muros* el *elemento de borde* debe incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderse al menos 30 cm dentro del alma.
 - iii) El refuerzo transversal de los *elementos de borde* debe cumplir con los requisitos de los incisos 8.3.4 (b) y 8.3.4 (c), excepto que no se requiere satisfacer la Ec. [8-3].
 - iv) El refuerzo transversal de los *elementos de borde* en la base del *muro* debe extenderse hasta su base de soporte, al menos la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro, a menos que el *elemento de borde* termine en un cimiento o losa de cimentación, en cuyo caso el *elemento de borde* debe extenderse 30 cm dentro del cimiento o losa de cimentación.
- k. Cuando no se requieran *elementos de borde* se debe satisfacer los siguientes requisitos:
- i) Si la razón de refuerzo longitudinal en el borde del *muro* es mayor a $28/f_y$, el refuerzo transversal del borde debe satisfacer los incisos 8.3.4 (b) y 8.3.4 (c). El espaciamiento máximo en el borde no debe exceder 20 cm.
 - ii) Cuando V_u en el plano del *muro* es mayor que $0.25 A_{cv} \sqrt{f'_c}$, el refuerzo horizontal terminado en los bordes de los *muros* debe tener un gancho estándar conectando el refuerzo de borde o en su defecto el refuerzo de los bordes debe terminar en estribos en forma de "U" del mismo diámetro y espaciamiento que el refuerzo horizontal.

8.7 Requisitos de capacidad en cortante

8.7.1 Elementos de marco

- a. La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión con *ductilidad local* óptima no debe ser menor que V_U , resultado del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, V_e .

Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \quad [8-7]$$

donde:

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$.

L = longitud entre caras del elemento en flexión, cm.

d = altura efectiva del elemento, cm.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de cargas de la Ec. 6-3 del artículo 6.2, kg.

- b. Para elementos en flexo-compresión de estructuras tipo *marco* y elementos de *ductilidad local* óptima de estructuras tipo dual, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_U , resultado del análisis de la estructura, ni menor que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen una condición de doble curvatura, V_e .

Esta fuerza cortante se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \quad [8-8]$$

donde:

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos superior e inferior de la columna, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para este caso no se considera el factor de reducción para flexo-compresión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$. La carga axial con la cual se calcula la capacidad probable en flexión puede

tomarse, conservadoramente, como la carga axial máxima correspondiente a una combinación de carga que incluya sismo.

H = altura libre de la columna, cm.

- c. Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexo-compresión para los cuales la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme a los incisos 8.7.1 (a) u 8.7.1 (b), represente más del 50% del cortante total de diseño, no se toma ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales sean superiores a $0.05 A_g f'_c$.
- d. Los aros necesarios para resistir el cortante deben ser aros de confinamiento, con las características señaladas en los artículos 8.2, 8.3 y 8.4, según corresponda.
- e. En el caso de estructuras con “columnas cortas”, debidas a *muros* o particiones que no son continuos del *piso* al techo, deben ser diseñados para la fuerza cortante de diseño señalada en el inciso 8.3.4 (c). En este caso, la altura del elemento es la altura libre de la columna corta.
- f. En *muros estructurales* y *marcos arriostrados*, las fuerzas cortantes de diseño son las que se deriven del análisis para *fuerzas sísmicas* de acuerdo con las distintas combinaciones de carga del artículo 6.2. El factor de reducción de resistencia al corte es de 0.60, según se indica en el inciso 8.1.4.

8.7.2 Muros estructurales

- a. La capacidad en cortante V_n de *muros estructurales* y de *diafragmas* se debe calcular como:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad [8-9]$$

donde:

$\alpha_c = 0.75$ para $h_w/l_w \leq 1.5$.

$\alpha_c = 0.50$ para $h_w/l_w \geq 2.0$.

α_c = varía linealmente de 0.75 a 0.50 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.

h_w = altura del *muro* o del segmento de *muro* considerado, cm.

l_w = longitud del muro o del segmento de *muro* considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

A_{cv} = *área neta* de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.

- ρ_n = razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{CV} , respecto al *área bruta* de concreto perpendicular a dicho refuerzo.
- f'_c = resistencia en compresión del concreto en kg/cm².
- f_y = esfuerzo de cedencia del acero perpendicular al área A_{CV} , en kg /cm².
- b. En 8.7.2 (a), el valor de la razón h_w/l_w utilizado para determinar V_n para segmentos de *muro*, debe ser la mayor de las razones para el *muro* entero y el segmento de *muro* considerado.
- c. Los *muros* deben tener refuerzo por cortante distribuido en las dos direcciones ortogonales de su plano. Si la razón h_w/l_w es menor o igual a 2.0, la razón de refuerzo ρ_v que indica la cantidad de refuerzo en el eje longitudinal debe ser igual o mayor que ρ_n ,
donde:
 ρ_v = razón del área de refuerzo distribuido perpendicular al plano de A_{CV} , respecto al *área bruta* de concreto.
- d. La capacidad en cortante de *muros estructurales* no puede exceder el valor dado por $2.5 A_{CV} \sqrt{f'_c}$, (f'_c en kg/cm²).
- e. La *resistencia nominal* en cortante de segmentos verticales de *muro* que comparten una fuerza lateral común debe ser menor o igual a $2 A_{CV} \sqrt{f'_c}$, donde A_{CV} es la sección transversal total. Asimismo, la *resistencia nominal* en cortante individual de los segmentos verticales no debe exceder $2.5 A_{CP} \sqrt{f'_c}$, donde A_{CP} es la sección transversal del segmento considerado.
- f) La *resistencia nominal* en cortante de segmentos de *muro* horizontales y vigas de acople no debe exceder $2.5 A_{CP} \sqrt{f'_c}$, donde A_{CP} es la sección transversal de concreto de un segmento horizontal o vertical que resiste cortante, cm².

8.7.3 Diafragmas

- a. La *resistencia nominal* en cortante, V_n , de los *diafragmas* estructurales no debe exceder

$$V_n = A_{cv} (0.50 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad [8-10]$$

- b. La *resistencia nominal* en cortante, V_n , de *diafragmas* con sobrelosas en pisos o techos prefabricados no debe exceder

$$V_n = A_{cv} \rho_n f_y \quad [8-11]$$

donde A_{CV} se calcula con el espesor de la sobrelosa. El refuerzo del alma requerido debe ser distribuido uniformemente en las dos direcciones.

- c. La *resistencia nominal* en cortante, V_n , no debe exceder $2 A_{CV} \sqrt{f'_c}$ donde A_{CV} es el *área bruta* de la sección transversal del *diafragma*.
- d. Las sobrelosas coladas en sitio sobre un sistema prefabricado de *piso* o *azotea*, pueden usarse como *diafragma* para la transmisión de *fuerzas sísmicas* y sus conexiones deben ser diseñadas y detalladas para la transmisión de *fuerzas sísmicas* al sistema de elementos resistentes.
- e. Las losas de concreto y sobrelosas de entresijos prefabricados que funcionen como *diafragmas* para transmitir *fuerzas sísmicas* deben tener un espesor no menor a 5 cm para el caso de estructuras de hasta 3 entresijos, y no menor a 6 cm para el caso de 4 o más entresijos.
- f. La capacidad en cortante de *diafragmas* no puede exceder el valor dado por $2.5 A_{CV} \sqrt{f'_c}$, (f'_c en kg/cm²).

8.8 Vigas de acople

Se consideran como vigas de acople aquellos elementos que conecten *muros estructurales* para proveer rigidez y disipación de energía. Estos elementos deben ser diseñados según el capítulo “Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico” del Código ACI 318-02.

8.9 Juntas de construcción

- a. Las juntas de construcción en *muros estructurales*, *diafragmas* y cualquier otro elemento estructural que resista fuerzas transversales debidas a sismo, deben ser diseñados para resistir esas fuerzas transversales en la junta.
- b. La resistencia nominal de una junta de construcción en cortante directo debe calcularse según:

$$V_n = \mu (A_{vf} f_y + 0.75 P_j) \quad [8-12]$$

para refuerzo perpendicular al plano de la junta,

donde:

μ = coeficiente de fricción entre las superficies según ACI 318.

A_{vf} = área refuerzo que resiste cortante-fricción.

P_j = fuerza axial total que actúa junto a la fuerza cortante.

Si el refuerzo no es perpendicular a la junta,

$$V_n = \mu(A_{vf}f_y \text{sen}\alpha_f + 0.75P_j) + A_{vf}f_y \text{cos}\alpha_f \quad [8-13]$$

donde:

α_f = ángulo entre el refuerzo y el plano de cortante.

Asimismo, V_U debe ser menor o igual a ϕV_n , donde $\phi = 0.75$.

- c. La superficie de todas las juntas de construcción, en elementos que resistan fuerzas horizontales, debe dejarse limpia de elementos extraños y con una rugosidad mínima de 0.50 cm antes de colar el concreto.

8.10 Fundaciones

Las fundaciones que resistan fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con los lineamientos de buena práctica de diseño y detallado sugeridos en el Capítulo “Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico” del Código ACI 318-02.



Requisitos para mampostería estructural

9.1 Generalidades

9.1.1 Alcance

El diseño y construcción de edificios de *mampostería* y sus *componentes* que resistan *fuerzas sísmicas*, debe satisfacer las especificaciones del Anexo A de este Código y las del “Código Internacional de Construcción” (International Building Code, IBC, 2000), excepto en aquellas cláusulas que se contrapongan a las especificaciones del presente Código.

9.1.2 Análisis

Para el análisis se debe considerar la energía de deformación por corte y flexión.

9.1.3 Método de diseño

La *mampostería* debe ser diseñada por medio del método de resistencia.

9.2 Diseño general

9.2.1 Cargas de diseño

Las cargas de diseño y factores de participación se definen conforme al Capítulo 6 de este Código.

9.2.2 Colocación traslapada

Los bloques deben ser colocados en hiladas horizontales y con traslapes entre hilada e hilada. No se permite la colocación en forma de *estiba* para estructuras de más de un *piso*. El traslape y alineamiento vertical de los bloques deben ser tales que permitan al refuerzo quedar alojado en celdas verticales continuas con dimensiones mínimas de 7 x 12 cm.

9.2.3 Soporte vertical

Los miembros estructurales sobre los que se apoye la *mampostería* deben ofrecer una superficie plana que permita colocar una sisa horizontal inicial no menor de 0.6 cm ni mayor a 2.5 cm de espesor.

9.2.4 Soporte lateral

El soporte lateral a los paños de *mampostería* se puede proveer mediante *muros* perpendiculares, columnas, pilares, o contrafuertes cuando se apoyan en el sentido horizontal, o utilizando entresijos, vigas medianeras, vigas coronas y fundaciones corridas.

9.2.5 Recubrimiento del refuerzo de las juntas

Se debe proveer lateralmente un mínimo de 1.5 cm de mortero de recubrimiento entre el refuerzo de juntas y cualquier cara expuesta de la unidad. El espesor del mortero para las juntas entre las *unidades de mampostería* no debe ser menor de 0.6 cm, ni mayor de 1.5 cm.

9.2.6 Tuberías o ductos embebidos en la mampostería

No se debe embeber dentro de la *mampostería* tuberías o ductos cuando reduzcan sustancialmente la capacidad de la misma, la protección contra fuego, o bien cuando interrumpen el paso del refuerzo continuo, o cuando no sean consideradas en el diseño. La separación mínima entre las tuberías debe ser de 3 diámetros centro a centro. Toda tubería debe contar con un recubrimiento mínimo de un centímetro en todo su perímetro y estar separada la misma distancia de cualquier varilla de refuerzo. Además la tubería no debe tener un diámetro mayor a un tercio del espesor de la pared.

9.3 Requisitos especiales para diseño por resistencia

9.3.1 Refuerzo vertical de muros

El refuerzo vertical de los *muros* debe ser como mínimo una varilla # 4 colocada en forma continua de apoyo a apoyo en todas las esquinas, a cada

lado de los buques de puertas y ventanas, y en los extremos finales de los *muros*. La separación máxima del refuerzo vertical a lo largo del *muro* debe ser 80 cm y éste debe ser como mínimo varilla # 3.

9.3.2 Refuerzo horizontal de muros

El refuerzo horizontal de los *muros* debe ser como mínimo una varilla # 4 colocada en forma continua en:

- a. La parte superior e inferior de las aberturas y debe extenderse como mínimo 60 cm o 40 diámetros, el mayor valor, más allá de donde termina la abertura.
- b. Donde el techo o el entrepiso se conecta estructuralmente al *muro* y en la parte superior del mismo.
- c. En el fondo del *muro*, tan cerca como sea posible de la fundación.
- d. La separación máxima del refuerzo horizontal a lo largo del *muro* es de 60 cm y puede utilizarse varilla #3, como mínimo .

9.3.3 Refuerzo de elementos estructurales

a. Aros en columnas

En columnas, cualquiera que sea su condición, el espaciamiento de los aros no debe exceder de 20 cm en toda su altura. Los aros de las columnas se deben terminar con un gancho de 135 grados con extensiones no menores a 10 diámetros de varilla ó 6 cm.

b. Muros de corte

Aquel refuerzo destinado a tomar cortante debe quedar uniformemente distribuido y deben ser varillas deformadas, *escalerillas* en las sisas o una combinación de ambas. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder la tercera parte del largo del elemento, la tercera parte de la altura del elemento u 80 cm, el menor de los tres valores. El refuerzo para cortante debe ser anclado en sus extremos utilizando un gancho estándar de 180 grados con una extensión mínima de 15 cm. La extensión del gancho debe quedar alojada en la sisa horizontal.

c. Refuerzo de muros

La suma de las áreas del refuerzo vertical y horizontal debe ser al menos 0.002 veces el *área bruta* del *muro*, y la cantidad mínima de refuerzo en cualesquiera de las dos direcciones debe ser 0.0007 veces el *área bruta* del *muro*. El diámetro del refuerzo vertical no debe ser menor a 0.95 cm (varilla #3).

El diámetro del refuerzo horizontal no debe ser menor a 0.60 cm (varilla #2) siempre y cuando sea corrugado, con la excepción de que se utilicen *escalerillas* en las sisas, que deben tener un área equivalente. El refuerzo debe ser continuo alrededor de las esquinas del *muro* y a través de las intersecciones. Solamente aquel refuerzo que es continuo en el *muro* se puede considerar para el cálculo del acero mínimo. El tamaño máximo de varilla vertical debe ser un octavo del espesor nominal del bloque. Se puede colocar como máximo 2 varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores, siempre que el refuerzo no sea mayor de varilla #5.

d. Resistencia especificada a la compresión de la mampostería

Debe medirse conforme al Anexo A.

e. Espesor efectivo de los muros

El espesor efectivo de los *muros* construidos con *unidades de mampostería huecas* o *sólidas* es el espesor total del *muro*.

f. Altura efectiva

La altura efectiva de columnas y *muros* debe ser tomada como la altura libre entre el soporte lateral superior e inferior en la dirección normal al eje del miembro considerado. Para miembros que no están soportados en su parte superior, la altura efectiva es el doble de la altura del miembro sobre su soporte.

g. Ancho efectivo en la intersección de muros

Cuando un *muro* de corte está anclado a la intersección de un *muro* o de varios *muros*, el ancho efectivo del ala en voladizo que se puede considerar a ambos lados no debe ser mayor que seis veces el espesor efectivo del *muro* para efectos de esfuerzos de flexión, siempre que se garantice la transferencia de los cortantes verticales. Solamente el área efectiva del *muro* paralela a las fuerzas de corte se supone que puede tomar esfuerzos de cortante.

Las conexiones de almas con alas de *muros* de corte deben ser realizadas a través de bloques traslapados, anclajes metálicos o eliminando las caras de los bloques de tal forma que se le de continuidad a las varillas de refuerzo y al concreto de relleno.

h. Distribución de cargas concentradas verticales en muros

El largo del *muro* que puede ser considerado como efectivo para soportar cargas verticales concentradas no puede exceder la distancia centro a centro entre las cargas, ni el ancho del área de contacto más de cuatro veces el espesor del *muro*.

i. Desplazamientos verticales

Cualquier elemento estructural que soporte *mampostería* debe ser diseñado de tal manera que su deformación vertical no exceda 1/600 del claro libre. Las vigas cargador se deben apoyar en la *mampostería* como mínimo a una distancia que permita que la misma no falle por aplastamiento; esta distancia debe ser como mínimo 20 cm.

j. Muros que se intersecan con entrepisos y techos

Los *muros* deben ser anclados a los entrepisos, techos o cualquier otro elemento que le provea soporte lateral. Cuando los entrepisos o techos son diseñados para transmitir fuerzas horizontales a los *muros*, la conexión entre ambos elementos debe diseñarse para resistir la fuerza horizontal. Esta fuerza no debe ser menor que 420 kg/m.

9.3.4 Módulos de elasticidad de los materiales y rigideces de los elementos

El módulo de elasticidad de la *mampostería* debe determinarse por el método de la secante, en el cual se encuentra la pendiente de una recta definida por los puntos correspondientes a $0.05 f'_m$ y a $0.33 f'_m$.

- a. El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se puede calcular como:

$$E_m = 750 f'_m, \text{ con un máximo de } 210\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad [9-1]$$

- b. El módulo de elasticidad para unidades de concreto se puede calcular como:

$$E_m = 750 f'_m, \text{ con un máximo de } 210\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad [9-2]$$

- c. El módulo de elasticidad del acero se puede calcular como:

$$E_s = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

- d. El módulo de cortante de la *mampostería* se puede calcular como:

$$G = 0.4 E_m \quad [9-3]$$

- e. Para efectos de análisis y cálculo de deformación, el momento de inercia equivalente se debe tomar como $0.5 I_g$ y el área equivalente se debe tomar como $0.5 A_g$.

9.3.5. Requisitos para el refuerzo de la mampostería

a. Varillas lisas

El uso de varillas lisas se restringe a aquellas con un diámetro máximo de 0.64 cm (varilla # 2), y que sean aros con ganchos doblados a 135° en los extremos.

b. Separación del acero longitudinal

La distancia libre entre varillas paralelas, excepto en columnas, debe ser mayor que el diámetro nominal de las varillas o que 2.5 cm, excepto que las varillas sí pueden estar en contacto en las zonas de empalme. Los requisitos para distancia libre también aplican a empalmes de varillas adyacentes unos de otros.

La distancia libre entre la superficie de una varilla y cualquier superficie de la *mampostería* no debe ser menor de 1.5 cm. Las almas transversales de *unidades de mampostería huecas* pueden ser utilizadas para soportar el acero horizontal.

c. Anclaje del refuerzo de flexión

La tracción o compresión de cualquier varilla en cualquier sección debe desarrollarse a cada lado de la sección de acuerdo a la longitud de desarrollo necesaria. La longitud de desarrollo de cada varilla se puede alcanzar por una longitud de anclaje, combinada o no, con anclajes mecánicos o con ganchos estándar para el acero en tracción. El cálculo de las longitudes de desarrollo, longitudes de anclaje, empalmes, ganchos estándar, etc., debe ser como se establece en este capítulo.

d. Anclaje del refuerzo para cortante

Todo el acero utilizado para tomar esfuerzos de cortante en vigas y columnas debe formar aros cerrados terminando en una esquina con un gancho de 135 grados y una extensión no menor de 10 cm ó 6 diámetros. El acero para cortante en *muros de mampostería* debe ser a base de varillas individuales que terminen con un gancho estándar.

e. Acero de confinamiento

Todas las varillas longitudinales para columnas deben ser confinadas con un aro cerrado o con un *amarre suplementario*. Se debe proveer soporte lateral a las varillas longitudinales por medio de la esquina de un aro o por el extremo del *amarre suplementario*. Las varillas longitudinales alternas confinadas de esta manera no se deben separar entre sí más de 20 cm.

Los aros y las varillas longitudinales deben ser colocados a no menos de 4 cm y a no más de 13 cm de la superficie externa de la columna. La separación de estos aros no debe exceder 20 cm.

Los aros deben ser al menos de varilla # 2 para acero longitudinal # 6 o menor, y de varilla # 3 para acero longitudinal mayor de # 6.

f. Ancho efectivo, b , del área en compresión

A la hora de calcular la zona de compresión producto de flexión en *muros*, para cargas perpendiculares al plano del *muro*, el ancho efectivo para las unidades traslapadas no debe exceder 6 veces el espesor nominal del *muro* o la distancia centro a centro de varillas.

9.4 Diseño de mampostería por resistencia

9.4.1 Resistencia requerida

La *resistencia requerida* por la *mampostería* es la necesaria para resistir las combinaciones de carga factorizada según el Capítulo 6 de este Código.

9.4.2 Factores de reducción de resistencia nominal

TABLA 9.1 Factores de reducción de resistencia nominal

Elemento mecánico	Mampostería Clase A	Mampostería Clase B	Mampostería Clase C
Flexión y carga axial	$\phi = 0.80 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.60 \leq \phi \leq 0.80$	$\phi = 0.75 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.55 \leq \phi \leq 0.75$	$\phi = 0.60 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.40 \leq \phi \leq 0.60$
Cortante y torsión	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.55$	$\phi = 0.40$
Longitudinal de desarrollo y traslapes	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.75$	$\phi = 0.70$
Aplastamiento	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.50$	$\phi = 0.40$

9.4.3 Requisitos para el refuerzo y detalles

a. Refuerzo máximo

El tamaño máximo de varilla vertical debe ser un octavo del espesor nominal del bloque y se puede colocar como máximo 2 varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores y cuando el refuerzo no sea mayor de varilla # 5.

b. Colocación

El acero debe ser colocado como se indica a continuación:

- i) En columnas y pilares, la distancia libre entre las varillas no debe ser menor que 1.5 veces su diámetro, ni menor a 4 cm.
- ii) Recubrimiento. Todo el refuerzo principal debe estar completamente embebido en mortero o concreto de relleno, y debe tener un recubrimiento no menor a 4 cm o $2.5 d_b$ al borde externo de la *unidad de mampostería*.

c. Ganchos estándar

Se puede utilizar cualquiera de los siguientes ganchos:

- i) Un gancho de 180° con una extensión de por lo menos $4 d_b$ ó 6.5 cm.
- ii) Un gancho de 135° con una extensión de por lo menos $6 d_b$ ó 10 cm.
- iii) Un gancho de 90° con una extensión de por lo menos $12 d_b$.

Se considera extensión la parte recta después del gancho. El gancho se considera efectivo si la longitud de desarrollo de la sección recta más allá de la zona crítica es de por lo menos $40 d_b$.

d. Diámetro de doblez

El diámetro mínimo interno de doblez para los ganchos de varillas longitudinales # 3 a # 8 no debe ser menor de $6 d_b$. El diámetro mínimo interno para los ganchos de varillas longitudinales mayores a # 8 no debe ser menor de $8 d_b$. El diámetro mínimo interno para aros o para ganchos suplementarios fabricados con varillas menores a una # 5 no debe ser menor de $4 d_b$.

e. Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo del acero, l_d , se calcula como:

$$l_d = \frac{l_{de}}{\phi} \quad [9-4]$$

donde:

$$l_{de} = \frac{0.566 d_b^2 f_y}{K \sqrt{f'_m}} \leq 52 d_b \quad [9-5]$$

donde:

K = recubrimiento lateral o separación libre entre las varillas, el que sea menor (cm), no debe exceder de $3 d_b$.

El valor de l_{de} no debe ser considerado menor a 30 cm.

f. Empalmes

En empalmes mediante traslapes su longitud se debe calcular de acuerdo a la siguiente ecuación

$$l_{empalme} = \frac{l_{de}}{\phi} \geq 40 \text{ cm} \quad [9-6]$$

Todos los traslapes deben estar embebidos en concreto. Se permite usar traslapes soldados o empalmes mecánicos siempre que se demuestre que son capaces de desarrollar una capacidad igual a 1.25 veces el valor de cedencia del acero.

9.5 Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia

9.5.1 Requisitos generales

Los requisitos de esta sección aplican para el diseño de vigas, pilares y columnas. El valor de f'_m para los cálculos correspondientes no debe ser mayor que 210 kg/cm².

9.5.2 Suposiciones de diseño

Las fuerzas utilizadas para diseñar los miembros deben basarse en un análisis que considere la rigidez relativa de todos los miembros estructurales. El cálculo de la rigidez lateral debe incluir la contribución de todas las vigas, pilares y columnas.

9.5.3 Porcentaje de acero balanceado

El cálculo del porcentaje de acero balanceado, ρ_b , se basa en las siguientes suposiciones:

- La distribución de deformaciones a través de la sección se supone que varía linealmente desde un máximo, e_{mu} , en la fibra extrema a compresión del elemento, hasta una deformación de cedencia igual a f_y/E_s en la fibra extrema en tracción del elemento.
- Las fuerzas de compresión deben estar en equilibrio con las fuerzas de tracción proporcionadas por el refuerzo para la máxima carga axial asociada a la combinación de cargas 1.0 CP + 1.0 CT + 1.0 CS.

- c. Se supone que el acero se encuentra uniformemente distribuido sobre la altura del elemento y el valor de ρ_b debe ser calculado como el área de refuerzo dividida por el *área neta* del elemento.
- d. Todo el acero de refuerzo debe ser considerado en el cálculo del ρ_b , excepto la contribución del acero destinado a resistir fuerzas de compresión.

9.5.4 Requisitos de resistencia

Excepto donde se indique lo contrario, los miembros deben ser diseñados para resistir las combinaciones de carga establecidas en el Capítulo 6 de este Código.

9.5.5 Resistencia de diseño

La resistencia suministrada por la sección transversal de una viga, pilar o columna en términos de carga axial, cortante y momento debe ser calculada como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción, ϕ , especificado en la Tabla 9.1.

9.5.6 Resistencia nominal en flexión y carga axial

La *resistencia nominal* en carga axial, P_n , y la resistencia nominal en flexión, debe ser determinada de acuerdo con las suposiciones de diseño establecidas en el A.5.1.

La *resistencia nominal* máxima en carga axial en compresión se determina como:

$$P_n = 0.80[0.85f'_m(A_e - A_s) + f_y A_s] \quad [9-7]$$

9.5.7 Resistencia nominal al cortante

La resistencia nominal al cortante se determina como:

$$V_n = V_m + V_s \quad [9-8]$$

donde la contribución de la mampostería es:

$$V_m = C_d A_e \sqrt{f'_m} \quad [9-9]$$

con

$$V_{m \text{ máximo}} = 14.5 C_d A_e \quad [9-10]$$

y la contribución del acero es:

$$V_s = A_e \rho_n f_y \quad [9-11]$$

Se utiliza el valor de C_d de acuerdo con la siguiente Tabla:

TABLA 9.2. Valor de C_d .

M/Vd (1)	C_d
≤ 0.25	0.64
≥ 1.00	0.32

(1) M es el máximo momento que ocurre simultáneamente con el cortante V en la sección bajo consideración. Se puede hacer una interpolación lineal para los valores de M/Vd entre 0.25 y 1.00.

La capacidad nominal del cortante no debe exceder de los valores mostrados en la siguiente tabla:

TABLA 9.3 Límite de capacidad nominal de cortante.

M/Vd (1)	V_n máximo (2)
≤ 0.25	$1.6A_e \sqrt{f'_m}$
≥ 1.00	$1.07A_e \sqrt{f'_m}$

(1) M es el máximo momento que ocurre simultáneamente con el cortante V en la sección bajo consideración. Se puede hacer una interpolación lineal para los valores de M/Vd entre 0.25 y 1.00.

(2) $f'_m \leq 210 \text{ kg/cm}^2$.

- b. El valor de V_m debe ser cero en aquellas secciones sometidas a cargas netas factorizadas de tracción.
- c. El valor de V_m debe ser $2 A_e$, kg, cuando el valor de M_u sea mayor que $0.7 M_n$.

9.5.8 Refuerzo

- a. Cuando se requiera refuerzo transversal por cortante, el máximo espaciamiento no debe exceder $d/2$ o 40 cm.

- b. El refuerzo longitudinal por flexión debe quedar uniformemente distribuido a través de la altura del elemento.
- c. Elementos en flexión que puedan soportar reversiones de esfuerzos deben tener el acero longitudinal colocado en forma simétrica.
- d. La resistencia de momento nominal de cualquier sección a lo largo del miembro no debe ser menor que 1/4 de la resistencia de momento nominal máxima.
- e. El porcentaje de acero en flexión, ρ , no debe exceder de $0.5 \rho_b$.
- f. Los traslapes del acero longitudinal deben cumplir con lo especificado en el inciso 9.4.3 (f). No se debe traslapar más del 50% del acero en una misma región. La distancia mínima entre los traslapes de varillas adyacentes debe ser 75 cm a lo largo del eje longitudinal.
- g. El esfuerzo de cedencia del acero no debe ser mayor a 4200 kg/cm^2 . El esfuerzo real de cedencia f_y obtenido mediante pruebas de laboratorio no debe ser mayor que 1.25 veces el valor utilizado para diseño.

9.5.9 Requerimientos para diseño sísmico

Cuando se utilicen vigas, pilares o *columnas de mampostería* como elementos integrales del sistema sismo resistente, el 100% de la resistencia ante las cargas laterales debe ser suministrada por *muros* de corte que trabajen en conjunto con estos miembros. Los *muros* de corte deben proveer por lo menos el 80% de la rigidez lateral del sistema. Las columnas, pilares y vigas deben ser diseñadas para las cargas factorizadas provenientes del análisis.

9.5.10 Límites dimensionales

a. Vigas

- i) El ancho nominal de las vigas no debe ser menor que 12 cm.
- ii) La distancia entre los arriostres laterales para evitar el pandeo de la zona en compresión, no debe exceder 32 veces el ancho mínimo del área en compresión.
- iii) La altura nominal mínima de una viga no debe ser menor que 20 cm.

b. Pilares

- i) El ancho nominal de un pilar no debe ser menor que 12 cm.
- ii) La distancia entre los soportes laterales de un pilar no debe exceder 30 veces su ancho nominal. La única excepción se describe en el artículo siguiente.

- iii) Cuando la distancia entre soportes laterales excede de 30 veces su ancho nominal, el pilar debe ser considerado como un *muro* con cargas perpendiculares a su plano.
- iv) La longitud nominal de un pilar no debe ser menor que 3 veces su ancho nominal, ni debe ser mayor que 6 veces su ancho nominal. La altura libre del pilar no debe exceder 5 veces el largo nominal del pilar.

c. Columnas

- i) El ancho nominal de una columna no debe ser menor que 15 cm.
- ii) La distancia entre apoyos laterales de una columna no debe exceder de 30 veces su ancho nominal.
- iii) La longitud nominal de una columna no debe ser menor que 30 cm ni mayor que 3 veces su ancho nominal.

9.6 Refuerzo de elementos estructurales de mampostería

9.6.1 Vigas

a. Diseño

Son aquellos miembros diseñados principalmente para resistir flexión y deben cumplir con los requisitos de esta sección. La carga axial factorizada en la viga no debe exceder $0.05 A_e f'_m$.

b. Refuerzo longitudinal

- i) La variación en las varillas de refuerzo longitudinal no debe ser mayor que un número de varilla. No se debe usar más de dos tamaños de varilla en una viga.
- ii) La resistencia nominal a flexión de la viga no debe ser menor que 1.3 veces el momento nominal de agrietamiento de la viga. El módulo de ruptura, f_r , para este cálculo debe ser supuesto igual a 15 kg/cm^2 .

c. Refuerzo transversal

Como mínimo se coloca acero de refuerzo transversal cada 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u producto del análisis, ni menor que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen una condición de doble curvatura, V_e . Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \quad [9-12]$$

donde:

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$.

L = longitud entre caras de elemento en flexión, cm.

d = altura efectiva del elemento, cm.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de carga de la Ec. 6-3 del artículo 6.2, kg.

Cuando se requiera acero transversal, deben aplicarse los siguientes requisitos:

- i) El refuerzo para cortante puede ser una barra simple con un gancho de 180° en cada extremo, o aros convencionales.
- ii) El refuerzo para cortante debe estar doblado alrededor del acero longitudinal.
- iii) El porcentaje de acero mínimo para cortante debe ser 0.0007.
- iv) La primera varilla transversal no se debe colocar más allá que a $d/4$ ó 10 cm desde el apoyo.

d. Construcción

Las vigas deben construirse totalmente rellenas.

9.6.2 Pilares

a. Diseño

Los pilares proporcionados para resistir flexión y cortante en conjunto con carga axial deben cumplir con los requisitos de esta sección. La carga axial factorizada a compresión en los pilares no debe exceder $0.3 A_e f'_m$.

b. Refuerzo longitudinal

Un pilar sujeto a reversiones de esfuerzos en su plano debe ser reforzado longitudinalmente en forma simétrica a ambos lados de su eje neutro:

- i) Por lo menos una varilla debe colocarse en las celdas extremas.
- ii) El porcentaje mínimo de acero longitudinal debe ser 0.002 sobre el *área bruta*.

c. Refuerzo transversal

Como mínimo se debe colocar acero de refuerzo transversal cada 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u , producto del análisis, ni menor que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen una condición de doble curvatura. Cuando se requiera acero transversal, los siguientes requisitos deben aplicarse:

- i) El refuerzo debe ser doblado contra el acero longitudinal del extremo con un gancho de 180° . Alternativamente, en las intersecciones con *muros*, el refuerzo transversal se puede anclar con un gancho de 90° doblado contra una varilla longitudinal ubicada en la intersección.
- ii) El área mínima de refuerzo transversal es $0.0015 A_e$.

9.6.3 Columnas

a. Refuerzo longitudinal

- i) El refuerzo longitudinal debe ser como mínimo 4 varillas, una en cada esquina de la columna:
- ii) El área de refuerzo máximo es $0.03 A_g$.
- iii) El área de refuerzo mínimo es $0.005 A_g$.

b. Aros

- i) Los aros deben cumplir con lo establecido en el inciso 9.4.3.
- ii) El refuerzo lateral mínimo debe ser $0.0018 S b$.

c. Construcción

Las columnas deben construirse totalmente rellenas de concreto.

9.7 Muros con cargas paralelas a su plano

9.7.1 Alcance

Los requisitos de esta sección aplican para el diseño de *muros* con cargas paralelas a su plano (comportamiento de *muro* de corte), específicamente

para *muros en voladizo* donde la rigidez del entrepiso no produce restricciones rotacionales.

Nota: El valor de f'_m no es mayor que 210 kg/cm².

9.7.2 Refuerzo

- a. Se debe proveer refuerzo mínimo de acuerdo con el inciso 9.3.3.
- b. Cuando el modo de falla del *muro* es en flexión, la capacidad nominal del *muro* de corte debe ser por lo menos 1.8 veces la capacidad del momento de agrietamiento para *muros* totalmente rellenos y de 3 veces la capacidad del momento de agrietamiento para *muros* parcialmente rellenos. El momento de agrietamiento se calcula con la Ec. [A-12].
- c. El espaciamiento del refuerzo horizontal dentro de la región definida por la base del *muro* de corte y un plano a una distancia l_w arriba de la base del *muro* de corte, no debe exceder 3 veces el espesor nominal del *muro* ó 60 cm.

9.7.3 Resistencia de diseño

La capacidad suministrada por la sección transversal del *muro* de corte en términos de carga axial, cortante y momento debe calcularse como la resistencia nominal multiplicada por el respectivo factor de reducción, especificado en la Tabla 9.1.

9.7.4 Resistencia axial

La resistencia axial nominal de un *muro* de corte soportando únicamente cargas axiales debe ser calculada como:

$$P_0 = 0.85f'_m (A_e - A_s) + f_y A_s \quad [9-13]$$

La *resistencia de diseño* debe satisfacer:

$$P_u \leq 0.80 P_0 \quad [9-14]$$

9.7.5 Resistencia de cortante

Para estructuras con *ductilidad global* mayor a 1, la fuerza cortante de diseño es la correspondiente a la capacidad máxima del *muro* en flexión. Alternativamente, esta fuerza puede tomarse como el valor resultante del análisis multiplicado por el valor correspondiente de *sobre-resistencia*, *SR*.

$$V_u \leq \phi V_n \quad [9-15]$$

$$V_n = V_m + V_s \quad [9-16]$$

$$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{S_h} \quad [9-17]$$

En regiones de posible formación de *rótulas plásticas*,

$$V_m = \left[0.15 \sqrt{f'_m} + 0.20 (P_u / A_g) \right] d b_w \quad [9-18]$$

En otras regiones

$$V_m = \left[0.50 \sqrt{f'_m} + 0.30 (P_u / A_g) \right] d b_w \quad [9-19]$$

Para paredes completamente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t$ espesor de la pared. Para paredes parcialmente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t - b_i$ donde b_i es el ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza cortante. El valor l_w se define como el largo de pared.

9.7.6 Flexo-compresión

El análisis de la sección, suponiendo que todo el acero de refuerzo entra en cedencia, se puede hacer por medio de un proceso iterativo como sigue:

a. Se supone un valor de $a = \left(\frac{P_n + 0.50 \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y}{0.85 f'_m t} \right)$ [9-20]

b. Se calcula $c = a / 0.85$, [9-21]

c. Se calcula $C_m = 0.85 f'_m t a$, [9-22]

d. Con el valor de c las barras de 1 a j están en compresión, de donde

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y \quad [9-23]$$

e. Las barras de $j+1$ a n están en tracción, de donde,

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y, \quad [9-24]$$

f. Se comprueba el equilibrio $C_m + C_s - T = P_n$ dentro de un rango de $\pm 3\%$, [9-25]

- g. Si no hay equilibrio se toma un nuevo valor de a y se repite el proceso hasta convergencia, y
- h. Se toman momentos con respecto al eje neutro y se obtiene:

$$M_n = C_m(c - a/2) + \sum_{i=1}^n |f_y A_{si}(c - x_i)| + P_n(l_w/2 - c) \quad [9-26]$$

Se debe comprobar que $M_u \leq \phi M_n$ y $P_u \leq \phi P_n$

Alternativamente al método propuesto en la sección anterior, los *muros* rectangulares se pueden diseñar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_n = \frac{A_s f_y l_w}{2} \left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad [9-27]$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} \quad [9-28]$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{t l_w f'_m} \quad [9-29]$$

$$\beta = \frac{P_n}{t l_w f'_m} \quad [9-30]$$

9.7.7 Muros no rectangulares

Cuando los *muros* tienen forma de “H” y la zona de compresión cae dentro de las alas, se puede utilizar lo indicado en 9.7.6; en este caso se puede considerar una *ductilidad local* óptima. Los *muros* en forma de “T” poseen una *ductilidad* muy reducida cuando el alma está en compresión por lo que siempre se deben diseñar para una respuesta elástica incrementada por *SR*. Cuando la deformación unitaria a compresión es mayor a 0.0015 bajo cargas factorizadas, se debe utilizar placas u otros sistemas de confinamiento para *mampostería* en una distancia igual a 3 veces el espesor de la pared, o el 10 % de la longitud de la pared, el mayor valor.

9.7.8 Confinamiento de muros

Los *muros* pueden ser confinados en sus extremos por medio de placas, aros u otros sistemas de confinamiento para *mampostería* igualmente efectivos en una distancia igual a 3 veces su espesor, o el 10 % de su longitud, el mayor valor. En este caso estos elementos se pueden considerar con *ductilidad local* óptima.

9.7.9 Relación altura-espesor

En los *muros de mampostería* con refuerzo integral, en ningún caso la *mampostería* puede tener una relación entre la altura libre y su espesor, mayor de 25 para edificaciones de 3 pisos o menos, o de 16 para edificaciones de más de 3 pisos. El espesor mínimo de la *mampostería* es de 12 cm.

9.8 Muros de marcos rellenos de mampostería

9.8.1 Alcance

Las disposiciones de este artículo se aplican a aquellos casos en que los paños de *mampostería* están ligados a *marcos* de concreto para una interacción completa.

9.8.2 Muro estructural

Para que un *muro de marcos rellenos de mampostería* se considere como un *muro estructural* debe ser continuo desde la cimentación hasta el *nivel* superior y no puede tener ningún tipo de aberturas.

9.8.3 Paño de mampostería

El paño de *mampostería* debe tener refuerzo integral, tanto para resistir las esfuerzos de flexión y cortante en el plano del *muro*, como la flexión y cortante causados por las fuerzas de inercia normales a ese plano. El refuerzo mínimo es el especificado en los incisos 9.3.3 (b) y (c).

9.8.4 Rigidez

Para tomar en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez de la *mampostería* por los agrietamientos producidos por la demanda sísmica, se puede utilizar el modelo de un *marco arriostrado* con un puntal de compresión (*marco* equivalente) utilizando:

$$w = 0.25d_m \quad [9-31]$$

donde d_m es la longitud de la diagonal y w su ancho.

9.8.5 Diseño sismo-resistente

El diseño *sismo-resistente* de *muros de marcos rellenos de mampostería* debe contemplar todos y cada uno de los siguientes posibles modos de falla:

- a. Cedencia del acero longitudinal de la columna en tracción debido al volcamiento.
- b. Deslizamiento, debido a falla por cortante en los planos horizontales de unión de las *unidades de mampostería*.
- c. Agrietamiento por tracción diagonal del paño de *mampostería*, seguida de la falla por compresión diagonal del puntal.
- d. Falla de flexión o cortante en las columnas o vigas confinantes, es decir en el *marco* equivalente.

9.8.6 Elementos de confinamiento

Las características mínimas de los elementos de confinamiento son las siguientes:

- a. Espesor mínimo: el espesor de la *mampostería*.
- b. Ancho mínimo del elemento confinante: 20 cm.
- c. El refuerzo mínimo es 4 varillas deformadas # 3 longitudinales y aros transversales # 2 cada 15 cm.
- d. Todas las varillas deben estar debidamente ancladas en sus extremos mediante los ganchos estándar apropiados y cumplir con las longitudes de anclaje del inciso 9.4.3
- e. La resistencia mínima del concreto debe ser $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ medida en cilindros de 15 por 30 cm a los 28 días.
- f. El recubrimiento mínimo medido a los aros es de 2.5 cm.
- g. La longitud de traslape es de 52 diámetros de la barra, a menos que un cálculo detallado indique una longitud menor. En este caso, los aros de confinamiento deben estar separados no más de 10 cm en la longitud de traslape.

9.8.7 Relación altura-espesor

En los *muros de marcos rellenos de mampostería*, en ningún caso la *mampostería* de relleno puede tener una relación entre la altura libre del *muro* y su espesor, mayor que 25. El espesor mínimo de la *mampostería* es 12 cm.

9.8.8 Factores de reducción

Los factores ϕ de reducción de capacidad son los mismos indicados en la Tabla 9.1.

9.8.9 Tipos de falla a considerar

a. Cedencia del acero longitudinal de la columna en tracción debido al volcamiento

El *sistema sismo-resistente* puede ser considerado con *ductilidad local* moderada. Si además se cumple con lo indicado en el inciso 8.6.5, se puede considerar una *ductilidad local* óptima.

El *marco* relleno se comporta como un *muro* en voladizo, donde las columnas actúan como las alas de una sección compuesta. La capacidad a cortante está dada por la capacidad a flexión. Para flexo-compresión se debe construir el diagrama de interacción de la sección compuesta.

b. Deslizamiento debido a falla por cortante en los planos horizontales de unión de las unidades de mampostería

En este caso el valor de V_u debe calcularse para una respuesta elástica incrementada por SR .

El cortante puede calcularse como :

$$V_u \leq \phi V_m \quad [9-32]$$

$$V_m = \left(\frac{0.03f'_m l_m t + 0.30A_s f_y}{1 - 0.30h_m/l_m} \right) + \frac{2}{h_e} (M_{ct} + M_{cc}) \quad [9-33]$$

donde M_{ct} y M_{cc} son los momentos flectores ideales, es decir a la cedencia del acero, de las columnas de tracción y compresión incluyendo los efectos de carga axial debidos a fuerzas gravitacionales o momentos de volcamiento. Debe revisarse que la capacidad a cortante de las columnas sea mayor que el cortante correspondiente a los momentos calculados con una tracción en el acero de $1.25 f_y$.

c. Agrietamiento por tracción diagonal del paño de mampostería seguida de la falla por compresión diagonal del puntal

El puntal de compresión debe cumplir con las siguientes ecuaciones:

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd} \quad [9-34]$$

$$P_{ud} = \frac{d_m}{l_m} V_u \quad [9-35]$$

$$P_{nd} = 0.8 (0.85f'_m A_e) R_e \quad [9-36]$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{d_m}{40t} \right)^3, \text{ debe ser mayor que cero,} \quad [9-37]$$

$$A_e = \frac{d_m}{5} t_e \quad [9-38]$$

donde:

$\phi = 0.60$ para *mampostería* Clase A .

$\phi = 0.55$ para *mampostería* Clase B.

$\phi = 0.40$ para Clase C.

En este caso el valor de V_u debe ser calculado para una respuesta elástica incrementada por SR . Adicionalmente debe verificarse que el paño del *muro* enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento no falle por aplastamiento en el extremo del puntal en la llegada a la unión viga-columna.

d. Falla de flexión o cortante en las columnas o vigas confinantes

Los elementos del *marco* equivalente arriostrado deben ser diseñados conforme a los requisitos indicados en el Capítulo 8, artículos 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, y 8.7 exceptuando los requisitos de tamaño mínimo ahí especificados.

Requisitos para acero estructural

10.1 Generalidades

Para estructuras con elementos *sismo-resistentes* de acero laminados en caliente se utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD); alternativamente, estas estructuras pueden proporcionarse utilizando la metodología de Diseño Plástico. Para estructuras con elementos *sismo-resistentes* laminados en frío se utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En ambos casos se debe satisfacer los requisitos aplicables de las Especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (American Institute of Steel Construction, AISC), del Instituto Americano de Hierro y Acero (American Iron and Steel Institute, AISI) y del AWS (ref. 1 a 7), excepto donde sean modificadas por disposiciones de este Código.

Las referencias que se hacen se basan en la bibliografía indicada al final de este Capítulo. Los *sistemas sismo-resistentes* utilizados en este Capítulo se presentan en la Tabla 10.4.

10.2 Estructuras de acero laminado en caliente

10.2.1 Estándares y materiales

- a. Los aceros estructurales utilizados en los *sistemas sismo-resistentes* deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) en su última revisión: A 36, A 53, A 500 (Grado B ó C), A 501, A 529, A 572 (Grado 42, 50 ó 55),

- A 588, A 618, A 847, A 913 (Grado 50 ó 65), A 992 o especificaciones equivalentes internacionalmente reconocidas. Asimismo, las placas de asiento de columnas deben satisfacer alguna de las especificaciones anteriores o la especificación ASTM A 283.
- b. Los pernos y accesorios de conexión deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la ASTM: A 325, A 490 o F 1852. Los pernos de anclaje deben satisfacer la especificación ASTM F1554.
- c. En este Capítulo, para la determinación de la capacidad requerida de elementos, se toma el esfuerzo de cedencia esperado, F_{ye} , del material, como:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad [10-1]$$

donde, F_y es el esfuerzo de cedencia mínimo especificado del acero utilizado. El valor para R_y es el indicado en la Tabla 10.1.

TABLA 10.1. Valores R_y para diferentes tipos de elementos.

Uso del Elemento	R_y
Elementos fabricados a partir de placas	1.1
Secciones laminadas en Caliente y barras	
ASTM A36	1.5
A572 Grado 42	1.3
Todos los otros grados	1.1
Secciones tipo cajón (HSS)	
ASTM A500, A501, A618 y A847	1.3
Secciones tipo tubo	
ASTM A53	1.4

Para otros aceros no mencionados en 10.2.1(a) el valor de R_y se debe basar en ensayos de laboratorio.

Para el diseño de elementos en las combinaciones de carga que contemplen sismo (Ecs. [6-3] y [6-4]), es permitido utilizar el valor del esfuerzo de cedencia esperado, F_{ye} , en la determinación de su resistencia.

- d. En la determinación de la demanda sísmica, cuando en este Capítulo se especifique como *carga sísmica amplificada*, CS_a , ésta se calcula como el producto de la *carga sísmica*, CS , y la *sobre-resistencia*, SR . En este caso, en las combinaciones de carga [6-3] y [6-4], se utiliza CS_a en vez de CS .

10.2.2 Conexiones

Las conexiones que sean parte de los *sistemas sismo-resistentes* deben cumplir con los requisitos del Capítulo *J* de la norma LRFD (ref. 1), con excepción de lo que se indique a continuación.

a. Conexiones empernadas

La *resistencia de diseño* a cortante de una conexión empernada se puede calcular suponiendo una conexión por aplastamiento o una conexión por deslizamiento crítico. Para ambos casos, los pernos utilizados deben ser de alta resistencia y totalmente tensados según el AISC y todos los planos de falla se deben preparar según se requiera para juntas de deslizamiento crítico clase A o mejores.

Las conexiones que formen parte de *sistemas sismo-resistentes* no pueden ser diseñadas para tomar carga en combinación con soldaduras que se encuentren actuando en el mismo plano de falla que los pernos en combinaciones de carga que involucren sismo.

La capacidad de aplastamiento de las juntas empernadas se calcula utilizando orificios estándar o ranuras cortas (“short slots”) con la ranura perpendicular a la línea de fuerza, a menos que se justifique el uso de otra alternativa de orificio mediante ensayos de laboratorio.

La *resistencia de diseño* de juntas empernadas en cortante o tracción y cortante combinados se debe determinar según las secciones J3.7 y J3.10 de la especificación LRFD (ref. 1), con la salvedad de que la capacidad nominal de aplastamiento en los orificios no puede ser mayor a $2.4 d t F_u$.

La configuración de conexiones debe ser tal que permita alcanzar un estado límite dúctil en la conexión o en el elemento.

b. Conexiones soldadas

- i) Se deben seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica el AWS D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society), ref.5.
- ii) Todas las soldaduras utilizadas en elementos y conexiones de *sistemas sismo-resistentes* deben ser realizados con un material de soldadura o electrodo que tenga una tenacidad mínima de Charpy (“Charpy V-notch”) de 276 kg-cm (20 ft lb) a una temperatura de -7°C (-20°F).
- iii) Para elementos y conexiones que formen parte de los *sistemas sismo-resistentes*, las discontinuidades creadas en las zonas de *rótulas plásticas* por errores o por los procesos de fabricación o de erección,

deben ser reparadas para que alcancen el comportamiento requerido por este Código.

c. Otras conexiones

En secciones compuestas (acero-concreto) los conectores de cortante soldados no deben ser colocados en las alas de las vigas dentro de la zona en que se espera que se produzcan *rótulas plásticas*. La *longitud de una zona de rótula plástica* se define como la mitad de la altura de la viga a ambos lados del punto de *rótula plástica* teórica. No se debe colocar conexiones de elementos secundarios dentro de la zona esperada de rotación plástica.

10.2.3 Elementos

Los elementos que formen parte de los *sistemas sismo-resistentes* deben cumplir con la norma de la Ref. 1 (LRFD) y con lo estipulado en este Capítulo.

a. Razón de esbeltez

Los elementos que formen parte de los *sistemas sismo-resistentes* deben cumplir con los requisitos de la sección B5 de las especificaciones AISC (ref.1) y, donde se indique en este Capítulo, con las *razones sísmicas de esbeltez por sismo* (λ_{ps}) especificadas en la Tabla 10.2.

TABLA 10.2. Razones de esbeltez por sismo λ_{ps} , para elementos en compresión.

	Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Límites de razones ancho/espesor
Elementos sin rigidizar	Alas de vigas "I" laminadas, híbridas, vigas soldadas [a], [b], [f]	b/t	$0.30\sqrt{E_s / F_y}$
	Alas de columnas "I" laminadas, híbridas o soldadas parte de sistemas SMF [a], [c]	b/t	$0.30\sqrt{E_s / F_y}$
	Alas de canales, angulares y vigas laminadas, híbridas o soldadas y arriostres [a], [d]	b/t	$0.30\sqrt{E_s / F_y}$
	Alas de columnas "I" laminadas, híbridas o soldadas [a], [e]	b/t	$0.38\sqrt{E_s / F_y}$
	Barras planas especiales[g]	b/t	2.5
	Alas de angulares simples, alas de angulares dobles con separadores, alas de "T" [h]	b/t	$0.30\sqrt{E_s / F_y}$
	Almas de "T" [h]	d/t	$0.30\sqrt{E_s / F_y}$

Continuación Tabla 10.2

Tipo de elemento		Razón de esbeltez	Límites de razones ancho/espesor	
Elementos rigidizados	Almas en compresión por flexión en vigas de marcos tipo SMF, [a]	h/t_w	$2.45\sqrt{E_s / F_y}$	
	Otras almas en compresión por flexión [a]	h/t_w	$3.14\sqrt{E_s / F_y}$	
	Almas en combinación de flexión y compresión [a], [b], [c], [d], [e], [f]	h/t_w	para $P_u / (\phi_b P_y) \leq 0.125$	$3.14\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left(1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
			para $P_u / (\phi_b P_y) > 0.125$	$1.12\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
	Secciones circulares HSS en compresión axial y/o compresión por flexión [d]	D/t	$0.044 E_s / F_y$	
Secciones rectangulares HSS en compresión axial y/o compresión por flexión [d]	b/t o h/t_w	$0.64\sqrt{E_s / F_y}$		

[a] Para vigas híbridas use el F_y del ala.

[b] Requerido para vigas en marcos SMF.

[c] Requerido para columnas en marcos SMF, a menos que la razón de la Ec. 10-6 sea mayor que 2.0, donde es permitido el uso de λ_p dado en la Tabla B 5.1, ref. 1.

[d] Requerido para vigas y arriostres en marcos tipo SCBF.

[e] Es permitido usar λ_p dado en la Tabla B 5.1, ref. 1 para columnas en STMF y EBF del SPSSB, ref. 7.

[f] Requerido para *acoples especiales* en marcos EBF.

[g] Elementos diagonales de alma dentro del segmento especial en marcos STMF del SPSSB.

[h] Elementos tipo cuerda en marcos tipo STMF del SPSSB.

b. Resistencia de columnas

Cuando la relación $P_u / \phi P_n$ sea mayor a 0.4 sin la consideración de la *carga sísmica amplificada*, CS_a , se deben seguir los siguientes lineamientos:

La capacidad nominal a la tracción y compresión de las columnas se debe determinar para satisfacer las combinaciones de carga (Ecs. [6-3] y [6-4]) utilizando la *carga sísmica amplificada*, CS_a , sin considerar los momentos flectores.

La capacidad axial requerida según se determinó en el párrafo anterior no tiene que exceder la carga máxima transferida a la columna considerando las

capacidades nominales transmitidas por las vigas y arriostres que lleguen a ella, multiplicadas por un valor de $1.1R_y$. Asimismo, no tienen que exceder el límite determinado según la capacidad de la fundación a resistir el levantamiento de la misma debido al volcamiento global del *sistema estructural* de la edificación.

c. Empalmes en columnas

- i) La *resistencia de diseño* de los empalmes debe cumplir o exceder la *resistencia requerida* según se determine en 10.2.3 (b).
- ii) Los empalmes en columnas, cuando sean efectuados con soldadura de filete o penetración parcial, deben estar ubicados a una distancia mayor de 1.20 m de las uniones viga-columna. La excepción a este caso corresponde a alturas libres menores a 2.4 m, en cuyo caso el empalme se debe hacer a la mitad de la altura libre. Los empalmes en columnas sujetas a tracciones según las combinaciones de carga (Ecs. [6-3] y [6-4]) con la inclusión de CS_a deben cumplir con los siguientes requerimientos:
 - ii.1) Se debe diseñar las soldaduras de penetración parcial en empalmes de columna con una capacidad de por lo menos 200 % de la capacidad requerida.
 - ii.2) La capacidad mínima requerida de cada ala debe ser $0.5 R_y F_y A_f$, donde $R_y F_y$ es la capacidad esperada a cedencia del material de la columna y A_f es el área de menor dimensión de las alas de las columnas conectadas.
- iii) No son requeridas transiciones biseladas cuando cambios en el espesor y ancho de las alas y alma ocurren en empalmes de columnas en donde se permite el uso de soldaduras de penetración parcial de acuerdo con 10.2.3 (c) ii.
- iv) Los empalmes de columnas que no son parte de los *sistemas sismo-resistentes* deben ser realizados en el tercio medio de la altura libre de la columna, y deben tener suficiente capacidad a cortante en ambas direcciones ortogonales para resistir una carga igual a M_{pc}/H , donde M_{pc} es la capacidad nominal plástica de la columna en la dirección correspondiente y H es la altura libre de *piso* promedio, arriba y abajo, de la conexión viga-columna.

v) **Requerimientos adicionales para empalmes en marcos tipo SMF, IMF, OMF y STMF**

Los empalmes de columna en *marcos dúctiles* deben ser diseñados para desarrollar la capacidad total en flexión y cortante de la columna de menor capacidad, a menos que se realice un análisis inelástico

considerando la resistencia esperada de los materiales, para determinar las cargas máximas en el empalme y que éste pueda soportarlas.

Los empalmes en columnas deben ser diseñados de tal manera que su resistencia exceda la demanda en la columna. Los empalmes en columnas deben tener suficiente capacidad a cortante en ambas direcciones ortogonales para resistir una carga igual a $2R_y M_{pc} / H$.

Los empalmes de las alas de las columnas deben hacerse mediante soldadura de penetración total o por medio de placas de empalme con soldadura de filete. El material de soldadura debe ser el especificado en 10.2.2 (b) ii. También son permitidos empalmes empernados siempre que se revisen los criterios de falla correspondientes.

Los empalmes del alma de las columnas pueden ser empernados o soldados o soldado en una columna y empernado en la otra. Cuando sean empernados, se deben colocar placas de unión en ambos lados del alma.

10.2.4 Placas de asiento

- a. La conexión de los elementos de *sistemas sismo-resistentes* a las placas de asiento, así como la conexión de éstas a la fundación, deben ser capaces de transmitir las fuerzas con las cuales fueron diseñados estos elementos. El diseño de los elementos de concreto en la base de la columna, incluyendo los pernos de anclaje y acero de refuerzo requeridos, debe hacerse de acuerdo con el Capítulo 8 de este Código.
- b. Las placas de asiento y sus elementos en *marcos* no arriostrados, deben cumplir con los siguientes requisitos:
 - i) La capacidad en flexión es mayor o igual a $R_y F_y Z_c$, cuando se considere la conexión como rígida. Cuando ésta sea una conexión parcialmente rígida, se deben proveer pernos de anclaje con suficiente capacidad de elongación y longitud sin adherencia para tomar las rotaciones y garantizar la cedencia de estos elementos, conservando la capacidad de cortante según análisis en combinaciones de carga [6-3] y [6-4] con CS_a .
 - ii) La placa de asiento y sus elementos deben estar diseñados para las fuerzas de flexión, cortante y carga axial en ambos sentidos ortogonales, provenientes del análisis, con las combinaciones de carga [6-3] y [6-4] con CS_a .
 - iii) En el caso de que exista soldadura de la columna a la placa de asiento, debe ser de penetración total.
- c) Las placas de asiento y sus elementos en *marcos arriostrados* concéntricamente o excéntricamente deben cumplir con:

- i) En el caso de que exista soldadura de la columna a la placa de asiento, debe ser de penetración total.
- ii) En el caso de que exista soldadura de un elemento de arriostre a la placa de asiento, debe ser de penetración total, a menos que la soldadura se diseñe para la capacidad del arriostre.

10.2.5 Ductilidad local de los diferentes tipos de marcos

Para determinar la *ductilidad global* de la estructura según las indicaciones dadas en la Tabla 4.3, cada tipo de marco tiene la *ductilidad local* indicada en la Tabla 10.4.

Tabla 10.4. Ductilidad local según el tipo de sistema sismo-resistente.

Tipo de sistema sismo-resistente	Ductilidad local
<i>Marco especial</i> (SMF)	Óptima
<i>Marco intermedio</i> (IMF)	Moderada
<i>Marco ordinario</i> (OMF)	Ver nota 1
<i>Marco especial e intermedio arriostrado concéntricamente</i> (SCBF e ICBF)	Moderada
<i>Marco ordinario arriostrado concéntricamente</i> (OCBF)	Ver nota 3
<i>Marco arriostrado excéntricamente</i> (EBF)	Óptima
<i>Marco a base de armaduras</i> (STMF)	Óptima

Notas:

1. Los *marcos ordinarios* (OMF) tiene una *ductilidad global* de 1.5 y se puede utilizar únicamente en:
 - 1.1. Edificaciones de un *piso* de 15 m de altura máxima, siempre que las conexiones de momento entre elementos se hagan mediante placas empernadas y la carga muerta del techo no exceda 75 kg/m².
 - 1.2. Edificaciones de altura máxima de 10 m, siempre que la carga muerta de paredes, entresijos y techo no exceda 75 kg/m².
2. Se prohíbe el uso de los arriostres tipo “K”, tal como se definen en la norma “Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural”, SPSSB Ref. 7 (ver Fig. 10.1c).
3. Los *marcos ordinarios arriostrados concéntricamente* (OCBF) tienen una *ductilidad global* de 1.5.

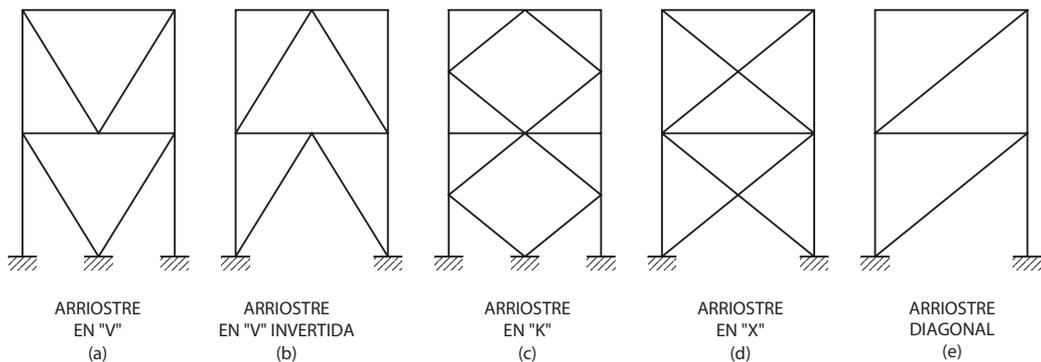


Fig. 10.1. Marcos arriostrados concéntricamente, ref. 7.

10.2.6 Marcos especiales (SMF)

a. Alcance

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos especiales* (SMF) deben soportar importantes deformaciones inelásticas con el *sismo de diseño*. Los *marcos especiales* deben cumplir con los requisitos de esta sección.

b. Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna deben ser diseñados considerando la capacidad incrementada por R_y de los elementos que llegan a ellas. En el cálculo de las capacidades de las conexiones y sus partes, no se deben incrementar por el valor de R_y .

En el caso de los SMF que formen parte de un sistema estructural de una edificación tipo dual, se permite alternativamente calcular las conexiones con las *cargas sísmicas amplificadas*, CS_a . Adicionalmente, se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad a flexión mínima igual a $0.7M_p R_y / 1.1$, (M_p de la viga).

Asimismo, todas las uniones viga-columna y conexiones deben satisfacer los siguientes requisitos:

- i) Soportar desplazamientos relativos entre *niveles* tal que el cociente (Δ_i/H_i) sea 0.04 como mínimo.
- ii) La capacidad a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser al menos el momento plástico nominal de la viga conectada, excepto:
 - ii.1) Cuando el pandeo local en lugar de la cedencia del acero controle la capacidad de la viga.

- ii.2) Cuando vigas de sección reducida sean utilizadas, se toma la capacidad mínima de diseño como $0.8M_p$.
- iii) La fuerza de cortante para el diseño de elementos en flexión y de las conexiones viga-columna no debe ser menor que V_u , producto del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que produce una condición de doble curvatura (V_e). Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = 2 \left(\frac{1.1 R_y F_y Z}{L_{RP}} \right) + (1.2 V_{CP} + f_1 V_{CT}) \quad [10-2]$$

donde:

V_{CP} = fuerza cortante debido a carga permanente.

V_{CT} = fuerza cortante debido a carga temporal.

L_{RP} = longitud entre *rótulas plásticas*.

f_1 = factor de carga, definido en el Capítulo 6.

- iv) Se debe utilizar uniones viga-columna pre-calificadas por el AISC o este Código (ver Fig. 10.2). Alternativamente, se puede utilizar otras conexiones después de ser ensayadas bajo cargas cíclicas en laboratorio, para demostrar su *ductilidad* según las indicaciones del Apéndice S del SPSSB (Ref. 7). Son permitidos ensayos realizados y documentados para otros proyectos siempre que las condiciones sean similares.

c. Zona de panel en conexiones viga-columna (almas de vigas paralelas a almas de columnas)

- i) El espesor del alma requerido en la zona del nudo viga-columna debe proveer como mínimo una capacidad requerida en cortante R_u , determinada por la suma de momentos plásticos de los elementos en la cara de la columna. La capacidad a cortante $\phi_v R_v$ se determina utilizando un factor $\phi_v = 1.0$.

Cuando

$$P_u \leq 0.75 P_y$$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad [10-3]$$

y

Cuando

$$P_u \geq 0.75 P_y$$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left(1.9 - \left(\frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \right) \quad [10-4]$$

donde:

t_p = espesor total del panel incluyendo los rigidizadores, cm.

d_c = altura de la columna, cm.

b_{cf} = ancho del ala de la columna, cm.

t_{cf} = espesor del ala de la columna, cm.

d_b = altura de la viga, cm.

F_y = esfuerzo de cedencia mínimo especificado, kg/cm².

- ii) Los espesores individuales del alma de la columna y de las *placas de refuerzo del alma* ("doubler plates") deben satisfacer el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad [10-5]$$

donde:

t = espesor del alma o del rigidizador, cm.

d_z = distancia entre placas de continuidad o rigidizadores, cm.

w_z = distancia entre alas de columna, cm.

- iii) Las *placas de refuerzo del alma* deben estar soldadas con soldaduras de penetración total o con filete suficiente para que desarrolle la capacidad en cortante de las placas. Cuando dichas placas estén alejadas del alma, se deben colocar en pares simétricos y se deben soldar a las *placas de continuidad*. Cuando las *placas de refuerzo del alma* estén colocadas contra el alma, deben llevar soldadura continua en sus cuatro costados.

d. Limitaciones de vigas y columnas

En zonas de *rótulas plásticas* no se permiten cambios abruptos del área de las alas de la viga. El recortar o perforar el ala de la viga es permitido si ensayos de esa configuración demuestran que el comportamiento de las *rótulas plásticas* cumple con 10.2.6. (b) iv.

Las razones de esbeltez para las vigas y columnas deben cumplir con los valores de λ_{ps} indicados en la Tabla 10.2.

e. Placas de continuidad

En los nudos viga-columna se debe proveer placas de continuidad de alas de viga o columnas (rigidizadores). Éstas deben tener un espesor basado en ensayos de laboratorio. Alternativamente, puede utilizarse un espesor mínimo

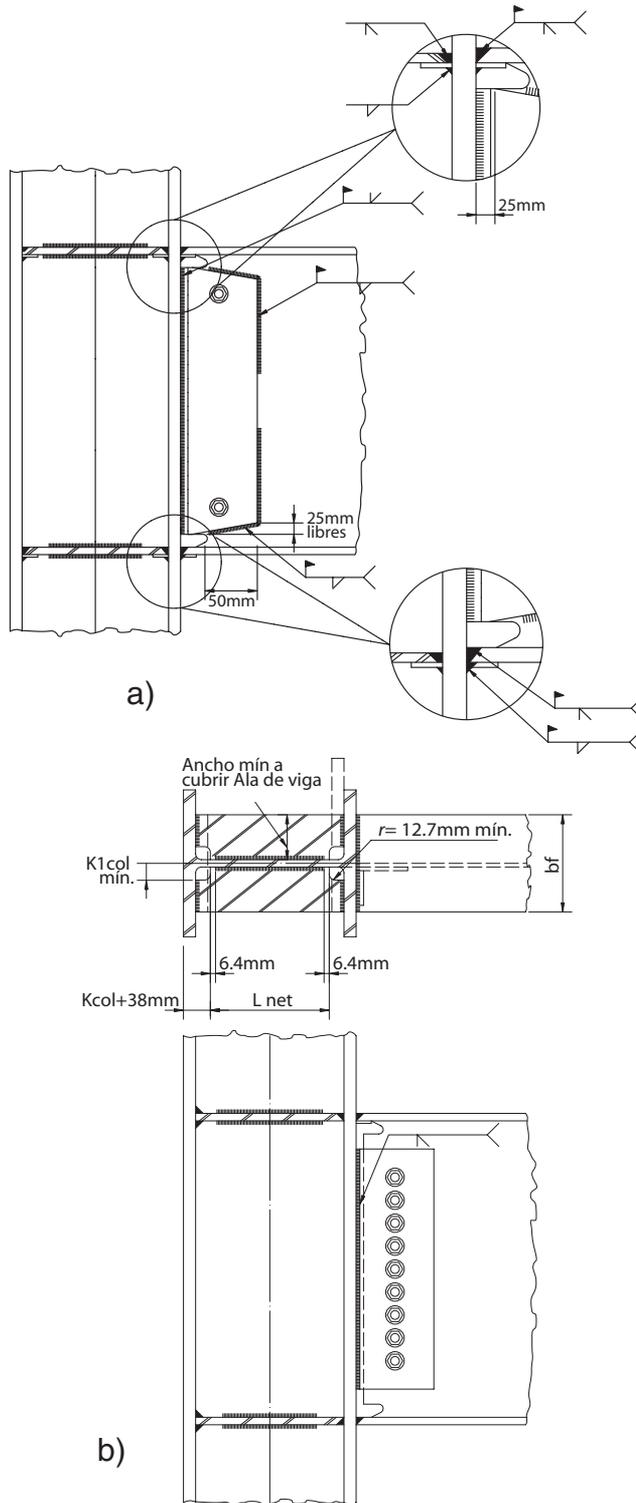


Figura 10.2 a, b. Uniones viga-columna precalificadas, ref.8.

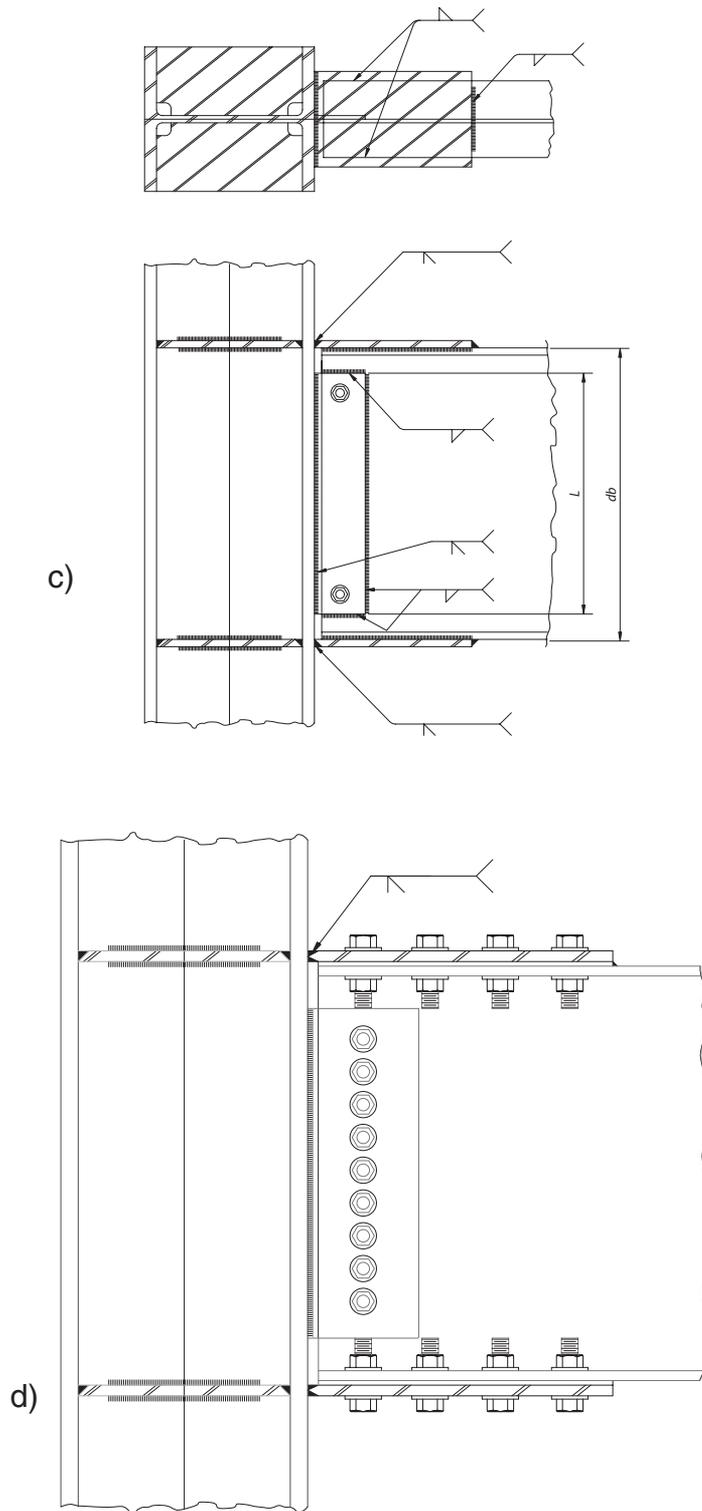


Figura 10.2 c, d. Uniones viga columna precalificadas, ref.8.

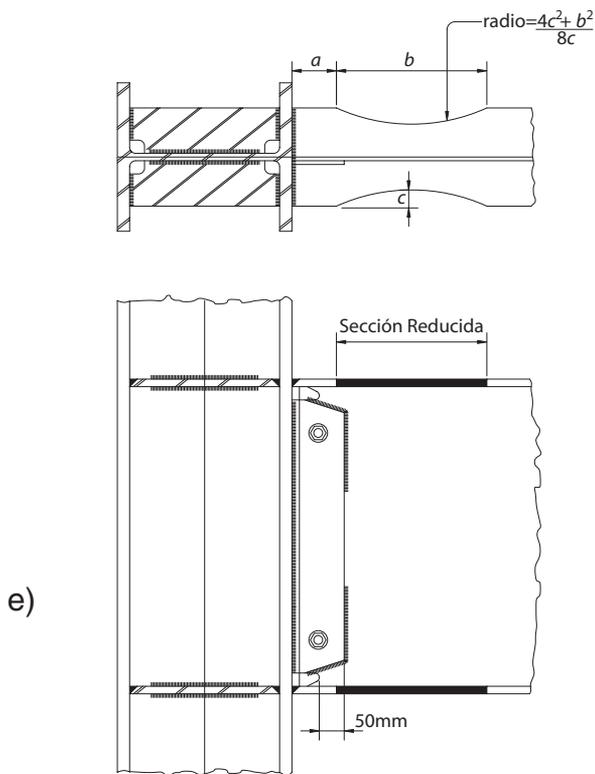


Figura 10.2 e. Uniones viga columna precalificadas, ref.8.

igual al mayor espesor del ala de la viga, de la columna, y/o de la placa de conexión.

f. Razón de momentos columna-viga

Se debe satisfacer la siguiente relación en todas las uniones viga-columna,

$$\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^* \geq 1.0 \quad [10-6]$$

donde:

$\sum M_{pc}^*$ = suma de capacidades nominales en flexión de las columnas conectadas al nudo con la reducción respectiva relacionada con la carga axial en la columna. Se puede tomar como:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$$

$\sum M_{pb}^*$ = suma de capacidades esperadas en flexión de las vigas, conectadas al nudo. Se puede tomar como:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$$

No es necesario que las columnas cumplan con la Ec. [10-6] en edificaciones de un *nivel* o en el último *nivel* de edificaciones de varios *niveles*.

g. Soporte lateral de conexiones viga-columna

- i) En conexiones viga-columna, las alas de las columnas requieren soporte lateral solamente al nivel de las alas superiores de las vigas, si la columna permanece elástica fuera de la zona de panel. Es razonable suponer que la columna permanece elástica cuando la razón calculada con la Ec. [10-6] es mayor que dos.
- ii) Cuando una columna no permanece elástica fuera de la zona de panel, se debe cumplir con los siguientes requisitos:
 - ii.1) Se debe proveer soporte lateral a las alas de las columnas al nivel de las alas superiores e inferiores de la viga.
 - ii.2) Cada soporte lateral debe ser diseñado para una carga igual al 2% de la capacidad nominal del ala de la viga ($F_y b_f t_f$).
 - ii.3) Las alas de las columnas deben tener soporte lateral, directo o indirecto, por medio del alma de la columna o de las alas de vigas perpendiculares.

h. Soporte lateral de vigas

Los patines de vigas sometidos a esfuerzos de compresión deben tener soporte lateral, directo o indirecto. Adicionalmente, se deben colocar soportes cuando las vigas tengan cargas concentradas, cambios de sección o en zonas de formación de *rótulas plásticas*. La longitud sin arriostre, L_a , no debe exceder $0.086 r_y E_s / F_y$. Estos soportes laterales deben tener una capacidad axial mínima de un 2% de la capacidad nominal del ala de la viga, calculada como $F_y b_f t_f$.

10.2.7 Marcos intermedios (IMF)

a. Alcance

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos intermedios* (IMF) deben soportar deformaciones inelásticas limitadas en sus elementos y conexiones con el *sismo de diseño*. Los *marcos dúctiles* intermedios deben cumplir con los requisitos de esta sección.

b. Conexiones viga-columna

Las conexiones de viga-columna deben ser diseñadas considerando la capacidad incrementada por R_y de los elementos que llegan a ellas. En el

cálculo de las capacidades de las conexiones y sus partes, éstas no se deben incrementar por el valor de R_y .

En el caso de los IMF que formen parte de un sistema estructural de una edificación tipo dual, se permite alternativamente calcular las conexiones con las *cargas sísmicas amplificadas*, CS_a . Adicionalmente, se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad a flexión mínima igual a $0.7M_p R_y / 1.1$, (M_p de la viga).

Asimismo, todas las uniones viga-columna y conexiones deben satisfacer los siguientes requisitos:

- i) Soportar desplazamientos relativos entre *niveles*, tal que el cociente (Δ_i/H_i) sea 0.02 como mínimo.
- ii) La capacidad en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser el momento plástico nominal de la viga conectada, excepto:
 - 1) Cuando el pandeo local en lugar de la cedencia del acero controle la capacidad de la viga.
 - 2) Cuando vigas de sección reducida sean utilizadas, se toma la capacidad mínima de diseño como $0.8 M_p$.
- iii) La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión y de las conexiones viga-columna no debe ser menor que V_u , producto del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que produce una condición de doble curvatura (V_e). Esta fuerza se calcula con la Ec. [10-2].
- iv) Se debe utilizar uniones viga-columna pre-calificadas por el AISC o esta normativa. Alternativamente, se puede utilizar otras conexiones después de ser ensayadas bajo cargas cíclicas en laboratorio, para demostrar su *ductilidad* según las indicaciones del Apéndice S del SPSSB, ref. 7. Son permitidos ensayos realizados y documentados para otros proyectos siempre que las condiciones sean similares.

c. Placas de continuidad

Se debe cumplir con los requisitos de 10.2.6 (e).

d. Razón de momentos viga-columna

Se debe cumplir con los requisitos de 10.2.6 (f).

e. Soporte lateral de vigas

Se debe cumplir con los requisitos de 10.2.6 (h).

10.2.8 Marcos ordinarios (OMF)

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos ordinarios* (OMF) deben soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones con el *sismo de diseño*. Los *marcos ordinarios* deben cumplir con los requisitos del AISC y del SPSSB (ref. 7). Adicionalmente se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad en flexión mínima igual a $0.7M_p R_y/1.1$ (M_p de la viga).

10.2.9 Marcos especiales e intermedios arriostrados concéntricamente (SCBF e ICBF)

a. Alcance

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos especiales e intermedios arriostrados concéntricamente* (SCBF e ICBF) deben soportar deformaciones inelásticas limitadas en sus elementos y conexiones con el *sismo de diseño*. Los SCBF e ICBF (ver Fig. 10.1) tienen mayor *ductilidad* que los *marcos ordinarios arriostrados concéntricamente* (OCBF), y deben cumplir con los requisitos aquí estipulados.

b. Elementos de arriostre

- i) Los arriostres de *sistemas sismo-resistentes* a base de SCBF e ICBF deben satisfacer la relación de esbeltez $KL/r \leq 5.87 \sqrt{E_s / F_y}$.
- ii) La capacidad requerida en compresión axial de los arriostres no puede exceder el valor $\phi_c P_n$.
- iii) La disposición de arriostres en los *sistemas sismo-resistentes* de la edificación debe ser de forma tal que por lo menos 30% y no más de 70% de la carga lateral sea tomada por arriostres en tracción, a menos que la capacidad nominal P_n de cada arriostre en compresión sea mayor que la demanda P_u resultante de las combinaciones de carga utilizando el *sismo de diseño* incrementado por el factor de *sobre-resistencia* (SR).
- iv) Las razones de esbeltez local de elementos de arriostre rigidizados y no rigidizados deben satisfacer las *razones normales de esbeltez* de la Tabla B.5.1 (ref. 1), y los siguientes requisitos:
 - iv.1) Los elementos tipo "I" o canal utilizados como arriostres deben satisfacer las *razones de esbeltez por sismo* de la Tabla 10.2.
 - iv.2) Las secciones tipo HSS circulares o rectangulares, a menos que sus paredes sean atiesadas, deben satisfacer las *razones de esbeltez por sismo* de la Tabla 10.2.

- iv.3) Las razones de esbeltez para angulares deben satisfacer las *razones de esbeltez por sismo* de la Tabla 10.2.
- iv.4) Para arriostres a base de secciones armadas, la separación (L_s) entre *puntos de unión* (soldadura o pernos) debe satisfacer la relación $L_s / r_e < 0.4 L / r_{min}$. La capacidad total en cortante de los *puntos de unión* debe ser por lo menos igual a la capacidad en tensión de cada elemento. El espaciamiento de los *puntos de unión* debe ser uniforme a lo largo del elemento.

c. Conexiones de arriostres

- i) La capacidad de las conexiones de los arriostres debe ser el menor de los siguientes valores: la capacidad nominal del arriostre $R_y F_y A_g$ o la carga máxima determinada por análisis, utilizando *cargas sísmicas amplificadas* por el factor de *sobre-resistencia*, SR .
- ii) La capacidad en tracción de los arriostres y sus conexiones se rige por los estados límites de ruptura de sección neta o ruptura en bloque por cortante y debe satisfacer como mínimo la capacidad del párrafo anterior.
- iii) La capacidad en flexión de la conexión del arriostre debe ser igual o mayor que la capacidad nominal esperada del arriostre en flexión, $1.1R_y M_p$, en la dirección crítica de pandeo del arriostre.
- iv) En el diseño de las placas de unión se debe tomar en consideración los efectos de pandeo de la lámina.

d. Requerimientos para configuración especial de arriostres

Los arriostres en V o V invertida deben satisfacer los siguientes requisitos:

- i) La viga que se interseca por arriostres debe soportar las cargas gravitacionales impuestas por la combinaciones [6-1] y [6.2], despreciando la presencia del arriostre.
- ii) La viga debe ser continua entre columnas.
- iii) La viga que sea intersecada por arriostres debe ser diseñada para resistir las combinaciones de carga que incluyan sismo, utilizando una carga Q_b en lugar de CS . Q_b es el efecto máximo vertical que le producen los arriostres a la viga. Este efecto se puede calcular utilizando una carga mínima de $R_y P_y$ para el arriostre a tracción y una máxima de $0.3\phi P_n$ para el arriostre a compresión.
- iv) Las alas superiores e inferiores de una viga en el punto de intersección de los arriostres deben ser diseñadas para soportar una carga lateral igual a $0.02F_y b_f t_{bf}$.

Los requisitos (iii) y (iv) se pueden obviar en el caso de “penthouses”, estructuras de un solo *piso* o el último *piso* de una estructura.

e. Columnas

- i) La razón ancho-espesor de elementos en compresión de columnas, rigidizados y sin rigidizar, deben cumplir con los requerimientos establecidos en 10.2.9. (b) iv.
- ii) Los empalmes en columnas deben estar ubicados en el tercio medio de la luz libre del elemento. Los empalmes deben desarrollar como mínimo la capacidad nominal en cortante, y 50% de la capacidad nominal en flexión del elemento conectado de menor capacidad.

f. Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna deben ser diseñadas considerando la capacidad incrementada por R_y de los elementos que llegan a ellas. En el cálculo de las capacidades de las conexiones y sus partes, no se deben incrementar por el valor de R_y .

En el caso de los SCBF y los ICBF que formen parte de un *sistema estructural* de una edificación tipo dual, se permite alternativamente calcular las conexiones con las *cargas sísmicas amplificadas*, CS_a . Adicionalmente, se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad en flexión mínima igual a $0.7M_p R_y / 1.1$ (M_p de la viga).

10.2.10 Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF)

a. Alcance

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos ordinarios arriostrados concéntricamente* (OCBF) deben soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones con el *sismo de diseño*. Los OCBF deben cumplir con los requisitos aquí estipulados.

b. Resistencia

- i) La capacidad requerida de los elementos y conexiones que no sean las conexiones de los arriostres se debe determinar utilizando las combinaciones de carga con el sismo amplificado por el factor de *sobre-resistencia*, SR , (Ecs. [6-3] y [6-4]). Adicionalmente, se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad en flexión mínima igual a $0.7M_p R_y / 1.1$ (M_p de la viga).

- ii) La capacidad de la conexión de los arriostres debe ser mayor o igual a la capacidad esperada en tracción del elemento de arriostre, determinada como $R_y F_y A_g$.

Los elementos de arriostre con razón de esbeltez $KL / r > 4.23 \sqrt{E_s / F_y}$ no pueden ser utilizados en configuraciones de arriostres tipo V o V invertida.

10.2.11 Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)

a. Alcance

Los *sistemas sismo-resistentes* a base de *marcos arriostrados excéntricamente* (EBF), (ver Fig. 10.3), deben soportar importantes deformaciones inelásticas en los *acoples especiales*. Los arriostres diagonales, las columnas y los segmentos de vigas ubicados fuera de los *acoples especiales* deben ser diseñados para permanecer esencialmente en el rango elástico bajo las fuerzas máximas que pueden ser generadas cuando los *acoples especiales* estén en el rango plástico, excepto donde se permita en este Capítulo.

b. Acoples especiales

- i) Los *acoples especiales* deben cumplir con las *razones sísmicas de esbeltez local*, λ_{ps} , de la Tabla 10.2.
- ii) El punto de cedencia mínimo especificado del material utilizado en el *acople especial* no puede exceder 3520 kg/cm².
- iii) El alma del *acople especial* debe estar conformado por una sola lámina, sin *placas de refuerzo de alma*, y libre de perforaciones.
- iv) Excepto donde se requiera en 10.2.11 (b)v la capacidad requerida, V_u , en cortante del *acople especial*, no debe exceder la capacidad de diseño ϕV_n ,

donde:

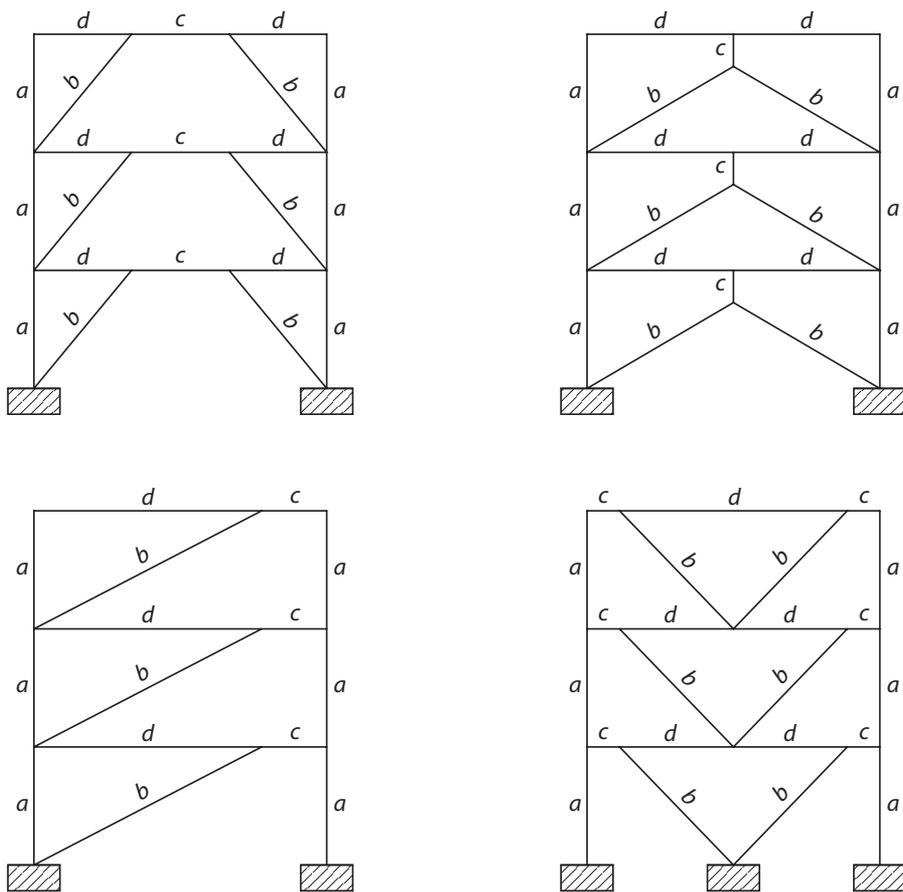
V_n = Capacidad nominal en cortante del *acople especial*, igual al menor de V_p ó $2 M_p / e$, kg.

$$V_p = 0.6 F_y (d - 2t_f)t_w, \text{ kg.} \quad [10-7]$$

$$\phi = 0.9$$

e = longitud del *acople especial*.

- v) Si la capacidad axial requerida P_u en el *acople especial* es igual o menor que 0.15 P_y , donde P_y es igual a $F_y A_g$, el efecto de la carga axial en el diseño por cortante del *acople especial*, puede ser despreciado.



a=columna
 b=arriostre
 c=viga de acople especial
 d=sección de viga fuera
 del acople especial

Figura 10.3. Marcos arriostrados excéntricamente, ref.7.

vi) Si la capacidad axial requerida P_u en el *acople especial* es mayor que $0.15 P_y$ se debe cumplir los siguientes requisitos:

vi.1) La capacidad en cortante del elemento debe ser el menor de (ϕV_{pa}) ó $(2 \phi M_{pa} / e)$,

donde:

$$\phi = 0.90$$

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2}$$

[10-8]

$$M_{pa} = 1.18 M_p [1 - (P_u / P_y)] \quad [10-9]$$

vi.2) La longitud del acople especial (e) no debe exceder:

$$[1.15 - 0.5 \rho' (A_w / A_g)] 1.6 M_p / V_p \quad [10-10]$$

si $\rho' (A_w / A_g) \geq 0.3$

o

$$1.6 M_p / V_p \quad [10-11]$$

si $\rho' (A_w / A_g) < 0.3$

donde:

$$A_w = (d_b - 2 t_f) t_w$$

$$\rho' = P_u / V_u$$

vii) El ángulo de rotación del *acople especial* (ver Fig. 10.4) es el ángulo inelástico entre el *acople especial* y la viga fuera de éste para el desplazamiento inelástico relativo (Δ_i) entre *niveles* producido por el *sismo de diseño*. El ángulo de rotación no debe exceder los siguientes valores:

vii.1) 0.08 radianes para *acoples especiales* con longitudes de $1.6 M_p / V_p$ o menor.

vii.2) 0.02 radianes para *acoples especiales* con longitudes de $2.6 M_p / V_p$ o mayor.

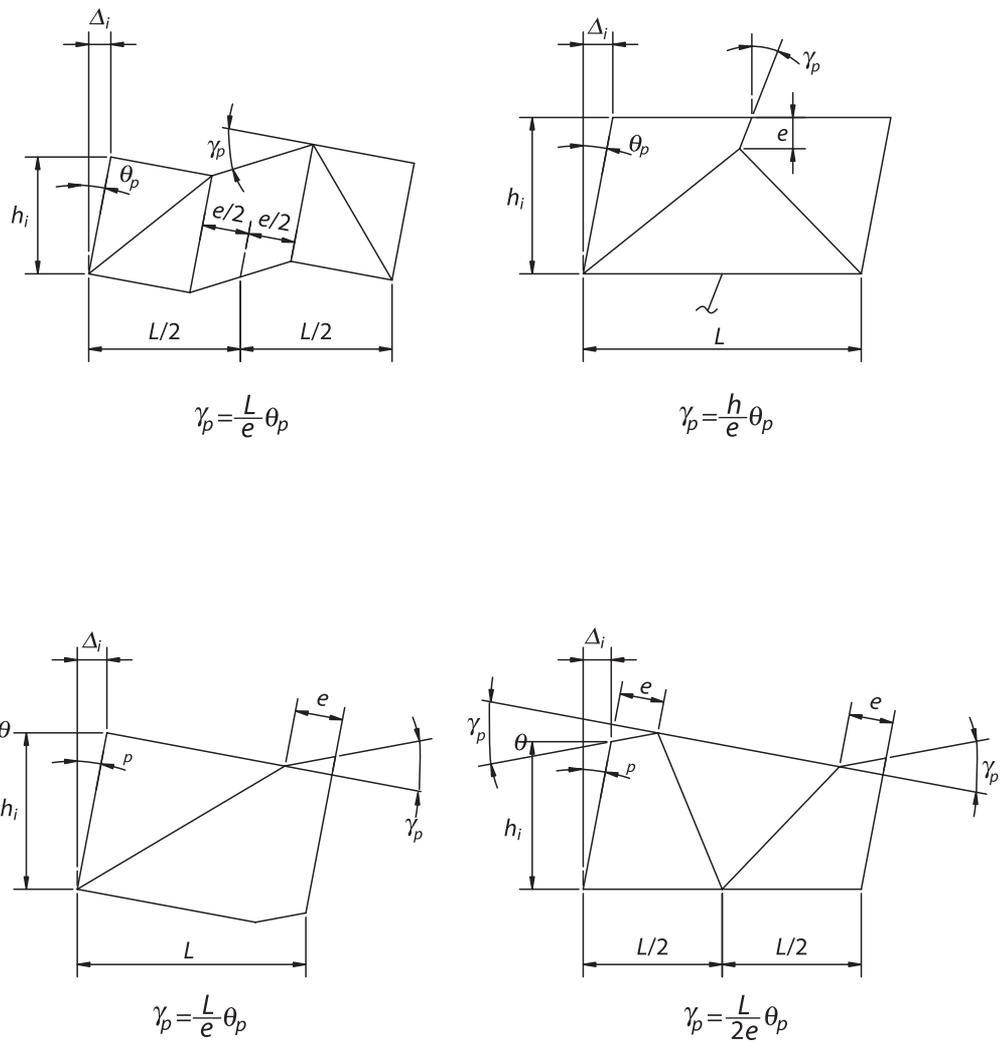
vii.3) Valor determinado por interpolación lineal para las longitudes de *acoples especiales* entre $1.6 M_p / V_p$ y $2.6 M_p / V_p$.

c. Rigidizadores de acoples especiales

i) Se debe colocar rigidizadores de altura completa en ambos lados del alma del *acople especial* a la llegada del arriostre lateral. Los rigidizadores deben tener un ancho combinado no menor a $b_f - 2t_w$ y un espesor no menor a $0.75 t_w$ ó 0.95 cm, lo que sea mayor, donde b_f y t_w son el ancho de ala y espesor de alma del *acople especial*, respectivamente.

ii) Se debe colocar rigidizadores de alma intermedios en los *acoples especiales* como se indica a continuación:

ii.1) *Acoples especiales* con longitudes iguales o menores a $1.6 M_p / V_p$, deben tener rigidizadores intermedios espaciados a no más de $(30t_w - d/5)$ para rotaciones de 0.08 radianes ó $(52 t_w - d/5)$ para rotaciones de 0.02 radianes. Se puede utilizar interpolación lineal para valores entre 0.08 y 0.02.



h_i = altura de piso, cm.

Δ_i = desplazamiento relativo inelástico entre niveles = $\Delta_t - \Delta_e$.

θ_p = ángulo de votación relacionado Δ_i .

e = longitud del acople especial, cm.

γ_p = ángulo de rotación del acople especial.

Δ_t = desplazamiento relativo total, cm.

Δ_e = desplazamiento relativo elástico, cm.

Figura 10.4. Ángulo de rotación del acople especial, ref.7.

- ii.2) *Acoples especiales* con longitudes mayores a $2.6M_p / V_p$ y menores a $5M_p/V_p$ deben tener rigidizadores intermedios espaciados a una distancia no mayor a $1.5 b_f$ de ambos extremos del acople especial.
 - ii.3) *Acoples especiales* con longitudes entre $1.6M_p / V_p$ y $2.6M_p/V_p$ deben tener rigidizadores intermedios espaciados a una distancia que cumpla con los requisitos de ii.1 y ii.2.
 - ii.4) En *acoples especiales* con longitudes mayores a $5M_p/V_p$, no se requieren rigidizadores intermedios. En caso de requerirse, los rigidizadores intermedios deben ser de altura completa. Para *acoples especiales* de menos de 64 cm de altura, se pueden colocar rigidizadores en un solo costado del alma del *acople especial*, y su espesor no debe ser menor al mayor valor de t_w ó 0.95 cm y su ancho no debe ser menor a $[(b_f/2)-t_w]$. Para *acoples especiales* con alturas mayores a 64 cm, se debe colocar rigidizadores intermedios similares en ambos costados del alma del *acople especial*.
- iii) Las soldaduras de filete de los rigidizadores al alma de los *acoples especiales* deben tener una capacidad de diseño para desarrollar una fuerza igual a $F_y A_{st}$, donde A_{st} es el área del rigidizador. Las soldaduras de filete de los rigidizadores a las alas deben ser capaces de desarrollar una fuerza de $A_{st} F_y/4$.

d. Conexiones entre columnas y acoples especiales

- i) Estas conexiones deben ser capaces de mantener la máxima rotación del *acople especial* basada en su longitud tal como se indica en 10.2.11 (b) vii. La capacidad de la conexión medida en la cara de la columna debe ser al menos igual a la capacidad nominal a cortante del *acople especial* tal y como se indica en 10.2.11 (b) vi.1, al alcanzar la rotación máxima del *acople especial*.
- ii) Se debe comprobar el cumplimiento del inciso anterior mediante el uso de uniones pre-calificadas por el AISC o esta normativa. Alternativamente, se puede utilizar otras conexiones después de ser ensayadas bajo cargas cíclicas en laboratorio, para demostrar su *ductilidad* según las indicaciones del Apéndice S del *SPSSB*. Son permitidos ensayos realizados y documentados para otros proyectos siempre que las condiciones entre los mismos sean similares.

e. Soporte lateral de acoples especiales

Se debe colocar soportes laterales en las alas superior e inferior en ambos extremos del *acople especial*. Estos soportes laterales deben tener una

capacidad mínima de 6% de la capacidad nominal del ala del *acople especial* calculada como $R_y F_y b_f t_f$.

f) Arriostre diagonal y segmentos de viga fuera del *acople especial*

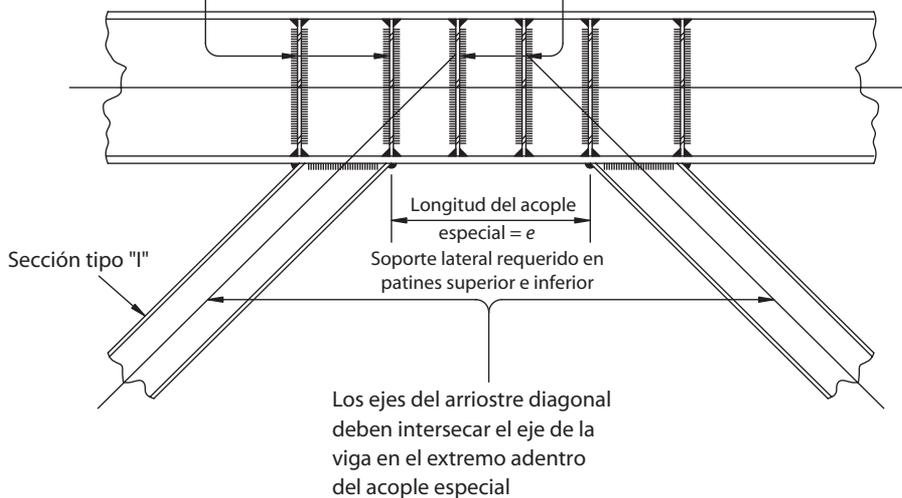
- i) La capacidad axial y en flexión combinada requerida en el arriostre diagonal y su conexión al *acople especial* debe ser la carga axial y momentos generados por el cortante nominal esperado en el *acople especial* $R_y V_n$, incrementado por un 125%, donde V_n es el valor definido en 10.2.11 (b) iv. La capacidad de diseño del arriostre y su conexión al *acople especial* calculada según la demanda, debe exceder la capacidad requerida definida anteriormente.
- ii) El diseño de las vigas en las zonas fuera del *acople especial* debe cumplir con los siguiente requisitos:
 - ii.1) La capacidad requerida de la viga fuera de la zona del *acople especial*, es determinada por las fuerzas generadas por el cortante, $1.1 R_y V_n$ donde V_n es el valor definido en 10.2.11 (b) iv. Para determinar la capacidad requerida de este segmento de viga, es permitido multiplicar la capacidad de diseño determinada según el LRFD, por R_y .
 - ii.2) Cuando el análisis demuestra la necesidad de utilizar soportes laterales para la estabilidad de la viga, se deben colocar en las alas superior e inferior en ambos extremos de la viga. Estos soportes laterales deben tener una capacidad mínima de 2% de la capacidad nominal del ala del segmento de viga calculada como $F_y b_f t_f$.
- iii) En las uniones entre diagonales y vigas, las intersecciones de las líneas de centro de los elementos deben estar como máximo en los extremos del *acople especial* o dentro de éste (ver Fig. 10.5).
- iv) Los elementos de arriostre en diagonal deben cumplir con las *razones normales de esbeltez* local de la sección B5 de la especificación AISC (ref. 5).

g. Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna fuera de los *acoples especiales* deben ser diseñadas para resistir los cortantes, carga axial y momentos generados por la demanda según las combinaciones de carga indicadas en el Capítulo 6. En el caso de las combinaciones de carga que incluyan sismo, la demanda sísmica se debe incrementar por el valor de *sobre-resistencia*, SR . Adicionalmente, se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad en flexión mínima igual a $0.7 M_p R_y / 1.1$, (M_p de la viga).

Atiesadores de altura completa con soldadura de filete continua en las alas y alma, colocadas por ambos lados del alma

Atiesadores intermedios colocados por ambos lados del alma para acoples especiales con longitud $e \geq 63.5\text{cm}$



Atiesadores de altura completa con soldadura de filete continua en las alas y alma, colocadas por ambos lados del alma

Atiesadores intermedios colocados por ambos lados del alma para acoples especiales con longitud $e \geq 63.5\text{cm}$

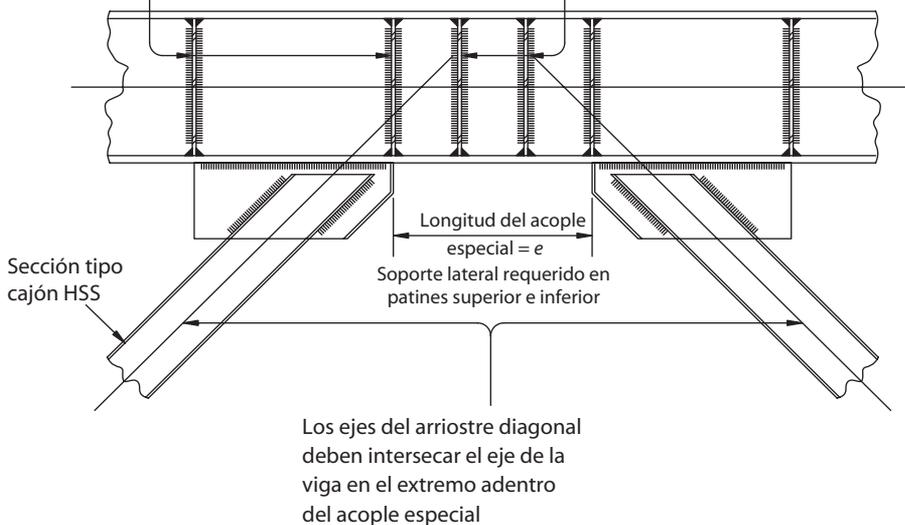


Figura 10.5. Detalles de *acoples especiales*, Ref.7.

h. Capacidad de columnas

Adicionalmente a los requisitos de 10.2.3, la capacidad de la columna debe ser determinado con las combinaciones de carga indicadas en el Capítulo 6 de este Código. Debe verificarse también que los momentos y cargas axiales introducidas en la columna en la conexión con el *acople especial* o arriostre diagonal no sean menores a aquellas generadas por la *resistencia nominal* del *acople especial* multiplicada por 1.1. La *resistencia nominal* esperada del *acople especial* es $R_y V_n$, donde V_n se define en 10.2.11 (b) iv.

10.2.12 Marco especial a base de armaduras (STMF)

Los *sistemas sismo-resistentes de marcos especiales a base de armaduras* (STMF), (ver Fig. 10.6), deben soportar deformaciones inelásticas significativas en sus elementos y conexiones con el *sismo de diseño*. Los

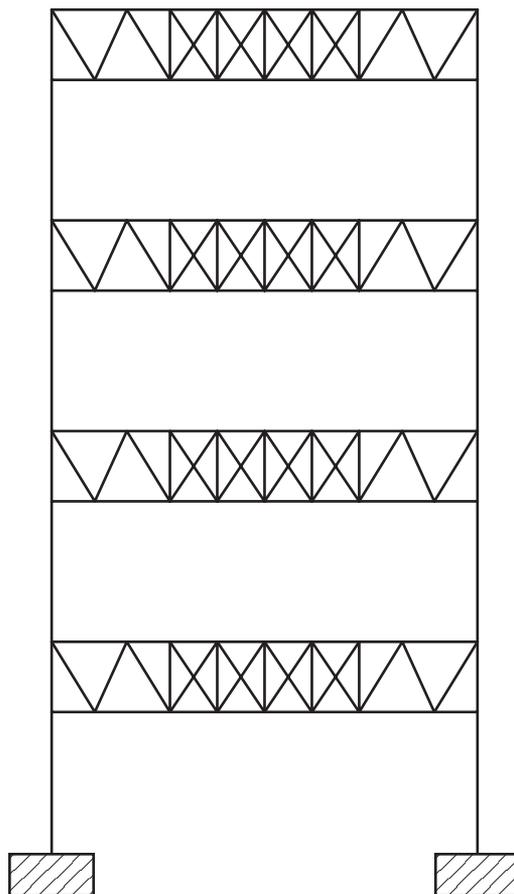


Figura 10.6. Marco especial a base de armaduras, ref.7.

STMF deben cumplir con los requisitos del AISC y del *SPSSB*. Adicionalmente se debe verificar que las conexiones tengan una capacidad en flexión mínima igual a $0.7M_p R_y / 1.1$ (M_p de la armadura).

10.3 Estructuras de acero laminado en frío

10.3.1 Estándares y materiales

- a. Los aceros estructurales utilizados para los perfiles laminados en frío o en sus conexiones en *sistemas sismo-resistentes* deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) en su última revisión: A 36, A 500 (Grado B ó C), A 529, A 570, A 572 (Grado 42, 50 ó 55), A 606, A 607, A 611 (Grados A, B, C y D), A 653, A 715, A 792 o especificaciones equivalentes.
- b. Los pernos y accesorios de conexión deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la ASTM: A 325 o A 490.
- c. Los aceros estructurales de perfiles laminados en frío utilizados en *sistemas sismo-resistentes* deben satisfacer los siguientes requisitos de *ductilidad*:
 - i) La relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de cedencia del acero no puede ser menor a 1.08.
 - ii) La elongación total de probetas no debe ser menor de 10% en una longitud de medición de 51 mm, o no debe ser menor de 7% en una longitud de medición de 203 mm, según la norma ASTM A370.

10.3.2 Conexiones soldadas

Se debe seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica el AWS D1.3 de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society).

10.3.3 Elementos

- a. En elementos de lámina delgada, las secciones compuestas de dos perfiles tipo C unidos con soldadura intermitente y formando una sección tipo cajón deben tener soldaduras continuas en las secciones de los momentos máximos y en las secciones donde se aplican fuerzas concentradas. El largo mínimo de soldadura es $2d$ (d a la derecha más d a la izquierda de la sección), donde d indica la altura total de la sección.
- b. No se debe considerar como parte del *sistema sismo-resistente* los elementos cuyo espesor de lámina, t , sea inferior a 2.40 mm.

10.3.4 Ductilidad global de los sistemas sismo-resistentes

- a. Las estructuras hechas en acero laminado en frío no pueden ser dimensionadas usando Diseño Plástico.
- b. Los *sistemas sismo-resistentes* a base de elementos laminados en frío, se deben considerar con *ductilidad global* de 1, y como estructuras frágiles según 4.4.1(a), por lo tanto, sus elementos y *componentes* deben ser calculados con las *cargas sísmicas amplificadas*, CS_a .

10.4 Control de calidad

Durante el proceso constructivo de las estructuras de acero, se debe realizar una inspección que contemple un control de calidad general de los materiales (soldaduras, empernados, perfiles, etc.), procesos constructivos y mano de obra, que interfieran con el comportamiento del sistema estructural de la edificación.

En el caso de estructuras de acero soldadas, la inspección debe consistir, al menos en los siguientes pasos:

- a. Debe hacerse inspección visual de las soldaduras para asegurar que los materiales y mano de obra utilizados cumplen con los estándares de calidad especificados para el proyecto. La inspección visual debe realizarse por personal calificado en este campo. Evaluaciones no-destructivas de soldaduras, según procedimientos del AWS D1.1, deben servir de respaldo, y no para reemplazar la inspección visual.
- b. Todas la uniones de soldadura de penetración total y parcial en estructuras de acero laminado en caliente que sean parte de los *sistemas sismo-resistentes* y que estén sujetas a cargas netas de tracción producto de la demanda sísmica, deben ser evaluadas mediante ensayos no-destructivos según procedimientos del AWS D1.1.
- c. La cantidad de ensayos no-destructivos se puede reducir si el inspector así lo permite.
- d. Cuando se tengan soldaduras de placas concentradas en el *área k* de una columna laminada en caliente, la zona del *área k* adyacente a las soldaduras debe ser inspeccionada después de su fabricación mediante ensayos no-destructivos según lo requiera el inspector.

10.5 Referencias

1. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC), third edition, 1999.
2. Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections, American Institute of Steel Construction (AISC), 2000.
3. Load and Resistance Factor Design Specification for Single Angle Members, American Institute of Steel Construction (AISC), 2000.
4. Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute (AISI), Edition 1996.
5. Structural Welding Code-Steel American Welding Society (AWS), ANSI/AWS D 1.1:2000.
6. Specification for Structural Joints Using ASTM A 325 or A 490 Bolts, Research Council on Structural Connections, 2000.
7. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (SPSSB), American Institute of Steel Construction, Illinois, ANSI/AISC 341-02, 2002.
8. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment-Frame Structures, Federal Emergency Management Agency, FEMA 350, July 2000.
9. Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Structures Construction for Seismic Applications, Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment-Frame Structures, Federal Emergency Management Agency, FEMA 353, July 2000.

Requisitos para madera estructural

11.1 Requisitos generales

El diseño y construcción de edificios y *componentes* de madera que resistan *fuerzas sísmicas* deben satisfacer los requisitos para diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) del capítulo correspondiente del “Código Internacional de Edificios - 2000”. (“International Building Code-2000”, IBC-2000), así como las indicaciones contenidas en este capítulo.

De acuerdo con la Sección 2307 del Código IBC-2000, el diseño *sismo-resistente* por factores de carga y resistencia de estructuras y *componentes* de madera debe satisfacer los requerimientos del Código ASCE-16-95 (Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction).

11.2 Clasificación estructural

- a. Se permiten estructuras tipo marco cuyo sistema resistente consista en *marcos* rígidos de madera, sea ésta laminada, encolada o en una sola pieza. Estas estructuras están limitadas a un solo piso y se consideran con *ductilidad local* moderada.
- b. Se permiten estructuras tipo muro cuyo sistema resistente consista en muros estructurales de madera laminada contrachapada o *marcos arriostrados* con elementos en diagonal. Estas estructuras se consideran con *ductilidad local* moderada, no pueden exceder los

cuatro *pisos* de altura y sus *muros* y *marcos arriostrados* deben ser continuos desde el nivel de fundación hasta el nivel superior.

11.3 Requisitos y limitaciones

- a. En edificios de más de dos pisos de altura, no se permite el uso estructural de la madera como *diafragmas* horizontales encargados de transmitir *fuerzas sísmicas* entre los distintos sistemas resistentes, a menos que éstos sean explícitamente diseñados para transmitir dichas fuerzas cortantes.
- b. Los muros estructurales de madera laminada contrachapada, que deban resistir fuerzas sísmicas, deben estar formados por láminas completas de dimensiones mínimas de 0.90 x 2.10 m, excepto en los extremos o donde ocurran cambios de geometría. El *marco* interior debe tener elementos por lo menos en todos los bordes de las láminas. Las láminas deben ser diseñadas para tomar los esfuerzos cortantes únicamente. El *marco* interior, con sus *elementos de borde* y diagonales, debe ser diseñado para todas las fuerzas axiales que resulten de las cargas gravitacionales y sísmicas. El *marco* interior debe ser anclado a las fundaciones de los *muros* por medio de pernos capaces de transmitir las *fuerzas sísmicas*.

Estructuras y componentes prefabricados de concreto

12.1 Generalidades

- a. Los elementos y *componentes prefabricados* se definen como aquellos que son fabricados o construidos en un lugar diferente al que ocupan finalmente en la estructura.
- b. Conforme a la práctica constructiva nacional, la prefabricación puede ser total o parcial. Los elementos y *componentes prefabricados* considerados en este Capítulo pueden ser presforzados, reforzados convencionalmente o una combinación de ambos.
- c. El diseñador debe procurar proveer continuidad mutua entre elementos prefabricados y con otras partes del sistema estructural. El sistema estructural del cual es *componente* debe en lo posible tener una alta redundancia. Además los desplazamientos están limitados para preservar la integridad del sistema estructural.
- d. Las conexiones o uniones de los elementos prefabricados entre sí o con otras partes de la obra colada in situ deben ser diseñados y detallados tomando en cuenta la alta concentración de esfuerzos que en ellas ocurren.
- e. En estructuras isostáticas o simplemente apoyadas con conexión simple o articulada, los apoyos deben ser diseñados y dimensionados de tal forma, que los desplazamientos sean controlados para evitar la caída o desprendimiento de los elementos.
- f. Todas las superficies de concreto de los elementos prefabricados en contacto con otros elementos o con juntas coladas posteriormente,

deben ser preparadas para lograr una rugosidad adecuada de por lo menos 5 mm; donde sea necesario, deben tener llaves de cortante. Asimismo, deben ser limpiadas con aire o agua a presión para remover el polvo y otras sustancias.

- g. Todas las estructuras que incorporen elementos y *componentes prefabricados* deben satisfacer los requerimientos de los Capítulos 1 a 7 de este Código, excepto cuando se contrapongan a lo indicado en este Capítulo.

12.2 Alcance

En general, las estructuras que se incluyen dentro de este Capítulo son las siguientes:

- a. Estructuras en las cuales los elementos prefabricados se incorporan a los entresijos como elementos secundarios.
- b. Estructuras tipo voladizo con elementos prefabricados.
- c. Estructuras isostáticas, con conexiones simples o articuladas.
- d. Estructuras tipo marco con vigas y columnas prefabricadas.
- e. Estructuras tipo dual con vigas, columnas o paneles prefabricados.
- f. Estructuras tipo muro que incorporan paneles prefabricados.
- g. Estructuras coladas en sitio, que incorporan elementos prefabricados que son parte del sistema estructural.

El diseñador debe clasificar cada una de estas estructuras conforme a los tipos estructurales del artículo 4.2.

12.3 Categorías de elementos y componentes prefabricados

Para efectos de este Capítulo se consideran las siguientes tres categorías:

- a. Elementos y *componentes prefabricados* que resistan únicamente *fuerzas sísmicas* causadas por su propio *peso*. Su diseño se hace conforme a las indicaciones del Capítulo 14 de este Código.
- b. Elementos y *componentes* estructurales prefabricados cuya función principal es resistir cargas gravitacionales u otro tipo de acciones que no sean sísmicas.
- c. Elementos y *componentes* estructurales prefabricados que son parte fundamental de los *sistemas sísmo-resistentes*.

12.4 Tipos de conexiones

Se distinguen cuatro tipos de conexiones para las estructuras prefabricadas:

- a. Conexiones secas: detalladas y realizadas para lograr la continuidad mediante perfiles de acero embebidos o anclados en el concreto y en las cuales la conexión se completa en sitio mediante pernos o soldadura conforme al Capítulo 6 del Manual de Diseño del PCI (Precast and Prestressed Concrete Institute), quinta edición.
- b. Conexiones húmedas: detalladas y realizadas para lograr la continuidad mediante la colocación de concreto en sitio y con barras de refuerzo, cables de postensión o una combinación de ambas.
- c. Conexiones postensionadas: detalladas y realizadas para lograr la continuidad mediante barras o cables de postensión desadheridos que cruzan las juntas y someten las uniones a esfuerzos de compresión y que son capaces de mantener sus fuerzas de postensión durante las deformaciones causadas por el sismo.
- d. Conexiones híbridas: detalladas y realizadas para lograr la continuidad mediante refuerzo convencional con pequeñas zonas desadheridas y cables de postensión desadheridos que satisfagan los requisitos del inciso anterior, de manera que se logre una adecuada disipación de energía y una concentración de deformaciones en la cara de contacto entre las vigas y los elementos verticales.

12.5 Elementos y componentes prefabricados para cargas gravitacionales o no sísmicas

- a. Los elementos y *componentes* estructurales definidos en el inciso 12.3 (b) deben ser capaces de resistir las fuerzas de inercia producidas por su propio peso. El sistema debe ser capaz de preservar su integridad estructural en presencia de las deformaciones originadas por el sismo, evitando desplazamientos relativos excesivos, que dañen los apoyos o los elementos. En el caso de los *diafragmas*, éstos deben ser capaces de transmitir las *fuerzas sísmicas* a los *sistemas sismo-resistentes* sin deformaciones excesivas sobre los elementos prefabricados de esta categoría.
- b. Para esta categoría se puede utilizar cualesquiera de las conexiones del artículo 12.4, pudiendo emplearse conexiones semirígidas o de continuidad parcial. Las conexiones secas sólo se pueden usar en edificios de tres *pisos* o menos.

12.6 Elementos y componentes prefabricados que sean parte del sistema sismo-resistente

- a. Al igual que en las estructuras de concreto colado en sitio el diseñador debe seleccionar las regiones en donde se deben producir las articulaciones plásticas, y debe detallarlas para que posean la rigidez, resistencia y *ductilidad* necesarias. El resto de la estructura debe asegurar que las deformaciones inelásticas solo ocurren en las regiones seleccionadas.
- b. Se puede emplear cualesquiera de las conexiones descritas en el artículo 12.4. Las conexiones secas solo pueden emplearse en edificios de no más de dos *pisos* de altura, salvo en los edificios tipo *muro*, donde se pueden usar hasta tres *pisos* de altura.
- c. Se permite el uso de conexiones de tipo fuerte, que son aquellas de capacidad suficiente para permanecer en el rango elástico durante el sismo mientras se forman las *rótulas plásticas* en aquellas regiones previamente seleccionadas. Estas conexiones deben ser diseñadas para la carga máxima determinada por el análisis, incrementada por el factor de *sobre-resistencia*, *SR*.

12.7 Diafragmas constituidos por elementos prefabricados

- a. Los *diafragmas* horizontales a base de elementos prefabricados, pueden considerarse como rígidos cuando se diseñen, detallen y construyan en tal forma que sean capaces de transmitir las fuerzas de inercia inducidas por sismo al sistema resistente, de acuerdo con las rigideces de sus elementos estructurales. Conforme al inciso (e) del Capítulo 3, estos componentes se consideran frágiles y deben ser calculados con cargas sísmicas incrementadas por el *factor de sobre-resistencia*, *SR*.
- b. Para integrar los elementos prefabricados del *diafragma* con el resto de la estructura, se puede emplear una sobrelosa colada en sitio de un espesor mínimo de 5 cm para edificios de hasta tres entrespisos y de 6 cm para edificios de cuatro o más entrespisos, y con un refuerzo mínimo equivalente al de contracción y temperatura. Alternativamente, cuando se cuente con los valores de resistencia, respaldados por pruebas experimentales de laboratorio, se puede considerar como *diafragmas rígidos* aquellos con uniones tipo húmedo o de tipo seco entre los elementos prefabricados del diafragma. Sin embargo, las *uniones de tipo seco* están limitadas a edificios de no más de dos entrespisos. Las uniones de tipo húmedo deben tener el acero transversal de refuerzo debidamente anclado a los elementos prefabricados y con la suficiente longitud de anclaje, y el acero

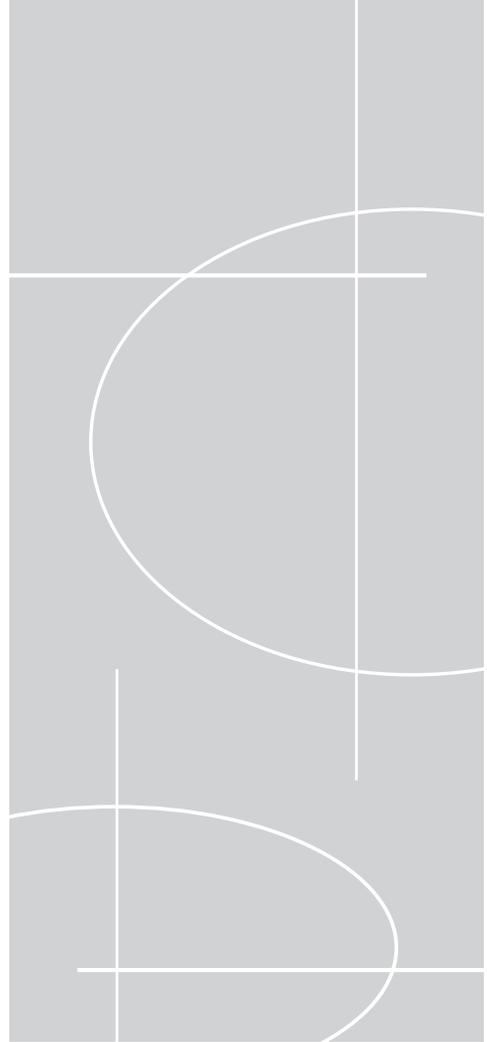
- longitudinal mínimo equivalente al especificado para contracción y temperatura.
- c. Cuando se utilice una losa colada en sitio, en la unión de los elementos prefabricados y la losa debe existir una superficie de contacto limpia y con rugosidades mínimas de 5 mm. Cuando en el diseño se considere la acción integrada de estos elementos se puede suponer un esfuerzo de corte mínimo, en la superficie de contacto, de 5 kg/cm² para las condiciones de limpieza y rugosidad previamente establecidas. Para esfuerzos mayores se debe contar con conectores de acero. El área mínima de conectores es de 4 cm² por m² de losa. El espaciamiento máximo entre conectores es de 60 cm.
 - d. En todos los *diafragmas rígidos*, con o sin sobrelosa colada en sitio, se deben disponer en todo el perímetro *elementos de borde* o vigas de amarre que sean capaces de desarrollar la resistencia a flexión y la acción monolítica del *diafragma*.

12.8 Uniones postensadas

En *marcos rígidos*, cuando se utilicen cables de postensión en las uniones exteriores, el anclaje se debe hacer fuera de los núcleos de unión viga-columna.

12.9 Diseño para sismo durante el proceso constructivo

- a. Durante el proceso constructivo la estructura prefabricada debe ser capaz de resistir sismos de intensidad tal que la *probabilidad de excedencia* durante ese período sea igual o menor al valor de dicha probabilidad durante la vida útil de la estructura terminada, conforme al inciso 2.4 (c).
- b. Durante el proceso de montaje las conexiones deben ser completadas conforme avanza el montaje. En sentido vertical no debe haber más de dos *pisos* de conexiones sin terminar.



SECCIÓN 4

Obras de cimentación,
componentes, adecuación y
documentación

Cimentaciones

13.1 Generalidades

En este Capítulo se incluyen los requisitos del diseño de la cimentación rígida de concreto reforzado relacionados con el diseño *sismo-resistente*, por lo tanto se debe cumplir con todos los requisitos básicos necesarios para soportar las cargas últimas resultantes de las combinaciones de cargas definidas en el inciso 6.2 (a). Se supone que se han hecho todos los estudios y recomendaciones necesarios sobre rellenos, estabilidad de taludes, empujes horizontales, capacidad soportante del suelo, drenajes, control de asentamientos y capacidad de pilotes, según establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

13.2 Integridad de la cimentación

Durante un sismo, los elementos y *sistemas estructurales* de la cimentación deben mantener su capacidad de transmitir cargas verticales y horizontales y permitir a su vez, los procesos de disipación inelástica de energía de la superestructura.

13.3 Reducción de la resistencia del suelo

Para soportar las *cargas últimas* resultantes de las cuatro combinaciones de *carga última* del inciso 6.2 (a) se debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$q_{Umax} \leq \phi q_U \quad [13-1]$$

donde q_{Umax} es la presión última máxima transmitida al suelo sobre el *sitio de cimentación* y q_U es la capacidad de soporte nominal del suelo según los parámetros en el sitio. Los factores ϕ de reducción de resistencia se muestran en la Tabla 13.1.

TABLA 13.1. Factores ϕ_U de reducción para la capacidad soportante de los suelos.

Combinaciones Ecs. 6-1 y 6-2	ϕ
$\frac{q_{Umin}}{q_{Umax}} \geq 0.25$	0.50
$\frac{q_{Umin}}{q_{Umax}} < 0.25$	0.60
Combinaciones Ecs. 6-3 y 6-4	ϕ
$\frac{q_{Umin}}{q_{Umax}} \geq 0.25$	0.67
$\frac{q_{Umin}}{q_{Umax}} < 0.25$	0.83

donde q_{Umax} y q_{Umin} son las presiones últimas máxima y mínima respectivamente en el suelo, que se calculan suponiendo una distribución lineal de ellas, siempre que se cumplan los requisitos de rigidez que establece el Código de Cimentaciones.

El caso $\frac{q_{Umin}}{q_{Umax}} < 0.25$ incluye el caso de una distribución triangular de presiones.

13.4 Contacto suelo-cimiento

Las fuerzas verticales y horizontales y los momentos de volteo que produzcan los sistemas resistentes sobre el *sitio de cimentación* por efecto de las sollicitaciones sísmicas deben ser equilibrados por las reacciones del terreno que actúan sobre ellos, sin que se excedan los esfuerzos calculados según el artículo 13.3. Se acepta que en una parte de la cimentación no existan esfuerzos de contacto siempre que, en cada sistema resistente, el

área total en compresión no sea inferior al 50% del área total de los cimientos de ese sistema. Las condiciones de apoyo del modelo utilizado en el análisis de la estructura deben ser congruentes con las condiciones existentes en la fundación. Las reacciones del terreno se obtienen con este modelo.

13.5 Flexibilidad del cimiento

En las cimentaciones a base de zapatas, con o sin pilotes, es posible considerar la naturaleza flexible del terreno y de los pilotes y se permiten rotaciones en las zapatas, acordes con esa flexibilidad durante la sollicitación sísmica. En este caso, se debe justificar en los documentos de diseño todas las consideraciones para el análisis y los datos utilizados en el cálculo.

13.6 Vigas de amarre

En las cimentaciones a base de zapatas aisladas de fundación, las columnas se deben interconectar a nivel de las zapatas por medio de vigas de amarre capaces de resistir, en tracción o compresión, una fuerza axial mínima del 10% de la carga axial correspondiente a la zapata más solicitada. Adicionalmente estas vigas también pueden ser diseñadas para resistir, parcial o totalmente, los momentos flexores en la base de las columnas, en cuyo caso se puede hacer la reducción correspondiente en los momentos que sean transmitidos directamente al terreno. Esta reducción se puede realizar considerando las flexibilidades relativas entre el terreno, los pilotes y las vigas de amarre. Se puede hacer excepción de este artículo en edificios de uno o dos pisos, salvo que las condiciones del terreno manifiesten lo contrario.

Cuando la profundidad de la placa aislada sea mayor o igual a tres metros, la viga de amarre se puede colocar inmediatamente debajo del *nivel* de la planta baja, en este caso el momento flexor a la placa debe ser soportado en su totalidad por el terreno.

13.7 Reducción de momentos en pilotes

En las fundaciones sobre pilotes, las zapatas deben estar interconectadas por vigas de amarre que cumplan los requisitos de tracción y compresión del artículo 13.6. Sin embargo, se puede considerar la capacidad de flexión de las vigas de amarre para reducir los momentos que deben resistir los pilotes, cuando éstos estén todos colocados sobre un mismo eje horizontal y que las vigas de amarre sean perpendiculares a dicho eje y estén a la altura de la placa que une a los pilotes. La *capacidad última* del pilote para resistir carga lateral es determinada según las teorías apropiadas para su análisis.

13.8 Empuje sísmico sobre muros

Los *muros* de retención de edificaciones deben ser diseñados para resistir, además de las fuerzas estáticas, la siguiente fuerza horizontal de sismo:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \left(\frac{3}{4} a_{ef} \right) \quad [13-2]$$

donde:

P = fuerza de sismo, que actúa a $0.6H$ sobre la base.

γ_s = peso unitario del suelo.

H = altura del muro.

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño, definida en el sitio del edificio según el artículo 2.4.

De ser necesario, esta fuerza se puede sustituir por una fuerza distribuida, con una variación trapezoidal en la altura del muro, cuya resultante tenga la misma magnitud y punto de aplicación que la fuerza P .

13.9 Fundaciones flexibles

Se puede utilizar cimentaciones flexibles siempre que su cálculo esté basado en teorías apropiadas para su análisis de esfuerzo y para su diseño.

Sistemas y componentes no estructurales

14.1 Generalidades

- a. Este Capítulo cubre todos aquellos sistemas y *componentes* de la edificación que no formen parte de sus *sistemas sismo-resistentes* pero que deben resistir las fuerzas correspondientes a las aceleraciones causadas por el sismo en la edificación de manera que se garantice su integridad. Lo anterior incluye, pero no se limita, a elementos de estructuras así como *componentes* arquitectónicos y sus fijadores, *componentes* no estructurales permanentes y sus fijadores, y los fijadores para conductos y equipos permanentes pertenecientes a sistemas eléctricos y mecánicos apoyados en la estructura. Todos estos elementos y *componentes* deben ser proporcionados para resistir las fuerzas totales de diseño prescritas en el artículo 14.2. Los anclajes para mobiliario y equipo instalado en pisos intermedios o techos y con un peso menor que 200 kg no necesitan ser diseñados con estas especificaciones.
- b. Los fijadores deben incluir todos los anclajes y arriostramientos requeridos. La fricción resultante como consecuencia de las cargas gravitacionales no debe ser considerada como parte de la resistencia a las *fuerzas sísmicas*. Cuando la falla estructural de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales de un equipo no-rígido pueda causar amenaza a la vida, tales sistemas deben ser diseñados para resistir las *fuerzas sísmicas* descritas en el artículo 14.2.
- c. Cuando las *resistencias de diseño* permisibles y otros criterios de aceptación no estén contenidos o referenciados por este Código, tales

criterios deben ser obtenidos de normas nacionales vigentes, sujetas a la aprobación de los inspectores de la construcción.

14.2 Fuerza total de diseño

- a. Para los sistemas y *componentes* no estructurales, la *fuerza sísmica* lateral total de diseño, F_p , es determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_p = 4.0 a_{ef} I W_p \quad [14-1]$$

Alternativamente, F_p podría ser calculada utilizando la siguiente fórmula:

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I}{R_p} \left(1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p \quad [14-2]$$

En todo caso, F_p debe satisfacer la siguiente condición:

$$0.7 a_{ef} I W_p \leq F_p \leq 4.0 a_{ef} I W_p \quad [14-3]$$

donde:

a_{ef} = aceleración pico efectiva correspondiente a la edificación, según Capítulo 2.

I = *factor de importancia* de la edificación, según Tabla 4.1.

W_p = peso total del sistema o *componente* en consideración.

h_x = elevación del *centro de masa* del *componente* o elemento con respecto a la base del edificio, tal que $h_x \geq 0$.

h_r = elevación del techo de la estructura con respecto a la base.

X_p = factor de amplificación del sistema o *componente*, el cual varía entre 1.0 y 2.5. Se debe escoger un valor de X_p según la Tabla 14.1. En forma alternativa, este factor puede ser determinado con base en las propiedades dinámicas o en datos empíricos del *componente* y de la estructura que lo sustenta. El valor no debe ser menor que 1.0.

R_p = factor de modificación de la respuesta del *componente* según Tabla 14.1, excepto que R_p para anclajes debe ser igual a 1.5 para pernos de anclaje someros expansivos, anclajes químicos someros o anclajes someros colados en sitio. Anclajes someros son aquellos con una razón de empotramiento-diámetro menor que 8. Cuando los anclajes sean fabricados a partir de materiales no-dúctiles o mediante el uso de adhesivos, R_p debe ser igual a 1.0.

- b. Las *fuerzas de diseño* laterales calculadas mediante las Ecs. [14.1] o [14.2] deben ser distribuidas en los elementos o *componentes* en proporción a la distribución de sus respectivas masas. Estas fuerzas deben ser utilizadas para diseñar los miembros y las conexiones

responsables de transferir fuerzas a los *sistemas sismo-resistentes*. En el diseño de miembros y conexiones se debe usar las combinaciones de carga y los factores especificados en el artículo 6.2.

- c. Las fuerzas deben ser aplicadas en la dirección horizontal que resulte en la sollicitación más crítica para el diseño.
- d. Las fuerzas y factores de modificación de respuesta de *componentes* en conectores para paneles y diafragmas exteriores, deben ser calculadas conforme el Capítulo 4.

14.3 Especificaciones de las fuerzas laterales para equipos

Las especificaciones de diseño para equipos deben incluir las fuerzas laterales de diseño aquí prescritas o, en su defecto, deben citar esta norma como referencia.

14.4 Movimiento relativo de anclajes de equipos

El diseño de todos los equipos instalados en edificaciones pertenecientes a los Grupos A y B según la Tabla 4.1, debe considerar los efectos del movimiento relativo de los puntos de anclaje a la estructura, usando los desplazamientos relativos máximos de la Tabla 7.2

14.5 Diseños alternativos

En aquellas situaciones en que una normativa nacional vigente o datos de pruebas experimentales aprobados provean una base para el diseño *sismo-resistente* de un tipo particular de equipo u otro componente no estructural, se puede aceptar esa normativa o esos datos experimentales como base de diseño de esos dispositivos bajo las siguientes limitaciones:

- a. La normativa aquí presentada debe ser interpretada como los valores mínimos para el diseño del anclaje y de los miembros y conectores que transfieran las fuerzas al *sistema sismo-resistente*, y
- b. La fuerza, F_p , y el momento de volcamiento utilizado en el diseño del componente no estructural no puede ser menor del 80% de los valores que serían obtenidos con el uso de esta normativa.

TABLA 14.1 Factores para fuerzas horizontales, X_p y R_p .

Elementos de estructuras, componentes no-estructurales y equipo	X_p	R_p	Número de nota
1. Elementos de estructuras			
a. Paredes incluyendo lo siguiente:			
(1) Parapetos no arriostrados (en voladizo)	2.5	3.0	
(2) Paredes exteriores a nivel del suelo o por encima de éste y parapetos arriostrados por encima de sus centros de gravedad	1.0	3.0	(2)
(3) Todas las paredes interiores sean o no de carga	1.0	3.0	(2)
b. Aticos y estructuras secundarias (excepto cuando sean una extensión de los sistemas <i>sismo-resistentes</i>)	2.5	4.0	
c. Conexiones para otros <i>elementos estructurales</i> prefabricados además de paredes	1.0	3.0	(3)
2. Componentes no estructurales			
a. Apéndices y ornamentos exteriores e interiores	2.5	3.0	
b. Chimeneas, torres arriostradas apoyadas sobre o proyectándose por encima de techos			
(1) Arriostrados lateralmente o anclados al <i>sistema estructural</i> en un punto por debajo de sus <i>centros de masa</i>	2.5	3.0	
(2) Arriostrados lateralmente o anclados al <i>sistema estructural</i> en un punto por encima de o en sus <i>centros de masa</i>	1.0	3.0	
c. Rótulos y vallas comerciales	2.5	3.0	
d. Estanterías (incluyendo sus contenidos) de más de 2 m de alto	2.5	4.0	(4)
e. Gabinetes permanentes emplazados en el piso y librerías de más de 2 m de alto (incluyendo sus contenidos)	1.0	3.0	(5)
f. Anclajes y arriostres laterales para cielos suspendidos y luminarias	1.0	3.0	(3,6,7,8)
g. Sistemas de acceso a pisos	1.0	3.0	(4,5,9)
h. Tapias de <i>mampostería</i> o concreto de más de 2 m de alto	1.0	3.0	
i. Particiones	1.0	3.0	

Continuación de la Tabla 14.1

Elementos de estructuras, componentes no-estructurales y equipo	X_p	R_p	Número de nota
3. Equipos			
a. Tanques y recipientes (y su contenido), incluyendo sistemas de apoyo	1.0	3.0	
b. Equipo eléctrico, mecánico y de fontanería, incluyendo también la tubería y sistema de conducción asociados	1.0	3.0	(5,8,10, 11,12,13, 14,15,16)
c. Cualquier equipo flexible arriostrado o anclado al <i>sistema estructural</i> desde un punto por debajo de su <i>centro de masa</i>	2.5	3.0	(5,10,14, 15,16)
d. Anclaje de sistemas de energía de emergencia y de equipo vital de comunicaciones. Anclaje y sistemas de apoyo para estantería de baterías y tanques de combustible necesarios para la operación de equipo de emergencia	1.0	3.0	(17,18)
e. Recipientes provisionales con materiales peligrosos o inflamables	1.0	3.0	(19)
4. Otros componentes			
a. <i>Componentes rígidos</i> con material y anclaje dúctiles	1.0	3.0	(1)
b. <i>Componentes rígidos</i> con material y anclaje no-dúctiles	1.0	1.5	(1)
c. <i>Componentes flexibles</i> con material y anclaje dúctiles	2.5	3.0	(1)
d. <i>Componentes flexibles</i> con material y anclaje no-dúctiles	2.5	1.5	(1)

NOTAS

1. Ver Glosario (Apéndice B) para las definiciones de *componentes rígidos* y *flexibles*.
2. Ver Capítulos 8 y 9 para paredes de concreto y mampostería.
3. Válido para zonas sísmicas II, III y IV únicamente.
4. Estantería metálica apoyada a nivel del suelo puede ser diseñada de acuerdo con el Capítulo 10.
5. Solamente es necesario diseñar los anclajes, ataduras o restricciones.
6. El peso del cielo debe incluir todas las luminarias y otros equipos y particiones integrados a éste. Con el propósito de determinar la *fuerza sísmica*, se debe usar un peso total del cielo no menor a 20 kg/m².

Continuación de la Tabla 14.1

7. Cielos fabricados con entablillado, láminas de yeso o argamasa, clavado o atornillado a elementos colgantes que soportan el cielo en un solo *nivel* extendiéndose de pared a pared no necesitan ser analizados si las paredes están a una distancia menor a 15 m.
8. Luminarias y servicios mecánicos instalados en sistemas metálicos de suspensión de cielo falsos debe estar anclados independientemente a la estructura superior.
9. W_p para sistemas de accesos a pisos debe ser la *carga permanente* del sistema más 25% de la *carga temporal* más una carga de 50 kg/m² debido a posibles particiones.
10. Equipo incluye, pero no está limitado a, calderas, enfriadores, bombas, unidades para manejo de aire, torres de enfriamiento, paneles de control, motores, interruptores, transformadores y equipo de seguridad vital. Debe incluir ductos, tuberías y cañerías principales que presten servicio al equipo mencionado y también al sistema centralizado de extinción de incendios. Ver el artículo 14.2 para requisitos adicionales en la determinación de X_p para equipo montado sobre soporte flexible o no-rígido.
11. Los fijadores o restricciones sísmicas pueden ser omitidas de los apoyos de tuberías y ductos si todas las siguientes condiciones son satisfechas:
 - 11.1 El movimiento lateral de la tubería o el ducto no causa impacto dañino a ningún otro sistema.
 - 11.2 La tubería o el ducto está hecho de material dúctil con conexiones dúctiles.
 - 11.3 El movimiento lateral de la tubería o el ducto no causa impacto de dispositivos frágiles (p. ej., aparato de rociadura automática) con ningún otro equipo, tubería o elemento estructural.
 - 11.4 El movimiento lateral de la tubería o el ducto no causa pérdida del apoyo vertical del sistema.
 - 11.5 Los apoyos colgantes de varilla de menos de 0.30 m de longitud tienen conexiones en el extremo superior que no pueden desarrollar momentos de empotramiento.
 - 11.6 Los elementos de apoyo en forma de voladizo levantándose a partir del nivel de piso son revisados por estabilidad.
12. Las ataduras o restricciones sísmicas pueden ser omitidas en conductos eléctricos tales como parrilla de cables, conductos y ductos si todas las siguientes condiciones son satisfechas:
 - 12.1 El movimiento lateral del conducto eléctrico no causa impacto dañino a ningún otro sistema.
 - 12.2 El movimiento lateral del conducto eléctrico no causa pérdida del apoyo vertical del sistema.

Continuación de la Tabla 14.1

- 12.3 Los apoyos colgantes de varilla de menos de 0.30 m de longitud tienen conexiones en el extremo superior que no pueden desarrollar momentos de empotramiento.
- 12.4 Los elementos de apoyo en forma de voladizo levantándose a partir del nivel de piso son revisados por estabilidad.
13. Tuberías, ductos y conductos eléctricos que se prolongan entre edificios o sistemas estructurales independientes, y que deban mantenerse funcionales después de un terremoto, deben ser suficientemente flexibles para acomodar los movimientos relativos entre apoyos suponiendo movimiento fuera de fase.
14. Los aisladores de vibraciones utilizados como apoyo de equipo deben ser diseñados para cargas laterales o bien restringidos a desplazamiento lateral por otros medios. La restricción debe ampliarse para limitar el desplazamiento vertical de forma que los fijadores laterales no pierdan efectividad. X_p y R_p para equipo apoyado sobre aisladores de vibraciones toman los valores 2.5 y 1.5 respectivamente, excepto cuando el marco de montaje del aislador esté apoyado mediante anclajes someros o expansivos y la brecha nominal del sistema de aislamiento sea mayor que 3 cm, en cuyo caso la fuerza de diseño para los anclajes calculada mediante la Ec. [14-2] debe ser multiplicada por un factor de 2.0 en consideración a los efectos de impacto.
15. La fricción originada por efecto de la gravedad se debe despreciar en la evaluación *sismo-resistente* de los anclajes.
16. No se deben utilizar anclajes expansivos cuando estén presentes cargas vibratorias operacionales.
17. El movimiento de *componentes* dentro de gabinetes eléctricos, equipo montado sobre cremallera o patines, y porciones de equipo electromecánico montado sobre patines que pueda causar daño por desplazamiento a otros *componentes*, debe ser restringido mediante fijadores a equipo anclado o a marcos de apoyo.
18. Baterías montadas en estanterías deben ser restringidas a movimiento en todas direcciones debido a fuerzas sísmicas.
19. Los fijadores sísmicos pueden incluir poleas, cadenas, pernos, barreras, u otros mecanismos que prevengan deslizamiento, caída, y ruptura de contención de materiales inflamables o tóxicos. No se permite utilizar fuerzas de fricción para resistir cargas laterales en estos fijadores a menos que se provean restricciones efectivas al levantamiento de manera que las fuerzas de fricción actúen en forma continua.

Diagnóstico y adecuación sísmica

15.1 Generalidades

- a. Las edificaciones existentes tienen características estructurales que, en general, no se ajustan a los requisitos que establece este código para las edificaciones nuevas.
- b. El diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente, y su posterior adecuación sísmica requieren de parte del profesional responsable un conocimiento amplio de los parámetros que determinan el desempeño de la estructura ante la acción de los sismos.
- c. Se pretende que al realizar una adecuación sísmica de la edificación existente, se alcancen los *objetivos de desempeño* indicados en el inciso 4.1 (b). Esto no aplica para monumentos y edificaciones históricas para los cuales una adecuación sísmica se considera aceptable si incrementa su desempeño y prolonga su vida útil.

15.2 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes

- a. El objetivo de realizar un diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica de una edificación existente es determinar el riesgo de que sufra daños durante un evento sísmico. Los daños pueden ser estructurales o no estructurales y pueden originarse en condiciones propias de la edificación o del sitio donde se ubica.

- b. El modelo de la estructura existente es definido tomando en cuenta sus características reales: dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos e influencia de los elementos y componentes no estructurales.
- c. Se debe considerar las *cargas permanentes* reales y las *cargas temporales* probables según la utilización de las áreas de la edificación. Estas *cargas temporales* no pueden ser menores que las indicadas en la Tabla 6.1.
- d. Las *fuerzas sísmicas* de revisión de la edificación no pueden ser menores que dos tercios de las calculadas siguiendo las recomendaciones de la Sección 2.
- e. La resistencia de los *elementos estructurales* se calcula utilizando un factor de reducción de resistencia igual o menor al utilizado para el diseño de estructuras nuevas, de acuerdo con las propiedades de los materiales, las características constructivas y los daños que tengan los elementos.
- f. La resistencia de los *elementos estructurales* se compara con las fuerzas internas de revisión obtenidas a partir de la combinación de las *cargas permanentes, temporales y sísmicas* de revisión, según lo establecido en el artículo 6.2.
- g. En todo diagnóstico se debe realizar una evaluación del comportamiento inelástico que permita conocer de manera razonable el mecanismo de colapso y los daños que pueda presentar la edificación durante un *sismo severo*. En particular, debe revisarse que los elementos y *componentes* dúctiles siempre alcancen su capacidad última antes que ninguno de los *componentes frágiles del sistema estructural*.
- h. En edificaciones clasificadas según su uso dentro del Grupo A, se debe realizar una evaluación de su comportamiento con base en un análisis inelástico que permita conocer el mecanismo de colapso, conforme a los requerimientos del artículo 7.7.
- i. En todos aquellos elementos que conforman los *sistemas sismo-resistentes*, y que se consideren esenciales para el comportamiento global de la estructura, se debe cumplir con los incisos (f), (g) y (h) de este artículo.

15.3 Adecuación sísmica de estructuras existentes

- a. Toda adecuación sísmica de una edificación existente debe reducir los riesgos de que un posible sismo produzca daños severos en los elementos y *componentes* que forman parte de los *sistemas sismo-resistentes* y en los sistemas y *componentes* no estructurales. Para

- esto, se debe cumplir con los *objetivos de desempeño* indicados en el inciso 4.1 (b).
- b. Se debe eliminar las deficiencias graves de estructuración detectadas en la etapa del diagnóstico de la vulnerabilidad.
 - c. Se debe tomar en cuenta las características reales de la estructura existente: propiedades de los materiales, rigidez, capacidad de deformación y resistencia de los elementos, según los detalles constructivos conocidos.
 - d. Para determinar la *ductilidad global*, según el Capítulo 4, se consideraran las modificaciones que son realizadas al sistema estructural, asegurando que los elementos nuevos posean la *ductilidad local* requerida.
 - e. Para la determinación de las *fuerzas sísmicas* se utilizan los valores de carga permanente ajustados a las condiciones reales, de acuerdo con lo determinado en el estudio de diagnóstico.
 - f. Se debe considerar que la *carga permanente* y parte de la *carga temporal* ya han sido aplicadas en la estructura existente, por lo que los nuevos elementos estructurales se incluyen en una estructura que ya tiene esfuerzos y deformaciones.
 - g. Las zonas de unión entre elementos existentes y nuevos deben detallarse de manera que se asegure su comportamiento integral durante un sismo.
 - h. La propuesta de adecuación sísmica debe ser sometida a un nuevo diagnóstico de vulnerabilidad, para verificar que se alcance el objetivo indicado en el inciso 15.3(a).

15.4 Renovación y cambio de destino de edificaciones existentes

Es necesario rediseñar, de acuerdo con las especificaciones contenidas en este Código, toda edificación en la que se efectúe una renovación o modificación que produzca alguno de los siguientes efectos:

- a. Cambio de clasificación según el uso de la edificación, conforme al artículo 4.1.
- b. Cambio de clasificación según el sistema estructural, conforme al artículo 4.2., o cambio o eliminación de elementos que reduzcan la capacidad del *sistema estructural*.
- c. Aumentos en las cargas gravitacionales que afectan el comportamiento sísmico, conforme al artículo 6.1.

- d. Cambios en la estructuración o en la distribución de la masa que introduzcan alguna irregularidad o cambien la clasificación de *irregularidad moderada* a *irregularidad severa* según el artículo 4.3, o que alteren la distribución de fuerzas internas.

15.5 Edificaciones dañadas por sismo

15.5.1 Observaciones generales

Una edificación dañada por sismo debe ser objeto de un diagnóstico de vulnerabilidad sísmica que debe abarcar la extensión de los daños estructurales y no estructurales, el comportamiento real de la estructura durante el sismo y su estado actual.

El diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones dañadas debe contener una recomendación de reparación, adecuación sísmica o demolición.

15.5.2 Reparación

Cuando el diagnóstico determine que el comportamiento de la edificación estuvo acorde con los *objetivos de desempeño* para ella establecidos, la edificación debe ser reparada y restituida a su condición original. Para ello, los daños en elementos estructurales deben ser reparados y los elementos reforzados y restituidos a su estado y resistencia originales.

Adicionalmente, los *componentes* no estructurales y arquitectónicos dañados por sismo, así como los equipos y sistemas electromecánicos, deben ser, al menos, reparados y restituidos a su estado original.

15.5.3 Adecuación sísmica

Cuando el diagnóstico determine que el comportamiento de la edificación no estuvo acorde con los *objetivos de desempeño* para ella establecidos, se debe proceder a una adecuación sísmica del *sistema sismo-resistente* conforme al artículo 15.3.

15.5.4 Demolición

Cuando el diagnóstico o el estado de la edificación dañada demuestra que el grado de daños estructurales es tal que existe un alto riesgo de colapso, antes o durante un sismo futuro, y que la adecuación sísmica no es técnica ni económicamente factible, el evaluador debe recomendar la demolición de la obra ante la autoridad competente.

Requisitos para documentos de diseño, inspección y construcción

16.1 Generalidades

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos necesarios para asegurar que, al construirse la edificación, se contemplen todos los aspectos considerados por el ingeniero responsable del diseño como esenciales para alcanzar los objetivos de desempeño del inciso 4.1 (b). Los requisitos de los artículos 16.2 y 16.3 no se aplican a las viviendas que cumplan las condiciones para utilizar el diseño simplificado del Capítulo 17 de este Código.

16.2 Información en planos

Los planos estructurales de cualquier edificación diseñada conforme a este código deben contener la siguiente información:

- a. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño estructural.
- b. Clasificación del *sitio de cimentación* (artículo 2.2) y capacidad de soporte del suelo considerada en el diseño.
- c. Clasificación del edificio según el uso (artículo 4.1).
- d. Clasificación del edificio según el *sistema estructural* (artículo 4.2).
- e. Indicación de si el edificio es regular o irregular, moderado o severo en planta y en altura (artículo 4.3).
- f. *Ductilidad global asignada* (Tabla 4.2).

- g. Aceleración pico efectiva de diseño (Tabla 2.2).
- h. Método de análisis utilizado según Capítulo 7.
- i. Estimación de los períodos fundamentales y *coeficientes sísmicos* correspondientes para cada una de las direcciones de análisis.
- j. Estimación de los desplazamientos inelásticos relativos entre *pisos*.
- k. En estructuras con procedimiento constructivo no convencional, indicaciones e instrucciones sobre el sistema constructivo.

16.3 Documentos de diseño

Los documentos de diseño de toda nueva edificación clasificada según el uso en el Grupo A, B, C, o D, deben ser como mínimo los siguientes:

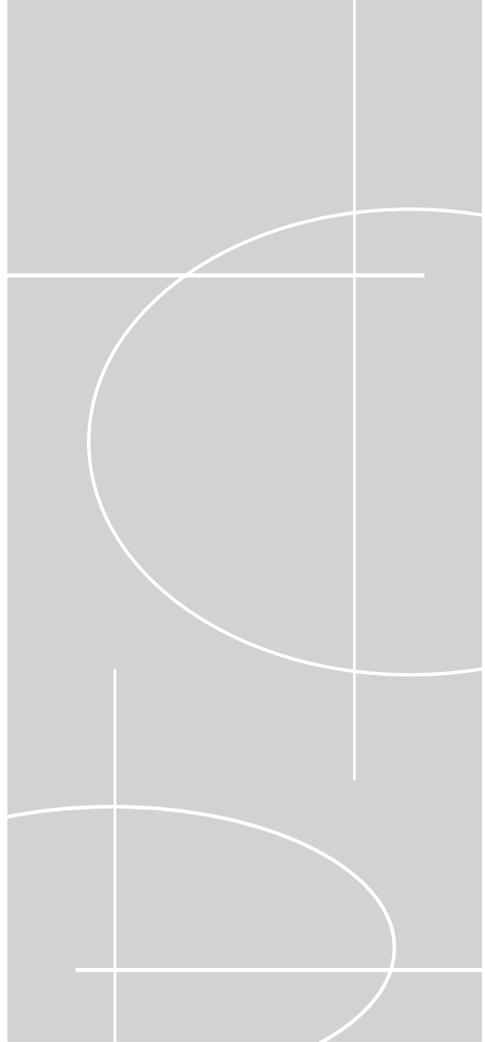
- a. Planos constructivos.
- b. Estudio de suelos.
- c. Memoria de cálculo que incluya una descripción de los *sistemas sismo-resistentes* y la importancia relativa de sus componentes.

16.4 Inspección y supervisión

El proceso constructivo de toda edificación debe contar con la participación de un profesional responsable de asegurar que la construcción de los *sistemas sismo-resistentes* se realice de conformidad con los planos constructivos.

16.5 Instrumentación

En toda nueva edificación ubicada en zonas III y IV que tenga algún *sistema estructural* con 10 o más *pisos* y un área total de 5000 m² o más, se debe instalar un acelerógrafo de movimiento fuerte, con tres componentes, en el *nivel de base*. Si la edificación tuviera más de 20 *pisos* se coloca uno adicional, de iguales características, interconectado al primero, en el *nivel* de azotea o en el *nivel* inferior al techo de la edificación.



SECCIÓN 5

Vivienda

Vivienda unifamiliar

17.1 Generalidades

El propósito de este Capítulo es establecer algunos criterios generales obligatorios para el diseño y construcción de *casas* de uno y dos *pisos*, con el propósito de lograr su adecuado comportamiento durante los sismos. Se entiende como *casas*, las viviendas unifamiliares, independientes y de un máximo de dos plantas. La dimensión máxima en planta está limitada a 30 m.

El profesional puede escoger entre dos opciones:

- a. Diseño formal.** Se analiza y se diseña la vivienda como cualquier otra estructura.
- b. Diseño simplificado.** Se dan una serie de detalles estándar para el diseño de *casas*, de manera que puedan ser utilizados por profesionales especialistas o no en ingeniería estructural sin necesidad de hacer los cálculos correspondientes.

Para poder utilizar la alternativa de un diseño simplificado la vivienda debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a. Poseer un área máxima de 250 m², con una altura de pared de piso a cielo de no más de 3.00 m, con una altura de pared incluyendo tapicheles de no más de 4.20 m y con el número de *pisos* limitado según la Tabla 17.1.
- b. Estar apoyadas sus fundaciones sobre suelo firme. Bajo ninguna circunstancia se debe utilizar cuando existan estratos compresibles o rellenos mal consolidados que requieran fundaciones profundas.

- c. Los paños de pared no tienen una relación de altura sin soporte lateral a espesor mayor que 25. Adicionalmente, sin importar cual sistema constructivo se use, la longitud mínima de paredes de altura completa debe ser 0.40 m por cada metro cuadrado de área de construcción en cada planta. La longitud mínima en cada dirección no puede ser menor de un tercio de la longitud mínima total.
- d. La distancia máxima entre los elementos que proveen la estabilidad lateral a las paredes no debe exceder de 7m.

17.2 Diseño formal

17.2.1 Criterios básicos de análisis estructural

El cálculo de las fuerzas de sismo para viviendas debe hacerse utilizando los mismos criterios establecidos en el Capítulo 6 de este Código.

La distribución de masas en la estructura se puede simplificar del siguiente modo:

- a. Las estructuras de uno y dos *pisos* con *diafragma rígido* en techo y entrepiso se consideran con las masas concentradas a *nivel* de cada uno de los *diafragmas*.
- b. Las estructuras de dos pisos con *diafragma rígido* en entrepiso y con techo flexible se pueden considerar como de una sola masa concentrada a *nivel* del primer *piso*.
- c. En estructuras de uno o dos *pisos* con sistemas de entrepiso y techos flexibles, las paredes deben analizarse como losas verticales que se apoyan entre sí para lograr la estabilidad lateral. En este caso, la masa de las paredes se considera distribuida uniformemente en su plano, y las masas del entrepiso y techo concentradas en el *nivel* correspondiente a cada uno de ellos. Las paredes deben ser capaces también de tomar las cargas de sismo paralelas a su plano en proporción al área tributaria que les corresponde.

Cuando las paredes contengan aberturas que modifiquen de manera significativa su comportamiento como *muro* de corte, se deben tomar en cuenta las aberturas o, en su lugar, considerar únicamente la parte del *muro* que no tiene aberturas.

17.2.2 Criterios básicos de diseño estructural

a. Sistema sismo-resistente

Se debe tener un conjunto de *marcos*, *marcos arriostrados*, paredes o una combinación de estos sistemas, dispuestos de manera que brinden la resistencia y la rigidez adecuada a la estructura en las dos direcciones

principales en planta. La capacidad en una dirección debe ser como mínimo el 30% de la capacidad en la otra dirección. Los *marcos*, *marcos arriostrados* y paredes deben estar debidamente anclados a las fundaciones de manera que se eviten separaciones considerables e inconvenientes entre la fundación y la estructura. La unión entre paredes debe tener la capacidad necesaria para tomar las sollicitaciones provocadas por los sismos.

i) Diafragmas

Se debe colocar un sistema de *diafragmas* a nivel del techo y del entrapiso, de tal forma que se asegure que las fuerzas sean debidamente transmitidas a los elementos resistentes.

ii) Cimentación

El sistema de cimentación debe transmitir las cargas derivadas de la función estructural de los *marcos*, *marcos arriostrados* y paredes al suelo. Las fundaciones deben colocarse sobre suelo firme o sobre rellenos con una compactación mínima del 90% del próctor estándar, de manera que se eviten asentamientos diferenciales excesivos para la estructura. Los bordes libres de los rellenos, que se encuentren a una distancia horizontal menor que dos veces la altura máxima del relleno de las paredes perimetrales de la casa deben confinarse mediante muros u otros *elementos estructurales*. Las placas corridas deben estar dispuestas de manera que formen cuadros cerrados. En el caso de paredes que no tengan placas corridas debe proveerse un tirante a nivel del contrapiso en todas las paredes formando cuadros cerrados que como mínimo tenga una varilla continua #3 para casas de un piso y cuatro varillas #3 con aros #2 cada 20 cm para casas de dos *pisos*. Estas varillas deben estar embebidas en concreto con recubrimiento mínimo de 3 cm y debidamente ancladas en sus extremos. Pueden estar colocadas en el contrapiso o en los elementos de pared a nivel del contrapiso. Cuando por alguna razón sea necesario asentar la vivienda sobre un estrato compresible, se pueden utilizar fundaciones profundas como pilotes armados; en este caso se debe utilizar una viga de fundación que de nuevo forme cuadros y que una las cabezas de los pilotes. Dicha viga se debe diseñar como un elemento continuo con capacidad para tomar momentos positivos y negativos.

iii) Amarre superior

Coronando la pared, debe colocarse un elemento estructural que mantenga los paños actuando conjuntamente. En el caso de la *mampostería* puede ser una viga de concreto reforzado o una viga formada dentro de la misma *mampostería*. En el caso de viviendas prefabricadas de concreto o en el caso de viviendas construidas a base de paneles livianos verticales se puede usar un perfil de acero o madera con la rigidez y resistencia necesaria. Estos elementos deben poseer continuidad

estructural y por lo tanto sus conexiones deben ser diseñadas para que tomen todos los esfuerzos presentes en el *punto de unión*.

iv) Diseño

El diseño de las estructuras de concreto, acero, *mampostería* o madera debe llevarse a cabo conforme a los lineamientos de los capítulos anteriores respectivos de este Código que correspondan.

17.3 Diseños simplificados

17.3.1 Alcance

Este procedimiento se puede aplicar únicamente a los sistemas constructivos y a los límites de altura de la siguiente tabla:

TABLA 17.1. Límites de altura para uso del diseño simplificado.

Sistemas constructivos	Límite en altura para poder usar diseño simplificado
a) <i>Mampostería</i> de concreto o arcilla.	2 pisos
b) Concreto reforzado.	2 pisos
c) Sistemas a base de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto prefabricado.	1 piso
d) Sistemas a base de planchas delgadas a doble forro con estructura interna de acero o madera.	1 piso
e) Sistemas tipo “emparedado” a base de una malla tridimensional con relleno de espuma expandida.	1 piso

Para poder usar estos sistemas en mayor cantidad de *pisos* debe hacerse un diseño estructural conforme a los requerimientos de los Capítulos 8, 9, 10, 11 y 12 de este Código.

Los sistemas de construcción y materiales alternativos a los indicados en la tabla anterior son permitidos si son aprobados por el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Debe proveerse evidencia sustantiva que demuestre que la alternativa propuesta tiene una durabilidad y un comportamiento ante la acción de los sismos igual o mejor que los sistemas

aquí descritos. La evidencia debe basarse en un análisis y diseño teórico realizado por un especialista en ingeniería estructural, y verificado por pruebas experimentales de los elementos componentes, de las uniones entre ellos y del conjunto como un todo. El laboratorio debe tener estas pruebas acreditadas ante el Ente Costarricense de Acreditación, ECA (ver transitorio 17.1).

17.3.2 Fundaciones

A continuación se detallan las recomendaciones mínimas para las fundaciones de cada uno de los *sistemas estructurales* arriba mencionados. El concreto debe tener una resistencia mínima $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

a. Fundaciones para paredes de mampostería o de concreto reforzado

Las paredes para estos sistemas constructivos deben ser anclados a una placa corrida de concreto reforzado con un ancho mínimo de 35 cm para casas de un piso y 45 cm para viviendas de dos *pisos*, con un espesor mínimo de 20 cm. Las placas para un *piso* llevan como deben tener 3 varillas #3 longitudinales y varillas #3 cada 25 cm transversales en forma de U. Las placas para casas de dos *pisos* deben tener como mínimo 5 varillas #3 longitudinales y varillas #3 transversales cada 20 cm en forma de aro cerrado (ver Figs. 17.1 y 17.2).

b. Fundaciones para paredes a base de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto prefabricado

Las paredes a base de paneles verticales deben ser anclados a una placa corrida de concreto igual a la recomendada en el inciso anterior para *casas* de una planta. El panel vertical debe quedar anclado a la placa de fundación por lo menos por una # 3 cada 50 cm (ver Fig. 17.3). Para el caso de baldosas horizontales apoyadas en columnas de concreto prefabricadas, se debe embeber la columna en un dado prismático de concreto de 40 x 40 cm y con una profundidad mínima de 80 cm para separaciones de columna de más de 1.50 m y 30 x 30 cm por 70 cm de profundidad para separaciones de columna de 1.50 m o menos. Estos dados deben ser unidos por medio de tirantes a nivel de contrapiso formando cuadros cerrados. Los tirantes son una varilla #3. Todo el acero de los tirantes debe quedar debidamente anclado en sus extremos, embebido en concreto y con un recubrimiento mínimo de 3 cm (ver Fig. 17.4).

c. Fundaciones para paredes a base de planchas delgadas a doble forro con estructura interna de acero o madera

Para estos sistemas se puede usar placas corridas de concreto con las mismas características que se recomendaron para las paredes de *mampostería*. También se puede utilizar un engrosamiento del contrapiso no

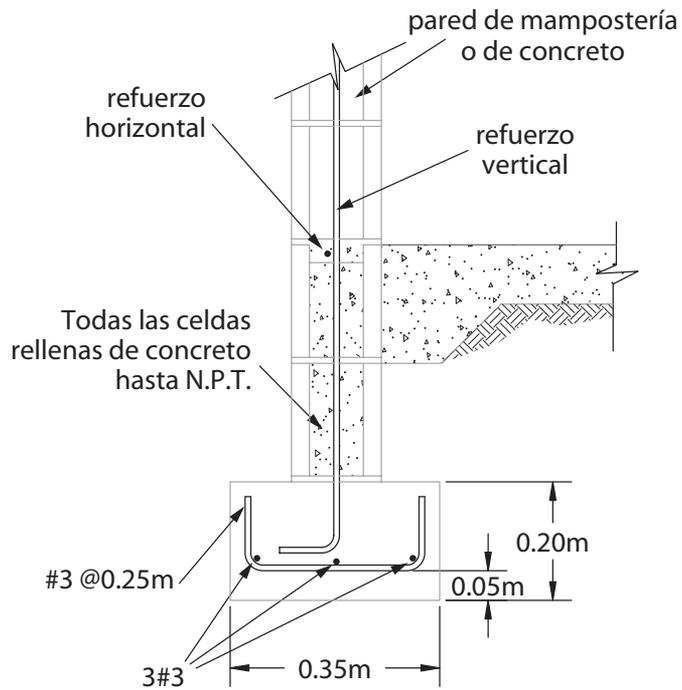


Fig. 17.1. Fundación para casas de un piso

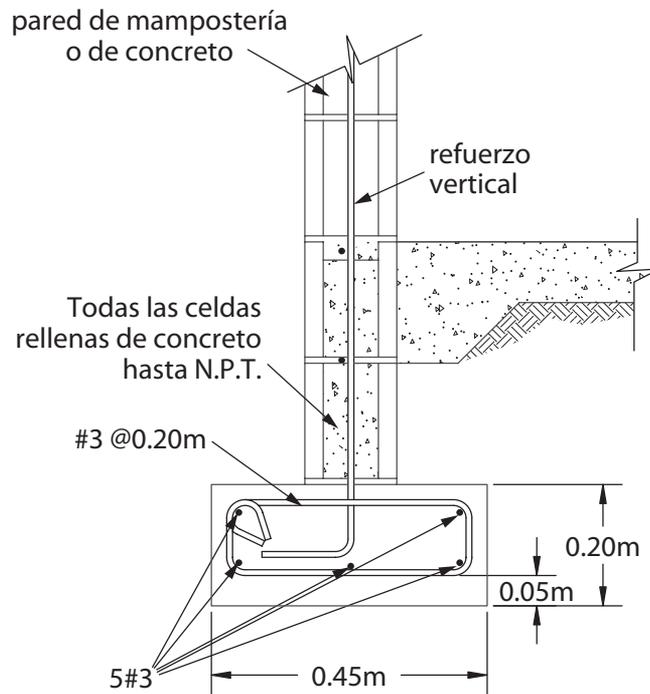


Fig. 17.2. Fundación para casas de dos pisos.

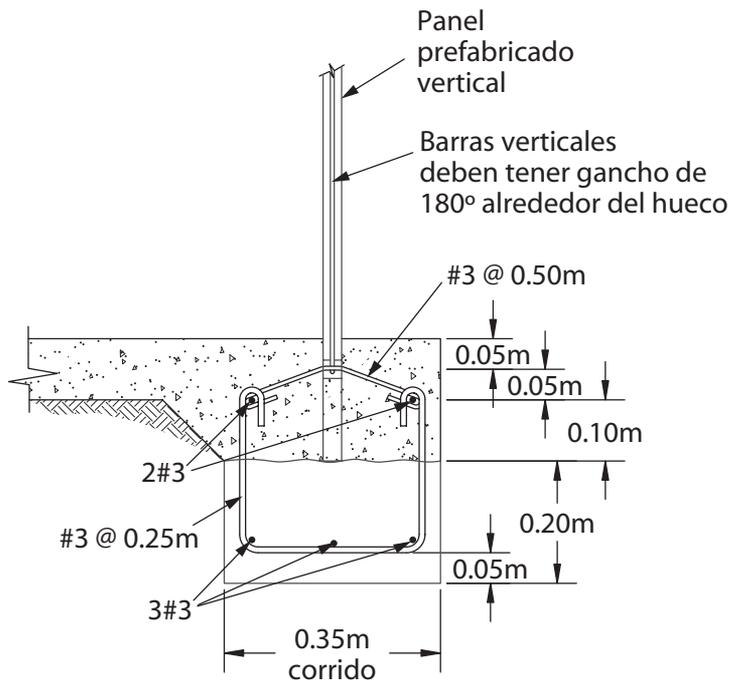


Fig. 17.3. Fundación para baldosas verticales

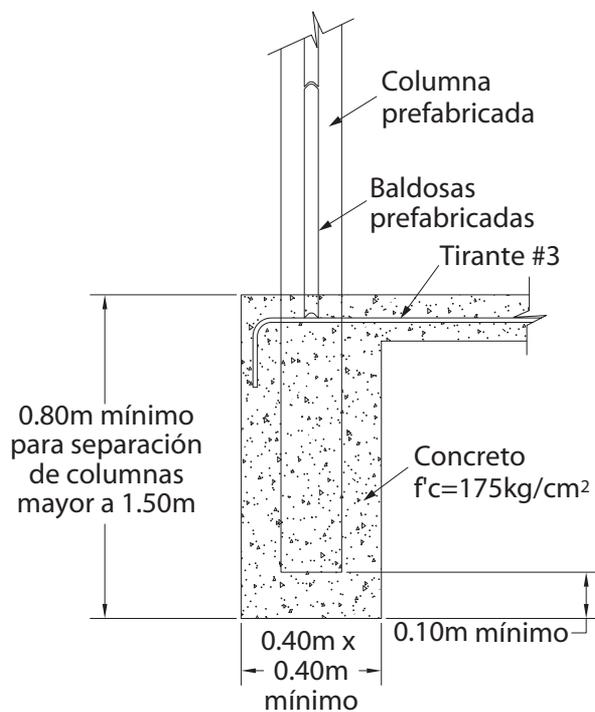


Fig. 17.4. Fundación para baldosas horizontales

menor a 25 cm y con un ancho mínimo de 35 cm. El refuerzo del contrapiso debe en estos casos integrarse a la fundación y adicionalmente se debe agregar un refuerzo mínimo en la placa igual al recomendado para las paredes de mampostería.

El anclaje de las columnas y de los arriostres a la placa de fundación debe ser firme. En caso de *marcos arriostrados* de acero, debe hacerse utilizando un perno de expansión de 10 cm de longitud a cada 120 cm máximo y de 0.64 cm de diámetro. Todos los pernos deben quedar perfectamente anclados al concreto y transmitir la fuerza a un perfil de acero extendido sobre el concreto; se debe usar arandelas de por lo menos 3 mm de espesor que permitan distribuir los esfuerzos. En los puntos de conexión entre un arriostre y la fundación, se debe usar pernos de expansión iguales a los estipulados anteriormente pero como mínimo deben ser 2 unidades. En caso de *marcos arriostrados* de madera, debe hacerse el anclaje transmitiendo la carga a una solera de madera corrida que esté en contacto con el concreto y utilizando arandelas iguales a las estipuladas para *marcos* de acero. La cantidad, tamaño y forma de los pernos de anclaje son iguales a los indicados para los *marcos* de acero arriba mencionados (ver Fig. 17.5).

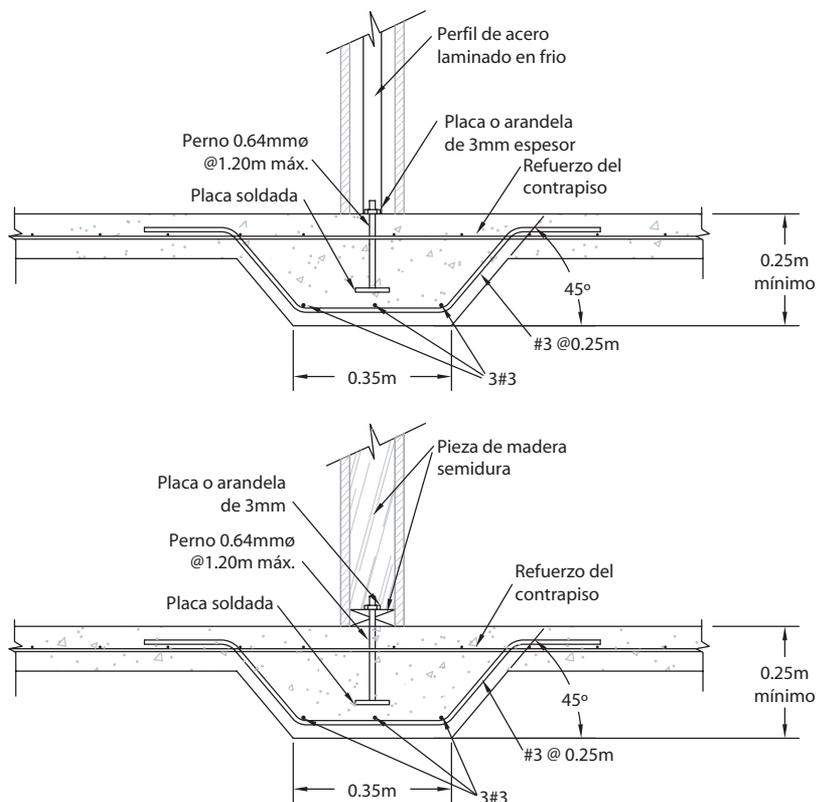


Fig. 17.5. Fundación para planchas delgadas a doble forro.

d. Fundaciones para paredes tipo emparedado a base
de una malla tridimensional con relleno de espuma expandida

Para estos sistemas se puede usar placas corridas de concreto con las mismas características que se recomendaron para las paredes de *mampostería*. También se puede utilizar un engrosamiento del contrapiso no menor a 25 cm y con un ancho mínimo de 35 cm. El refuerzo del contrapiso debe en estos casos integrarse a la fundación y adicionalmente se debe agregar un refuerzo mínimo en la placa igual al recomendado para las paredes de mampostería (ver Fig. 17.6).

Para el anclaje de las paredes a la fundación, se debe dejar dovelas de varilla #3 en ambos lados del paño con una separación no mayor a 40 cm embebidas dentro de la placa por medio de un gancho estándar con una longitud de penetración no menor a 20 cm y con una pata no menor a 15 cm. Las mismas varillas deben quedar embebidas entre la malla y el poliestireno o espuma expandida, de tal manera que se elimine el material de baja densidad y se asegure una adherencia y recubrimiento adecuados. La longitud de anclaje de las dovelas no debe ser menor de 80 cm y deben terminarse con un gancho de 180° con una extensión no menor de 10 cm. Adicionalmente, se debe pasar un pin de varilla #3 dentro del gancho de 180° en forma

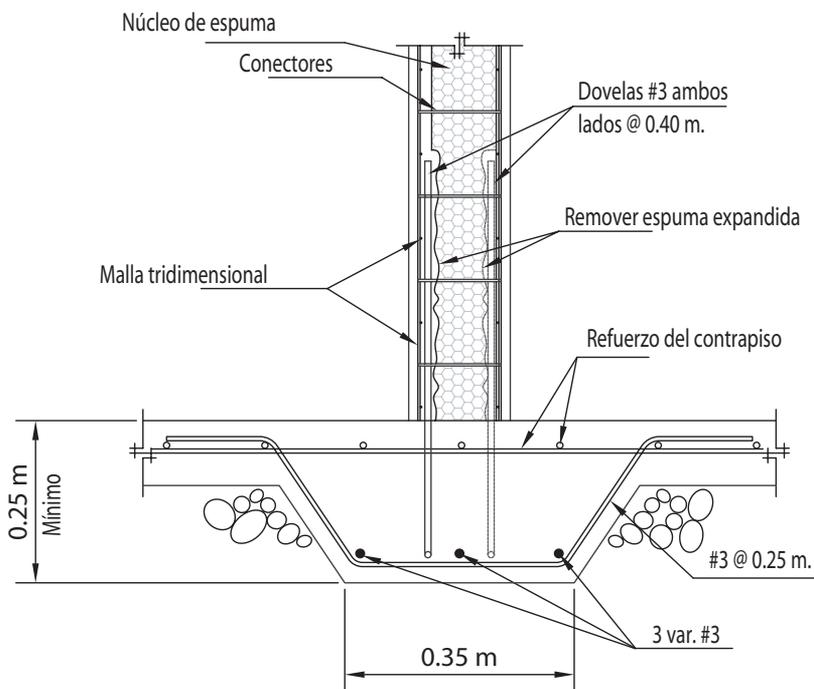


Fig. 17.6. Fundación para paredes tipo emparedado con malla tridimensional y relleno de espuma expandida.

perpendicular al paño. Debe colocarse una varilla #3 igual a las descritas anteriormente en ambos lados del buque de las puertas (ver Fig. 17.7).

17.3.3 Paredes

A continuación se detallan las recomendaciones mínimas para las paredes de cada uno de los *sistemas estructurales* mencionados.

a. Paredes de mampostería en general

Para estructuras de *mampostería* es necesario usar *mampostería* clases A o B, según se define en el Capítulo 9 de este Código. La *mampostería* clase C sólo está permitida en casas de no más de 50 metros cuadrados y en una planta.

b. Paredes de mampostería integral

El espesor de las paredes que resisten las *cargas de sismo* no debe ser inferior a 12 cm. La suma de las áreas de refuerzo horizontal y vertical debe ser como mínimo 0.002 veces el área bruta de la pared. El área de refuerzo mínima en una dirección debe ser 0.0007 veces el área bruta. El espaciamiento máximo de las varillas de refuerzo vertical u horizontal debe ser 80 cm. Todas las varillas #2 deben ser deformadas excepto en los aros donde puede usarse varillas lisas. Todas las celdas de los bloques adyacentes a

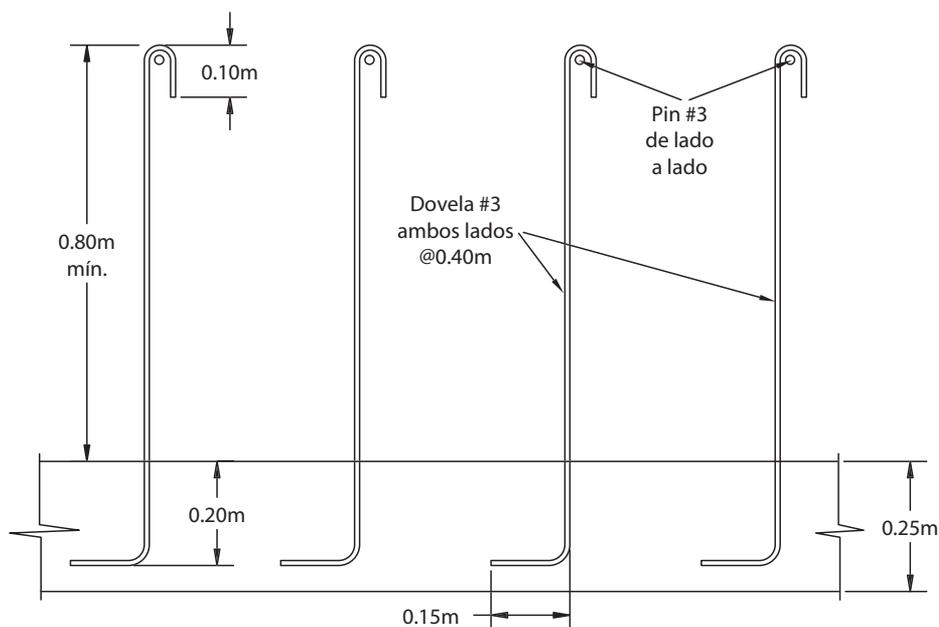


Fig. 17.7. Detalle fundación para paredes tipo emparedado con malla tridimensional y relleno de espuma expandida.

buques de puertas y ventanas deben ir reforzados con una varilla #4 ó 2 varillas #3 (ver Figs. 17.8 y 17.9). En todas las banquinas debe existir un elemento de por lo menos 10 cm de altura con 1 varilla #4 ó 2 varillas #3 con ganchos #2 a cada 20 cm. La viga banquina debe introducirse más allá de donde termina el buque por lo menos 40 cm o alternativamente, si se utiliza viga bloque se debe continuar el refuerzo 50 cm como mínimo (ver Fig. 17.10 a). Todas las varillas verticales y horizontales deben quedar embebidas en concreto en toda su longitud con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm a la pared del bloque o de 2 cm cuando el elemento sea de concreto reforzado. Anclajes del acero horizontal pueden hacerse en viga bloque, deben tener una longitud mínima de 52 diámetros en barra recta o 40 diámetros en gancho estándar según se indica en Fig. 17.10 b ó c. Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del capítulo de *mampostería* de este Código.

c. Paredes de marcos rellenos de mampostería

El espesor de las paredes que resisten las cargas de sismo no debe ser inferior a 12 cm. Todas las paredes deben ir confinadas por elementos cerrados de concreto reforzado (columnetas y vigas de amarre con continuidad en sus uniones) de manera que se formen cuadros con una altura máxima de 3 m y un largo máximo de 3 m incluyendo las dimensiones de columnetas y vigas para paredes con bloques huecos con refuerzo integral, y un largo máximo de 2.50 m incluyendo la dimensión de los elementos confinantes para paredes con bloques sólidos. Además debe existir elementos de confinamiento de concreto reforzado en intersecciones y

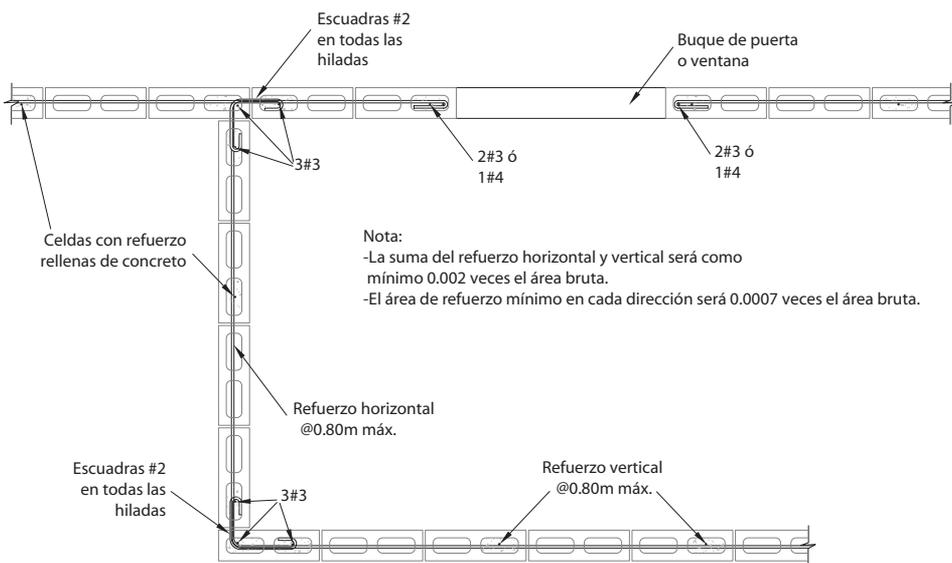


Fig. 17.8. Sección de pared de mampostería con refuerzo integral.

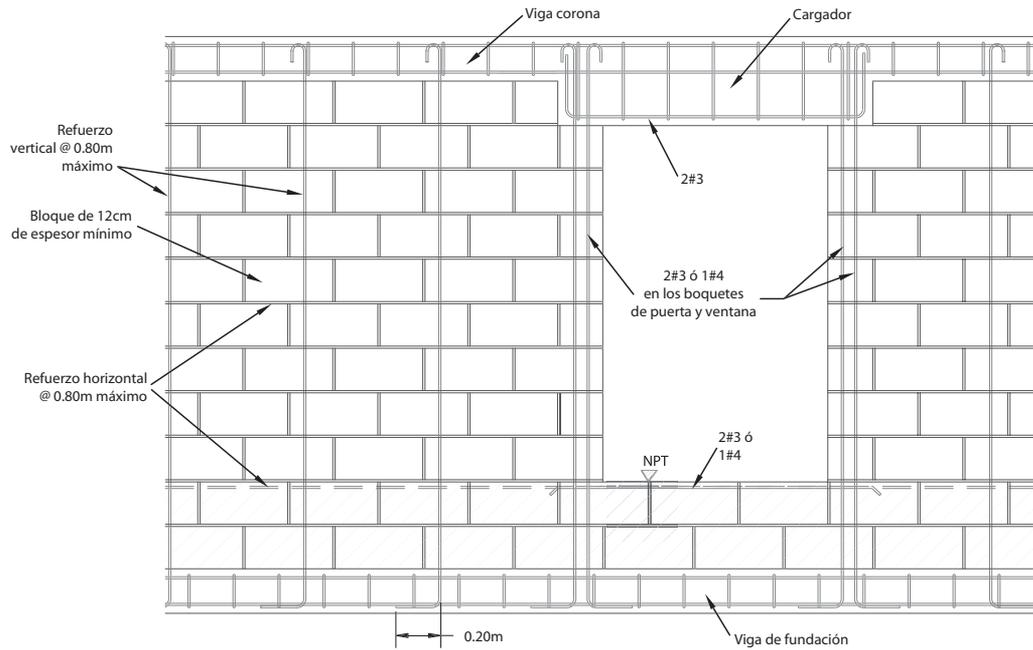


Fig. 17.9. Elevación de pared de mampostería con refuerzo integral.

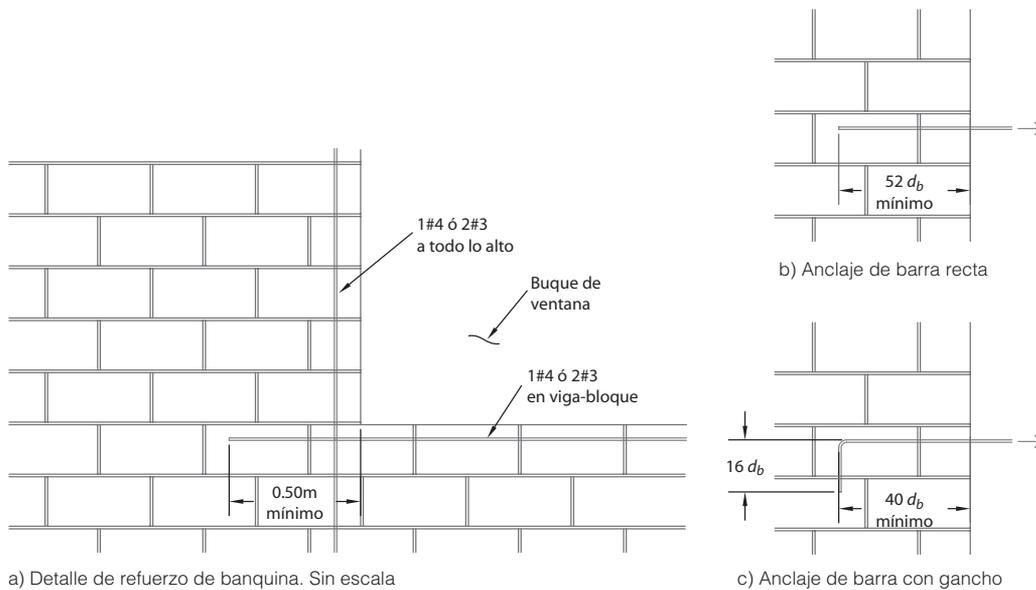


Fig. 17.10. Detalles de anclaje de refuerzo en viga bloque.

esquinas de paredes, en ambos extremos de paredes aisladas, en los bordes libres de toda pared y alrededor de puertas y ventanas (ver Figs. 17.11 y 17.12). La dimensión mínima de los elementos confinantes es 12 cm por 15 cm. El refuerzo mínimo de estos elementos es de 4 varillas #3 y aros #2 cada 20 cm (los aros pueden ser de varillas lisas o deformadas). Los bloques de concreto se refuerzan internamente con varillas #3 cada 120 cm horizontal y verticalmente. En el caso de bloques sólidos se refuerzan sólo horizontalmente. El concreto de columnetas y vigas debe tener un f'_c de 210 kg/cm². Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del Capítulo 9 de este Código.

d. Paredes de concreto reforzado

El espesor mínimo de paredes de concreto reforzado es de 7.5 cm en interiores, 10 cm en paredes exteriores para casas de un piso y 12 cm en paredes de carga en casas de dos pisos ya sean interiores o exteriores. La altura máxima sin soporte lateral es de 3.00 m. La suma de los refuerzos horizontal y vertical debe ser como mínimo 0.0036 el *área bruta* para acero con $f_{y\ min} = 4200$ kg/cm² y 0.004 para acero con $f_{y\ min} = 2800$ kg/cm². La mitad del acero debe ir en cada dirección. La separación máxima entre varillas es 3 veces el espesor de la pared. En todos los bordes de puertas y ventanas y otras aberturas debe colocarse una

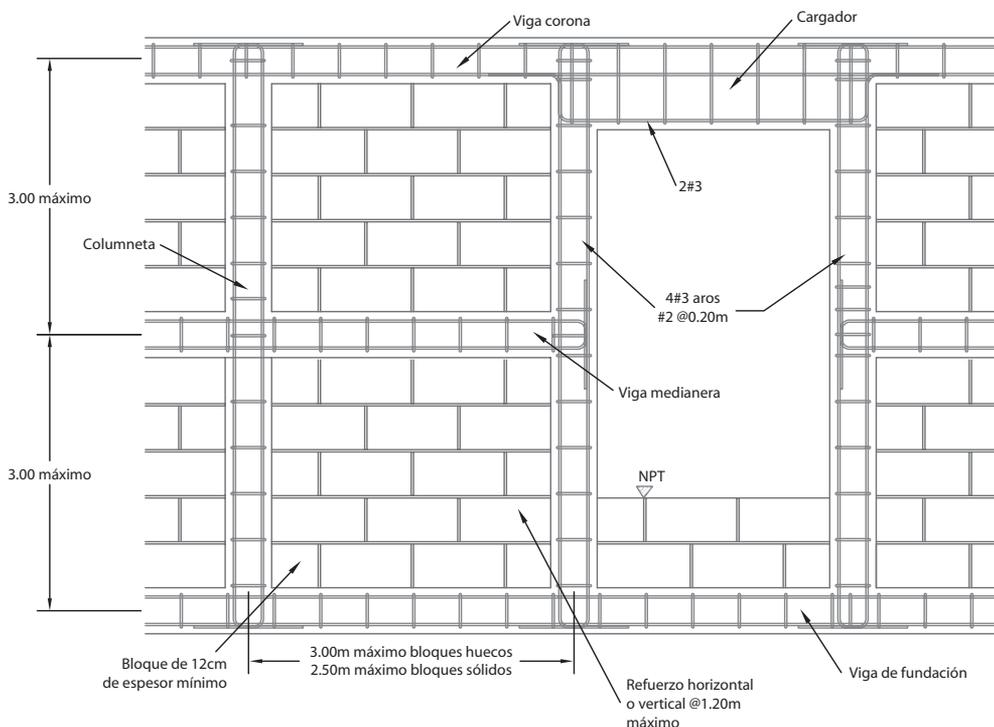


Fig. 17.11. Elevación de un marco relleno de mampostería.

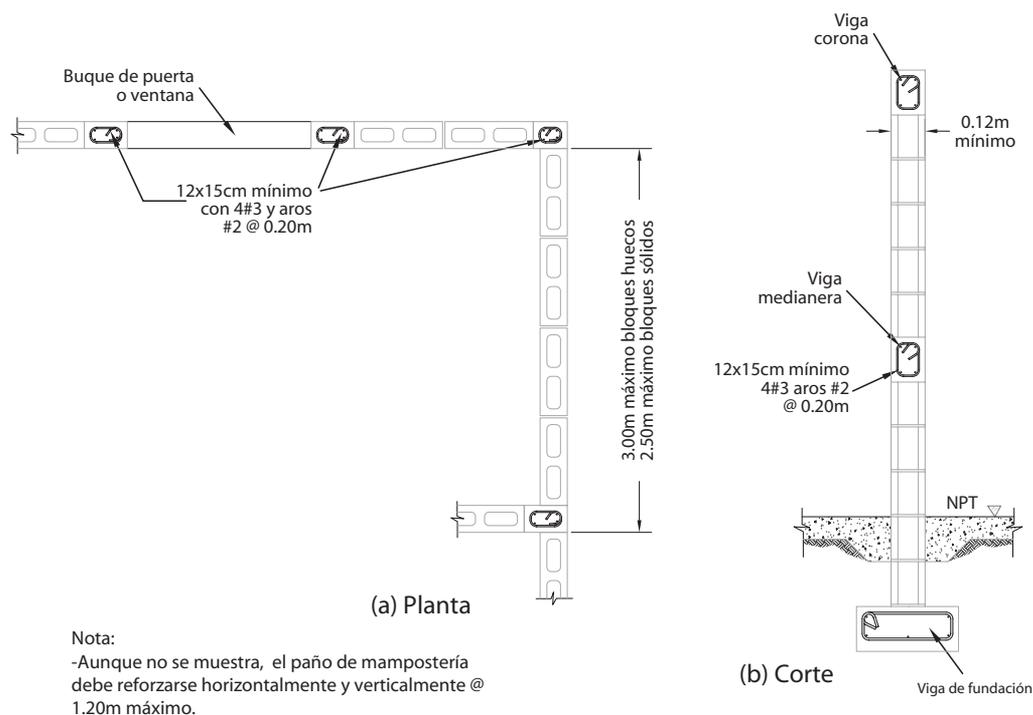


Fig. 17.12. Detalles de marcos rellenos de mampostería.

varilla #3 adicional. Este refuerzo debe extenderse 40 cm más allá de la abertura. En las esquinas de todos los buques debe colocarse una varilla #3 de 80 cm de largo en diagonal y centrada con el vértice. La resistencia mínima del concreto es $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (ver Figs. 17.13 y 17.14).

e. Paredes de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto prefabricado

Para el caso de baldosas horizontales la dimensión mínima de las columnas de soporte, es de 12 cm y su separación máxima de 150 cm. Todas las baldosas deben poseer un refuerzo mínimo equivalente al 0.0025 de su área en su sentido largo y de 0.001 en su sentido corto. La junta horizontal entre baldosa y baldosa debe ser machihembrada o poseer cualquier otro mecanismo que produzca integridad vertical entre las baldosas. De igual manera, la conexión entre las baldosas y las columnas debe ser machihembrada o utilizando anclajes de varilla #3 a cada 30 cm que transmitan el cortante horizontal. Estas juntas deben rellenarse con mortero (ver Fig. 17.15).

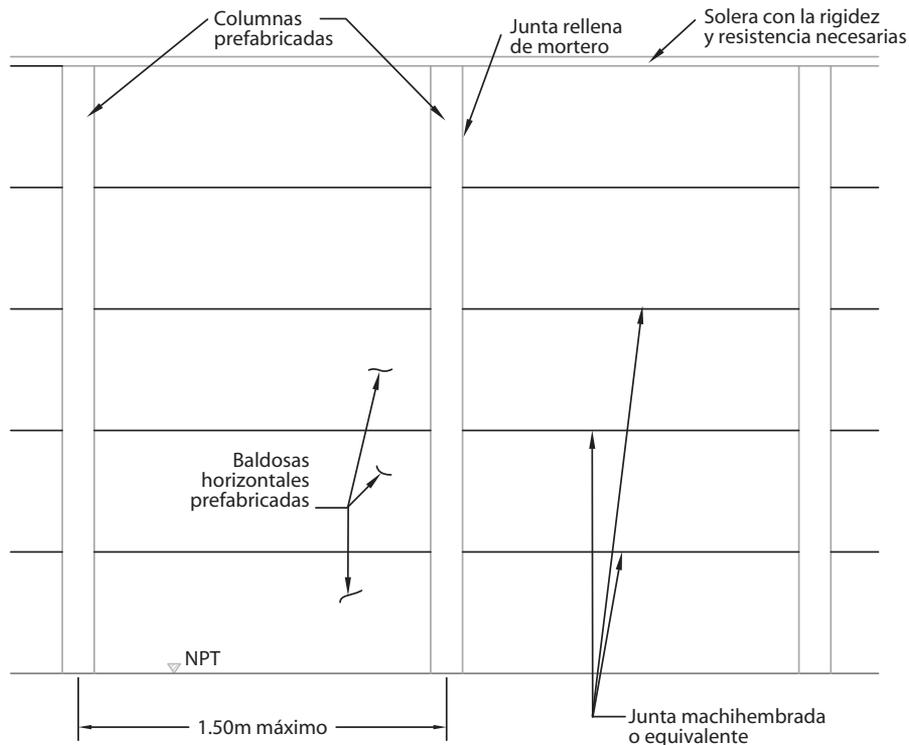


Fig. 17.15. Paredes prefabricadas tipo baldosas horizontales.

Para el caso de paneles verticales el cálculo de la esbeltez se debe hacer utilizando el espesor real del panel. Estos elementos deben poseer un refuerzo mínimo equivalente al 0.004 de su área. La junta vertical entre los paneles debe poseer una llave o cualquier otro elemento mecánico que permita la transmisión de cortante entre ellos (ver Fig. 17.16).

f. Paredes delgadas a doble forro con estructura interna de acero o madera

Para este tipo de paredes el espesor total de forro a forro no debe ser menor de 9 cm. Para estas paredes se debe utilizar un *marco arriostrado* de acero o madera. Si los *marcos* son de acero deben cumplir con la normativa establecida en el Capítulo 10 de este Código y las piezas deben ser como mínimo calibre 20; si los marcos son de madera deben cumplir con la normativa establecida en el Capítulo 11 de este Código y las piezas deben ser como mínimo de 5 x 7.5 cm nominales. Para ambos casos los elementos verticales de los *marcos* deben estar separados a 60 cm máximo mientras que como mínimo debe colocarse un elemento horizontal en la base, a la mitad de la altura y en la parte superior de la pared (ver Fig. 17.17). En todas

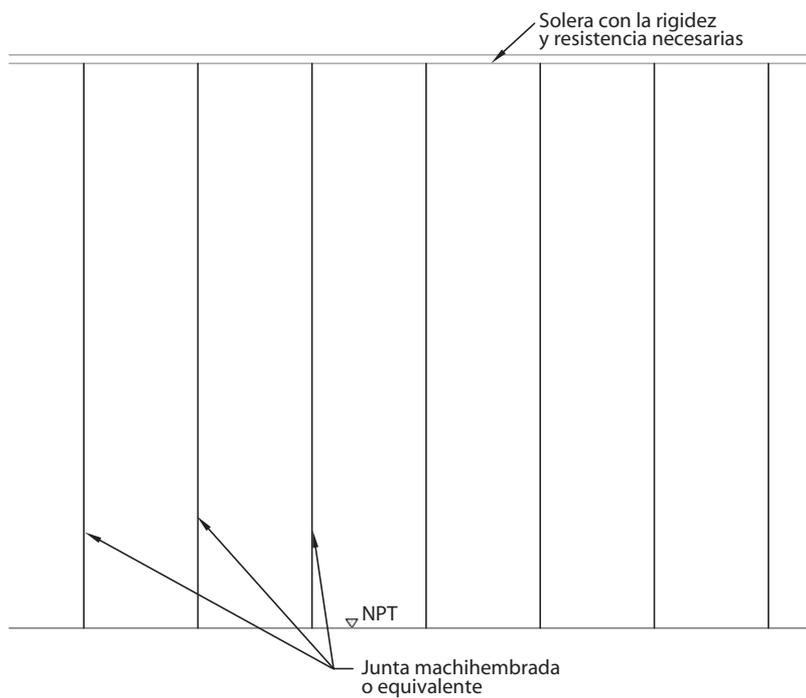


Fig. 17.16. Paredes prefabricadas tipo baldosas verticales.

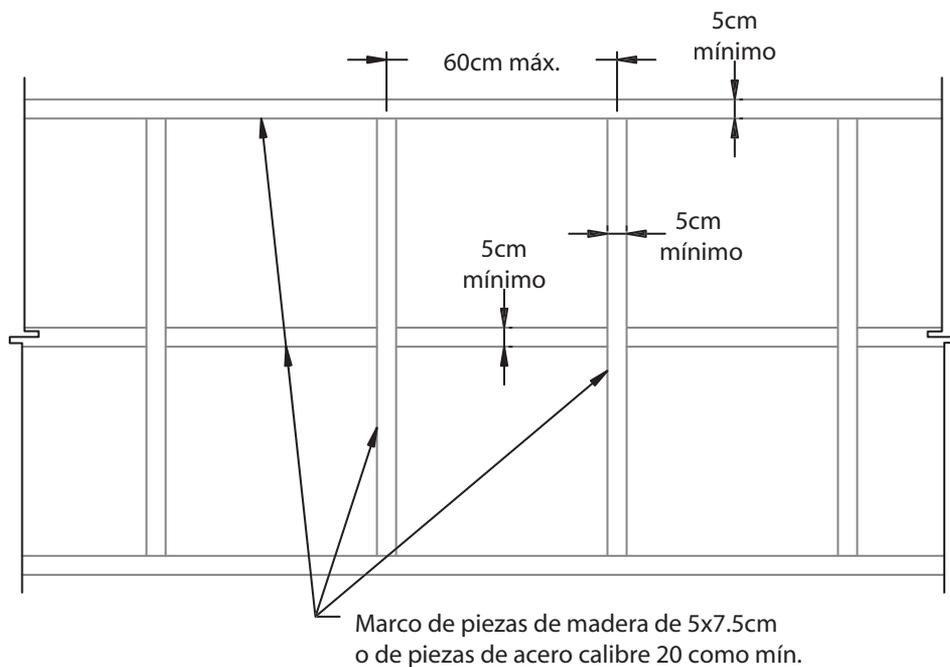


Fig. 17.17. Paredes delgadas a doble forro.

las intersecciones o esquinas deben colocarse arriostres en diagonal que formen un ángulo con la horizontal entre 45° y 60° (ver Figs. 17.18 y 17.19). En el caso de *marcos* de madera los arriostres deben ser del mismo tamaño que los elementos verticales, mientras que si son de acero pueden ser dos pletinas que abracen el *marco* externamente. Los arriostres en diagonal deben conectarse rígidamente al elemento horizontal de base, al elemento horizontal que corona la pared y a todos los elementos verticales que intersequen. En todos esos puntos la conexión debe realizarse con no menos de 3 tornillos, o 3 clavos, o 3 remaches o cualquier otro dispositivo que asegure una buena transmisión de esfuerzos. El ancho de los elementos del *marco* no debe ser menor que 5 cm, de tal manera que como mínimo existan 2.5 cm para conectar el forro al marco. La conexión del forro al *marco* se hace con tornillos, clavos, remaches o cualquier elemento equivalente. La separación entre estos elementos no debe ser mayor que 30 cm y se deben colocar a una distancia del borde no menor que 5 diámetros.

g. Paredes tipo emparedado

Para este tipo de paredes el espesor total del paño no debe ser menor que 10 cm. Los elementos que sirven para formar este tipo de paredes deben poseer un núcleo de espuma expandida como estereofón, poliuretano expandido, o cualquier otro material de baja densidad con un espesor no menor que 5 cm. Este núcleo debe quedar embebido entre mallas electrosoldadas de alambre de acero galvanizado AISI/SAE 1008 calibre 14 (2 mm) o superior de acuerdo con ASTM A-82 y ASTM A 185. La suma de las áreas de alambres horizontal y vertical de cada malla debe ser como mínimo

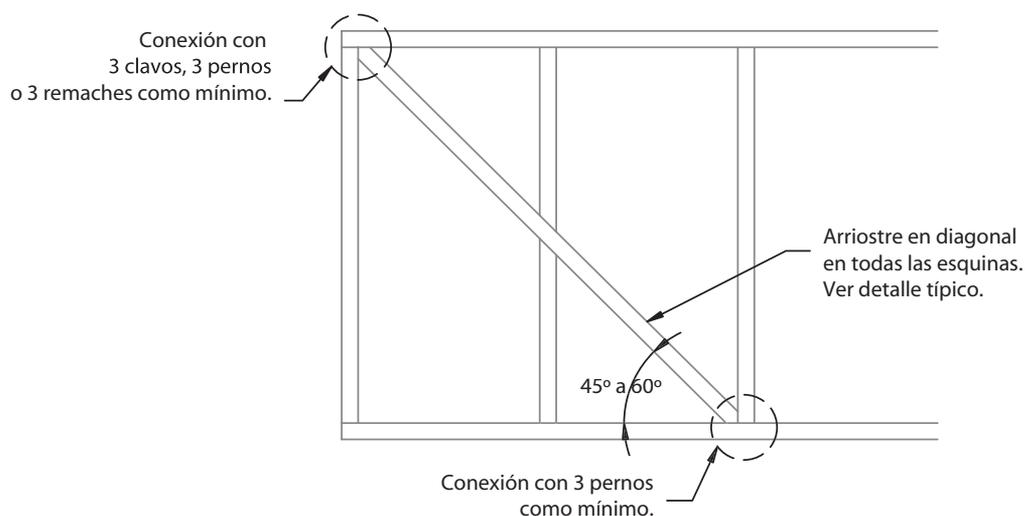


Fig. 17.18. Arriostramiento de paredes delgadas a doble forro.

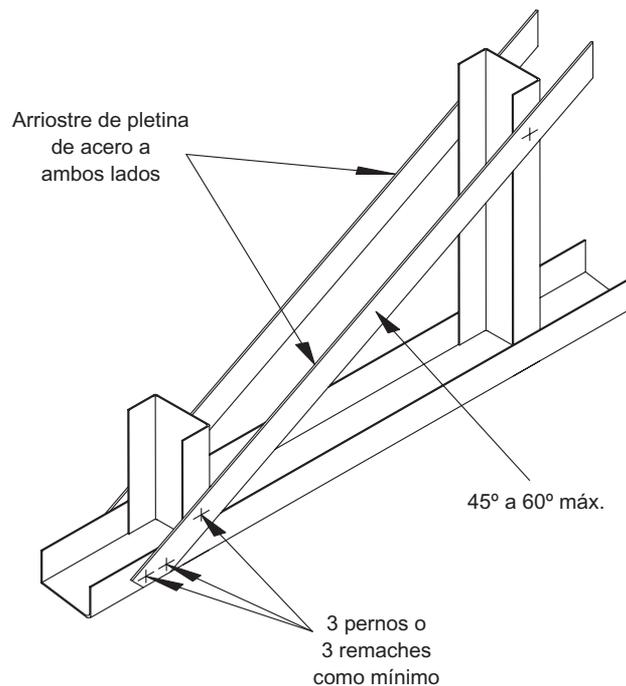


Fig. 17.19. Arriostre de paredes a doble forro.

1.25 cm²/m y el área de alambres mínimo en una dirección es 0.40 cm²/m. En ambas direcciones la separación máxima entre alambres no debe ser superior a 15 cm. Estas mallas deben estar vinculadas entre sí, ver Fig. 17.20. El mortero que se utilice debe tener una resistencia a la compresión no menor a 120 kg/cm² a los 28 días medido según la norma ASTM C1140. La unión vertical entre panel y panel se hace por medio de grapas metálicas o alambre de amarre con una separación no mayor que 30 cm entre cada una. Adicionalmente, se debe colocar a cada lado de la pared una malla de alambre de 20 cm de ancho centrada en la unión y en toda su altura (ver Fig. 17.21a). Opcionalmente, la unión vertical entre paneles se puede realizar según detalle adjunto (Fig. 17.21b) y siguiendo las indicaciones de longitud de traslape de malla electrosoldada del ACI-318 vigente. Todos los buques de puertas y ventanas deben quedar reforzados perimetralmente con una malla de alambre a ambos lados de no menos de 10 cm de ancho. Estas mallas deben anclarse más allá de las esquinas por lo menos 30 cm. También es necesaria una malla igual a cada lado de la pared en diagonal en todas las esquinas y con un largo no menor a 60 cm (ver Fig. 17.22). Cuando un muro se interseca con otro en “te” o en “cruz”, la conexión se hace por medio de grapas metálicas o alambre de amarre con una separación no mayor a 30 cm entre cada una. Adicionalmente, se coloca en cada esquina una malla de alambre en forma de “L” cuyas patas tengan por lo menos 10 cm cada una y

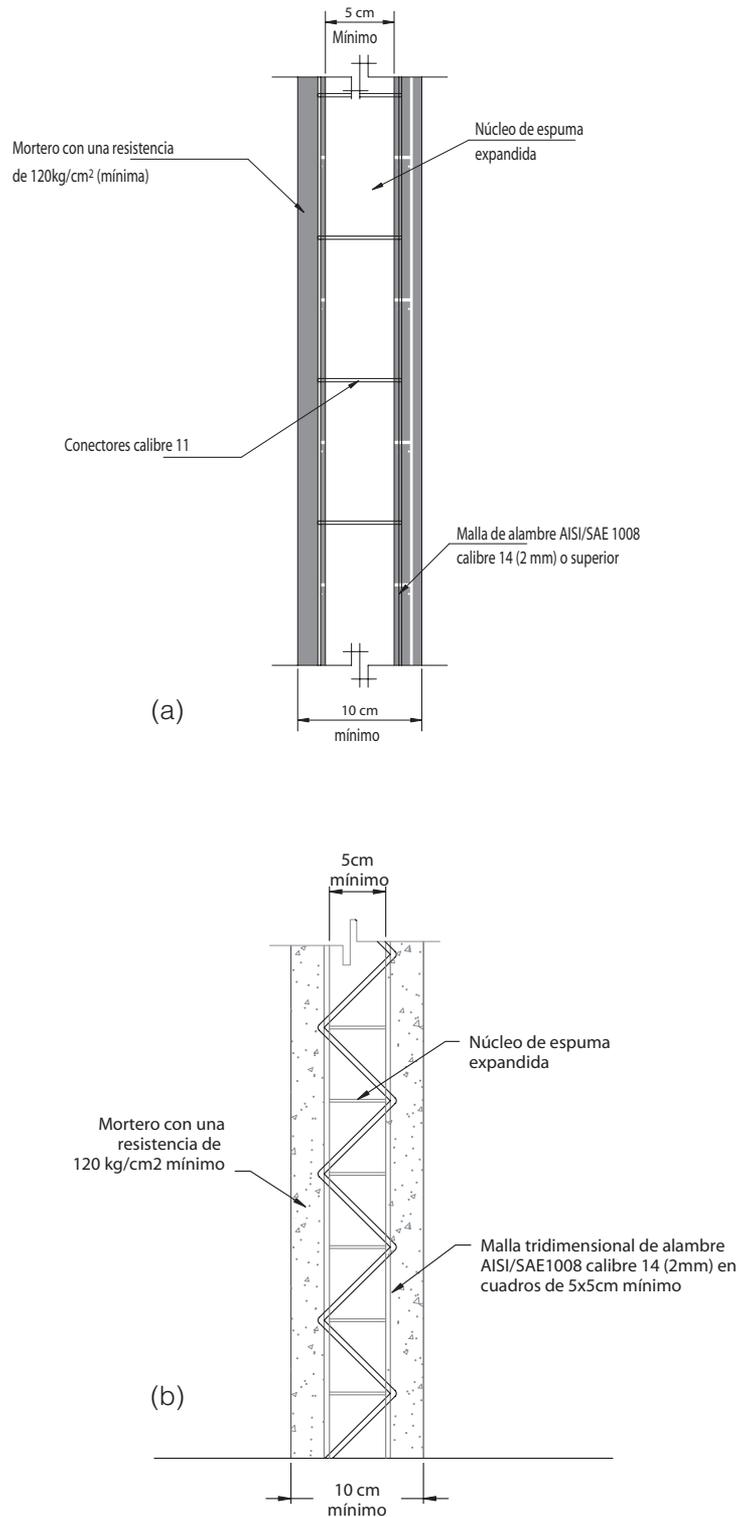


Fig. 17.20. Detalles de posibles paredes tipo emparedado.

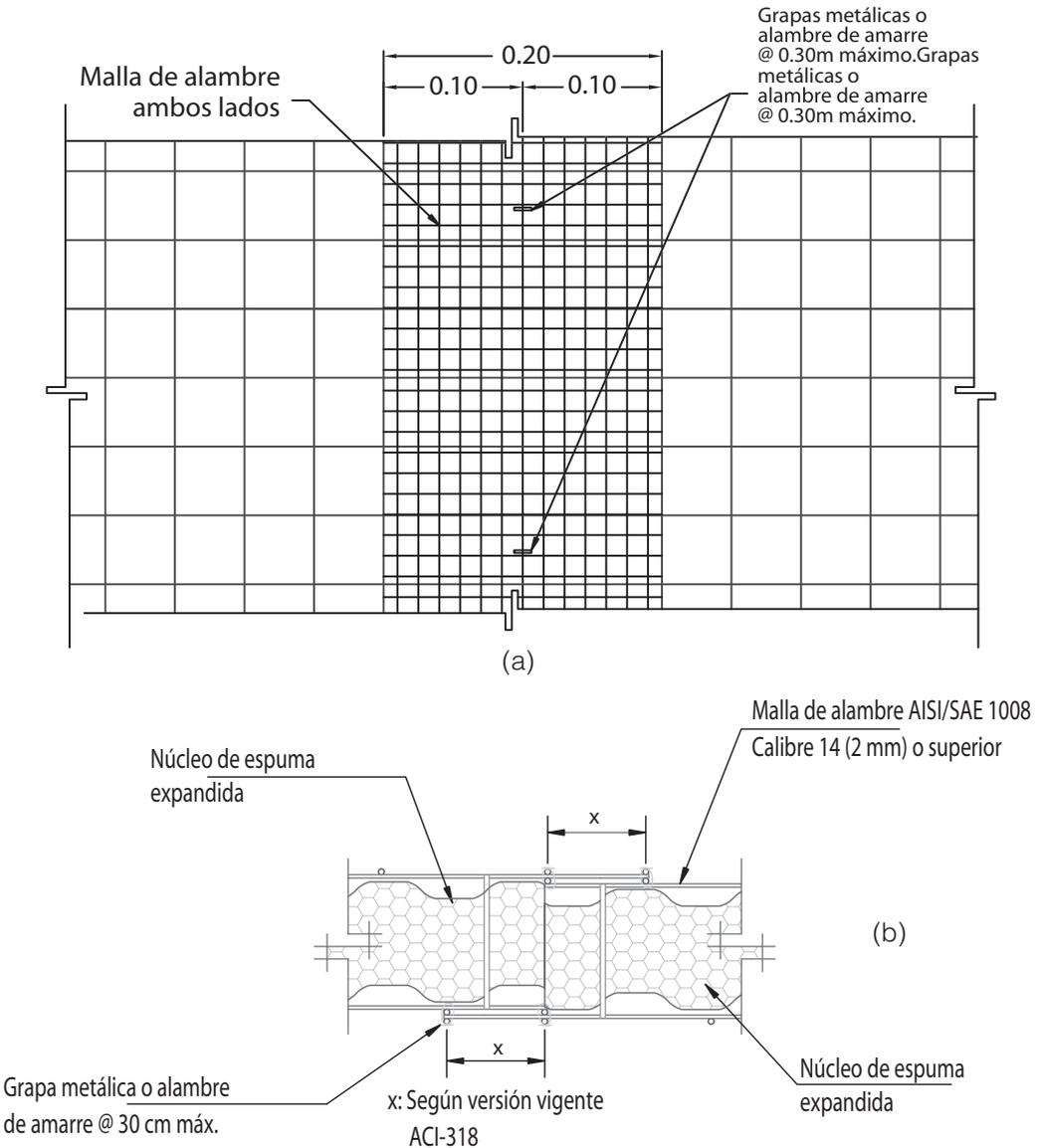


Fig. 17.21. Detalle de posibles conexiones panel a panel en pared tipo emparedado.

a todo lo alto de la unión. Cuando los *muros* se unen en una esquina, la conexión se hace por medio de grapas metálicas o alambre de amarre con una separación no mayor a 30 cm entre cada una. Adicionalmente, se coloca en la esquina interior una malla de alambre en forma de “L” cuyas patas tengan por lo menos 10 cm cada una y a todo lo alto de la unión; mientras que en la esquina exterior se coloca una malla de alambre en forma de “L” con una pata de 10 cm y la otra de 20 cm y siempre a todo lo alto de la unión (ver Fig.

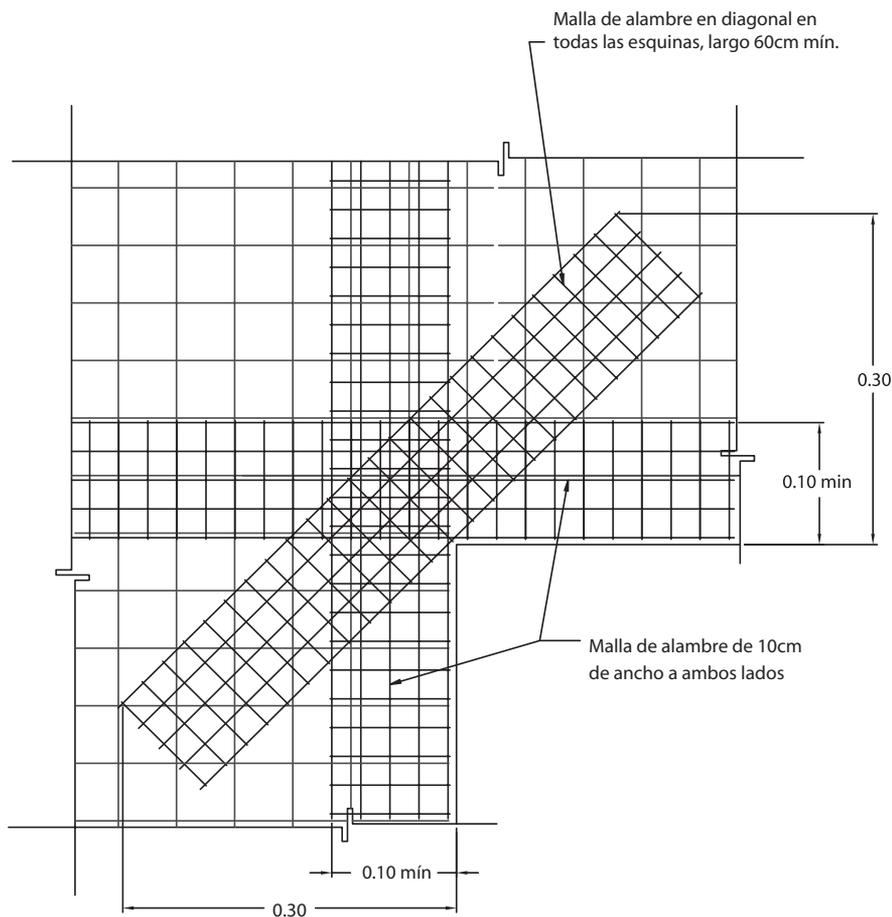


Fig. 17.22. Esquina de puertas y ventanas, pared tipo emparedado.

17.23). Las mallas de alambre utilizadas en todas estas conexiones son de características iguales a las de los paneles.

17.3.4 Estabilidad lateral de las paredes

A continuación se detallan las recomendaciones mínimas para proveer la estabilidad lateral mínima de cada uno de los *sistemas estructurales* mencionados.

a. Estabilidad de las paredes de mampostería o de concreto reforzado

En todos aquellos casos donde el borde superior de las paredes quede libre o llegue a un diafragma flexible se debe colocar una viga corona, como se especifica en la Tabla 17.2.a ó 17.2.b. Esta viga corona debe tener como

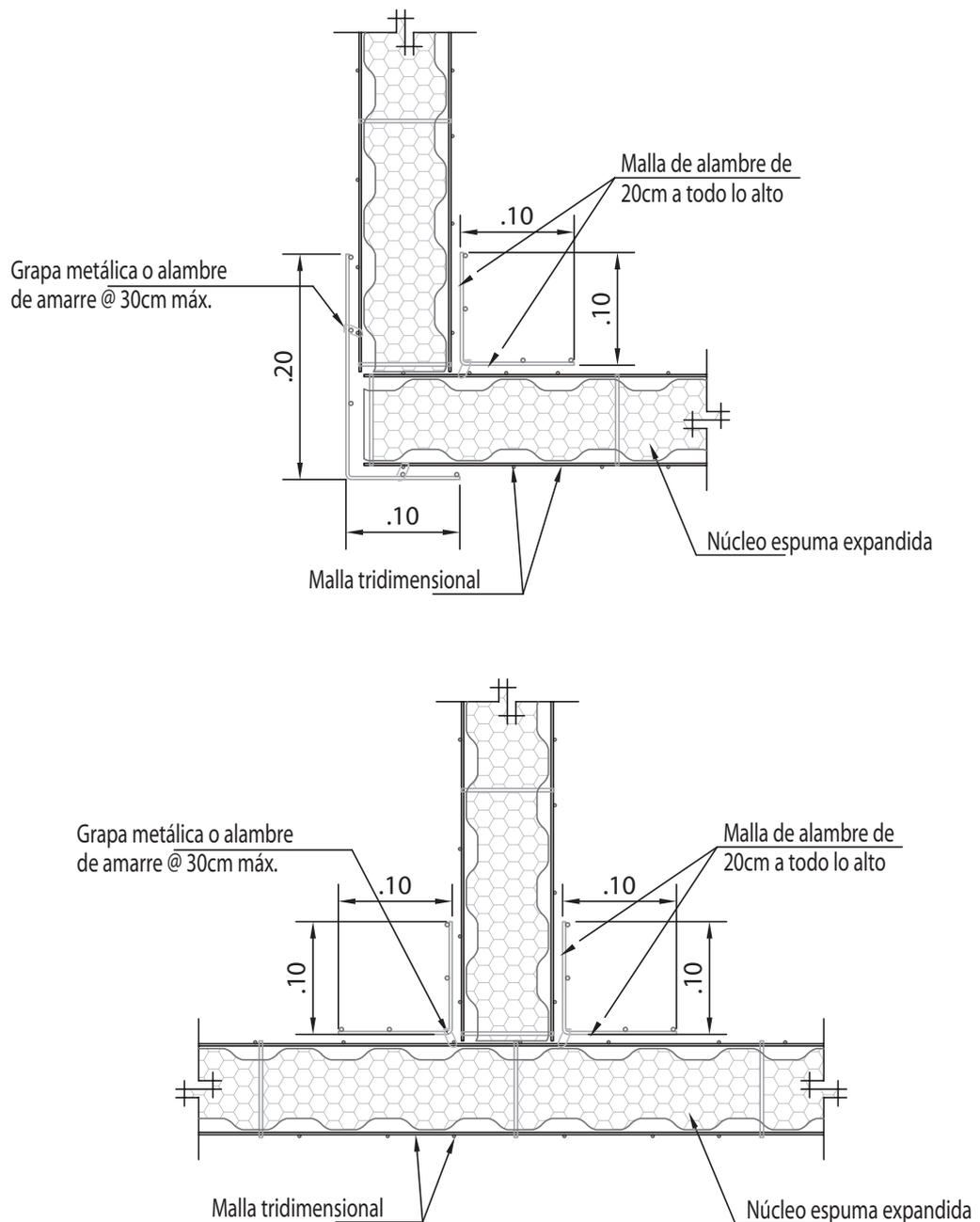


Fig. 17.23. Detalle intersecciones en pared tipo emparedado.

mínimo 20 cm de altura y 12 cm de espesor. El refuerzo mínimo es 4 #3 longitudinales y aros #2 cada 20 cm. Estas vigas pueden integrarse dentro de la pared para el caso de *mampostería* integral, mediante el uso de *viga-bloque* o bloques tipo U (ver Fig. 17.24). Todos los *muros* o paredes deben

TABLA 17.2.a. Refuerzo y dimensiones de vigas corona para zonas II y III.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)
L (m)				
4	4 #3 —	4 #3 —	— 4 #3	12 x 20 15 x 20
5	4 #4 —	4 #4 —	— 4 #3	12 x 20 15 x 20
6	4 #4 —	4 #4 —	— 4 #4	12 x 20 15 x 20
7	4 #5 4 #4	4 #5 4 #4	— 4 #5	12 x 20 15 x 20

TABLA 17.2.b. Refuerzo y dimensiones de vigas corona para zona IV.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)
L (m)				
4	4 #3 —	4 #4 —	— 4 #3	12 x 20 15 x 20
5	4 #4 —	4 #4 —	— 4 #4	12 x 20 15 x 20
6	4 #4	4 #5	4 #5	15 x 20
7	4 #5	4 #5	4 #5	20 x 20

estabilizarse lateralmente mediante columnas capaces de transmitir momentos de volcamiento al terreno, o bien sirviéndose de otras paredes colocadas en otro plano. La distancia máxima entre dichos soportes laterales es de 7 m (ver Fig. 17.25). Cuando se utilicen columnas de concreto para dar estabilidad lateral, las dimensiones mínimas y su refuerzo, son como se indica en la Tabla 17.3.a ó 17.3.b. (ver Fig. 17.26). Cuando se usen contrafuertes de *mampostería*, deben tener como mínimo un largo de 75 cm y con el refuerzo indicado en la Tabla 17.4.a ó 17.4.b. Las fundaciones de estas columnas debe ser como se indica en la Tabla 17.5.a ó 17.5.b. (ver Fig. 17.27). En los buques de puertas y ventanas se debe colocar un cargador como una extensión de la viga corona agregándose 2 varillas #3 adicionales y bajando los aros hasta estas varillas. Las varillas deben anclarse por lo menos 60 cm en línea recta o mediante un gancho estándar y la longitud de anclaje requerida.

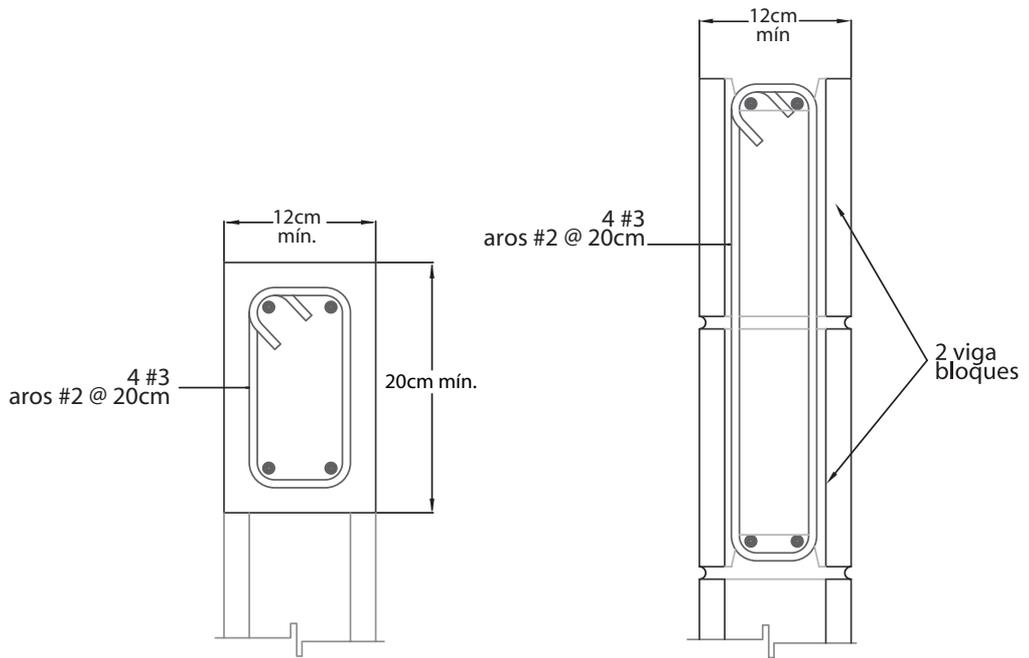


Fig. 17.24. Vigas corona mínimas en paredes de mampostería.

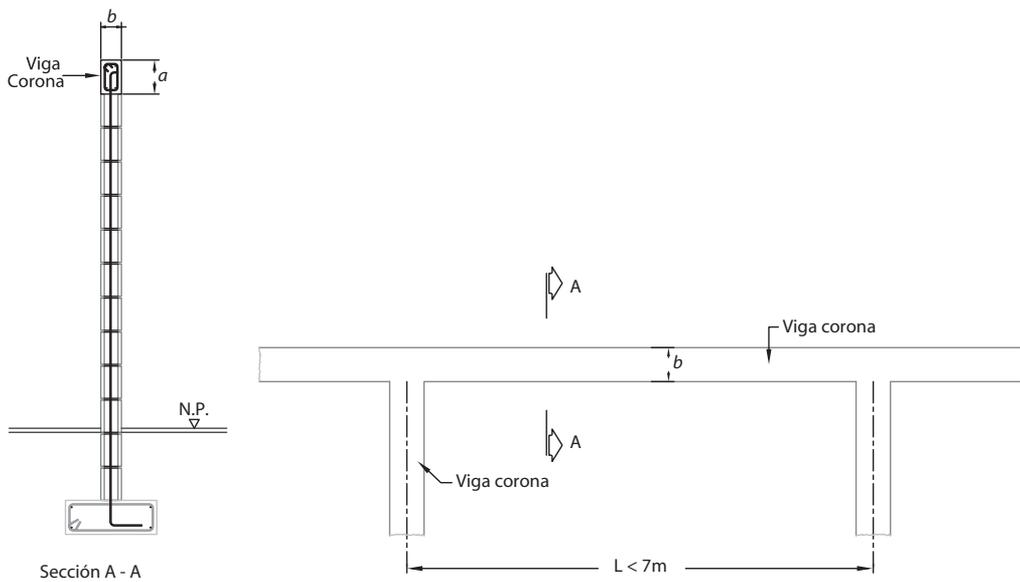


Fig. 17.25. Detalle de viga corona para rigidizar paredes.

TABLA 17.3.a. Refuerzo y dimensiones de columnas de concreto reforzado para zonas II y III.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)
L' (m)				
4	4 #5 4 #4	4 #5 4 #4	4 #5 —	15 x 35 20 x 40
5	4 #5 —	4 #5 —	4 #5 —	15 x 35 20 x 40
6	4 #5 —	4 #5 —	4 #6 4 #5	15 x 35 20 x 40
7	4 #5 —	4 #6 4 #5	4 #6 —	15 x 35 20 x 40

TABLA 17.3.b. Refuerzo y dimensiones de columnas de concreto reforzado para zona IV.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)
L' (m)				
4	4 #5 —	4 #5 —	4 #6 —	15 x 35 20 x 40
5	4 #6 4 #5	4 #6 —	4 #7 4 #6	15 x 35 20 x 40
6	4 #6 —	4 #7 4 #6	4 #7 4 #6	15 x 35 20 x 40
7	4 #7 4 #6	4 #7 4 #6	4 #7 —	15 x 35 20 x 40

b. Estabilidad de las paredes de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto prefabricado

En todos aquellos casos donde el borde superior de las paredes quede libre o llegue a un *diafragma* flexible se debe colocar una viga corona con las mismas características que para las paredes de *mampostería* o concreto de 12 cm de espesor. Opcionalmente, se puede utilizar un perfil de acero laminado en frío (RT) de 10 cm y con un espesor no menor a 2.38 mm. La unión entre estos elementos debe hacerse con soldadura continua y usando una cubreplaca de por lo menos 10 x 30 x 0.32 cm centrada en la unión. También

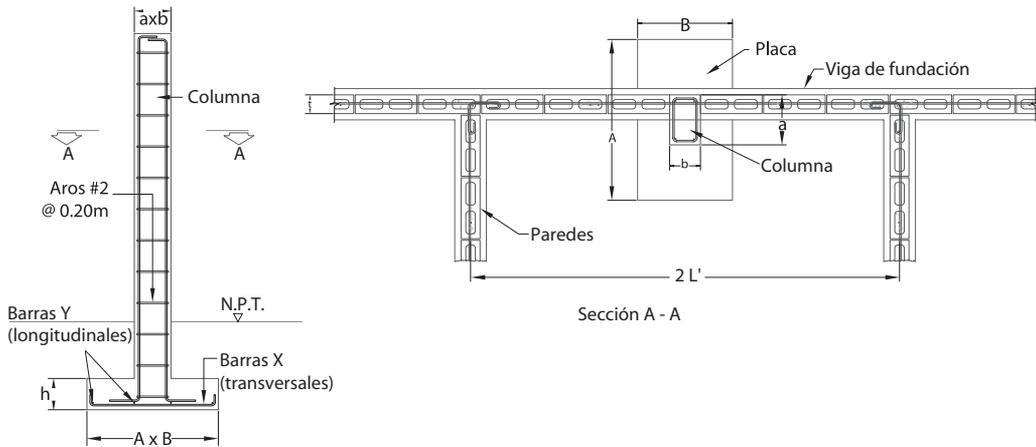


Fig. 17.26. Detalle de columna de concreto reforzado para rigidizar paredes.

TABLA 17.4.a. Columnas de mampostería para zonas II y III.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15
L' (m)	b = 10 cm a = 80 cm	b = 12 cm a = 80 cm	b = 15 cm a = 80 cm
4	-	2 #4	2 #4
5	-	2 #4	2 #5
6	-	2 #5	2 #5
7	-	2 #6	2 #6

TABLA 17.4.b. Columnas de mampostería para zona IV.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15
L' (m)	b = 10 cm a = 80 cm	b = 12 cm a = 80 cm	b = 15 cm a = 80 cm
4	-	2 #5	2 #6
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-

TABLA 17.5.a. Refuerzo y dimensiones de placas de fundación para zonas II y III.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Barras X (Barras Y)
L' (m)	A x B x h	A x B x h	A x B x h	
4	1.0 x 0.7 x 0.25	1.0 x 0.8 x 0.25	1.0 x 0.8 x 0.25	4 #4 (5 #4)
5	1.0 x 0.8 x 0.25	1.0 x 0.8 x 0.25	1.1 x 0.8 x 0.25	4 #4 (5 #4)
6	1.0 x 0.8 x 0.25	1.1 x 0.8 x 0.25	1.1 x 0.8 x 0.25	4 #4 (5 #4)
7	1.1 x 0.8 x 0.25	1.1 x 0.8 x 0.25	1.1 x 0.8 x 0.25	4 #4 (5 #4)

TABLA 17.5.b. Refuerzo y dimensiones de placas de fundación para zona IV.

t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Barras X (Barras Y)
L' (m)	A x B x h	A x B x h	A x B x h	
4	1.2 x 1.0 x 0.25	1.3 x 1.0 x 0.25	1.3 x 1.0 x 0.25	4 #4 (5 #4)
5	1.3 x 1.0 x 0.25	1.3 x 1.0 x 0.25	1.4 x 1.0 x 0.25	4 #4 (5 #4)
6	1.3 x 1.0 x 0.25	1.4 x 1.0 x 0.25	1.4 x 1.0 x 0.25	4 #4 (5 #4)

se puede usar una solera de madera semi-dura de 5 x 10 cm; en este caso las uniones se deben hacer con una placa de acero como la descrita arriba y conectada a la solera con 4 tornillos o con 4 clavos de 5 cm de largo a cada lado. Todas las paredes deben estabilizarse lateralmente mediante otras paredes colocadas en un plano perpendicular. La distancia máxima entre dichos soportes laterales es de 7 m (ver Fig. 17.28).

**c. Estabilidad de las paredes delgadas a doble forro
con estructura interna de acero o madera**

Para este tipo de paredes se puede considerar que la viga corona está constituida por un elemento horizontal con las mismas características de los que se utilizaron para formar la estructura interna. Para el caso de *marcos* de

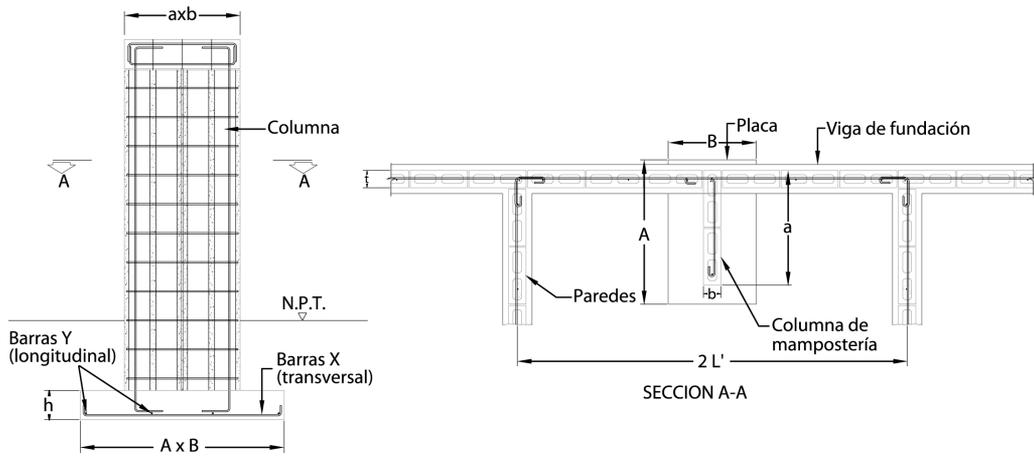


Fig. 17.27. Detalle de columnas de mampostería con refuerzo integral.

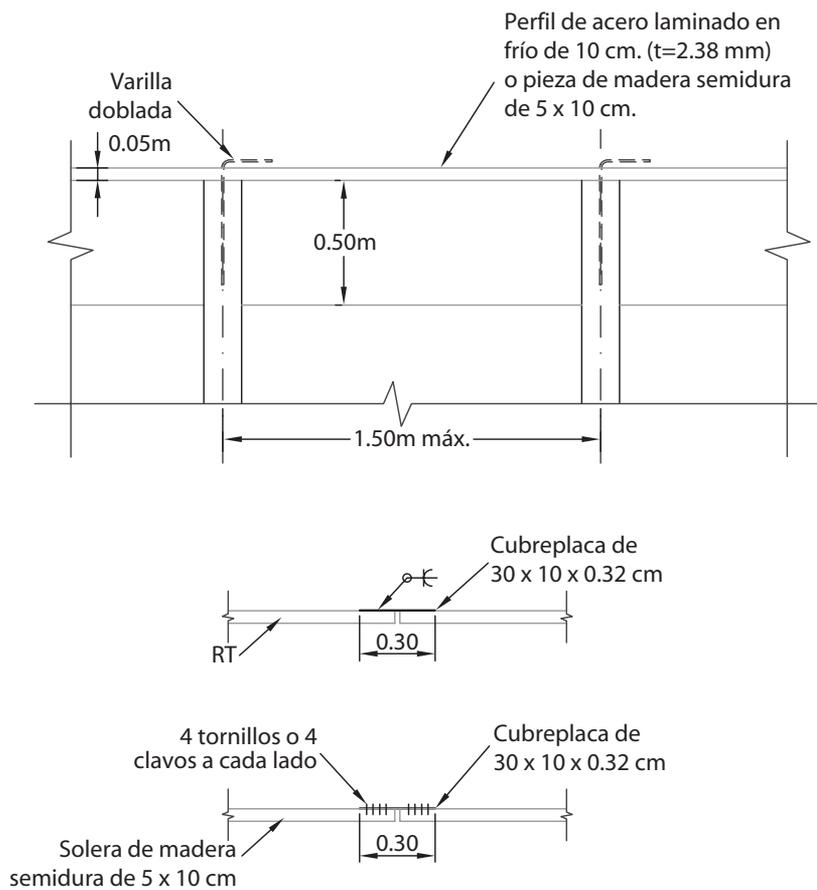


Fig.17.28. Detalles de soleras para las paredes de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto reforzado.

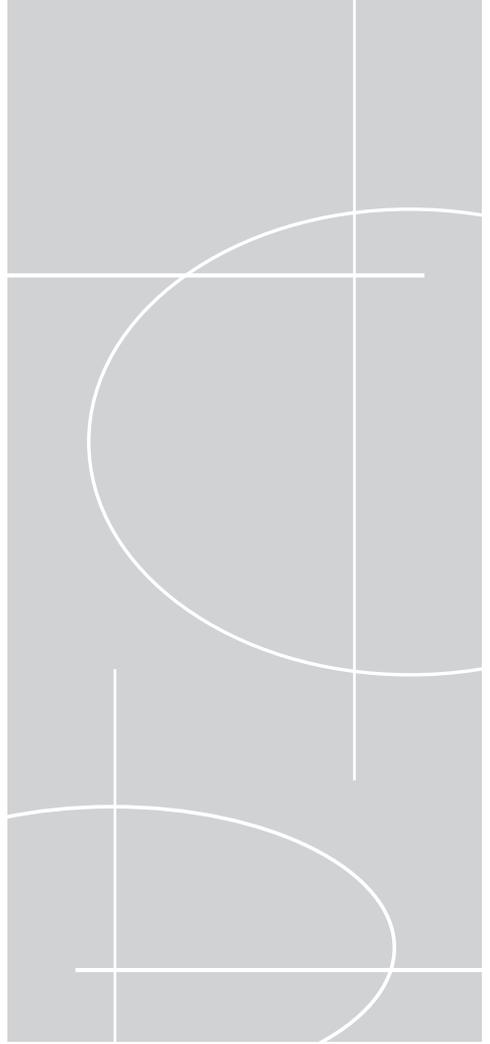
acero, en la parte superior debe existir un perfil continuo igual al utilizado en los otros elementos del *marco*. La unión entre estos perfiles debe hacerse con soldadura continua y usando una cubreplaca de por lo menos 7.5 x 30 x 0.16 cm centrada en la unión. Para el caso de *marcos* de madera, se debe usar una pieza de madera semidura de por lo menos 5 x 7.5 cm nominales. La unión entre estas piezas debe hacerse usando una placa de por lo menos 7.5 x 30 x 0.16 cm centrada en la unión y conectada con 4 tornillos o con 4 clavos de 5 cm de largo a cada lado. Todas las paredes deben estabilizarse lateralmente mediante otras paredes colocadas en un plano perpendicular. La distancia máxima entre dichos soportes laterales es de 7 m.

d. Estabilidad de las paredes tipo emparedado

Estas paredes deben poseer una viga corona de concreto reforzado colada en el espacio que queda cuando se eliminan por lo menos los 20 cm superiores del núcleo de espuma expandida. Debe reforzarse colocando adicionalmente por lo menos 4 varillas #3 continuas (2 arriba y 2 abajo) embebidas dentro de la parte superior de la malla tridimensional. La resistencia del concreto es de 175 kg/cm² medido en cilindros de 15 por 30 cm a los 28 días como mínimo. Opcionalmente, se puede utilizar un perfil de acero laminado en frío (RT) de 10 cm y con un espesor no menor a 2.38 mm. La unión en este caso debe hacerse con soldadura continua y usando una cubreplaca de por lo menos 10 x 30 x 0.32 cm centrada en la unión. Todas las paredes deben estabilizarse lateralmente mediante otras paredes colocadas en un plano perpendicular. La distancia máxima entre dichos soportes laterales es de 7 m.

Transitorio 17.4

En tanto en el país no existan laboratorios que hayan acreditado las pruebas a las que se refiere el inciso 17.3.1, éstas pueden ser efectuadas por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, LANAMME, u otro de características similares.



ANEXOS



Requisitos complementarios para la mampostería estructural

A.1 Calidad de los materiales

En caso de que no se especifiquen requerimientos en esta sección para algún material, la calidad debe basarse en la buena práctica de la ingeniería y debe ser aprobada por el ingeniero o arquitecto responsable de la obra.

A.1.1 Unidades huecas de mampostería de concreto

Las *unidades de mampostería* pueden ser de tres tipos:

Clase A: Bloques de concreto con resistencia promedio a la compresión medida sobre el *área neta* a los 28 días de edad no menor de 133 kg/cm² y con un mínimo para cada muestra individual de 120 kg/cm². La *mampostería* Clase A es obligatoria para todas las construcciones mayores de 1000 m² y de 3 pisos de altura.

Clase B: Bloques de concreto con resistencia promedio a la compresión medida sobre el *área neta* a los 28 días de edad no menor de 90 kg/cm² y con un mínimo para cada muestra individual de 80 kg/cm².

Clase C: Bloques de concreto con resistencia promedio a la compresión medida sobre el *área neta* a los 28 días de edad no menor de 75 kg/cm² y con un mínimo para cada muestra individual de 70 kg/cm².

Las pruebas de compresión de los bloques deben realizarse según ASTM C 90.

Otras características de los bloques deben cumplir con la norma nacional MEIC 6293.

La *mampostería* Clase C solo puede ser empleada en edificaciones individuales de un solo *piso*, con una altura máxima de las paredes de 2.50 m, y de no más de 50 m².

A.1.2 Unidades sólidas de concreto

Las *unidades sólidas de mampostería* deben cumplir con la norma ASTM C145.

A.1.3 Unidades de mampostería de arcilla

Las *unidades mampostería* de arcilla deben cumplir con la normas ASTM C 62 o ASTM C 652.

A.1.4 Mortero

El mortero debe consistir en una mezcla de cemento y cal o cemento de *mampostería*, agregados y agua. La arena debe cumplir con la normas ASTM C144 y C 33.

La *mampostería* Clase A debe utilizar mortero tipo A, la *mampostería* Clase B debe usar mortero tipo A o B y la *mampostería* Clase C debe usar morteros tipo A, B o C.

Las proporciones por volumen para la fabricación del mortero deben ser las siguientes:

Combinación de materiales cementantes	Tipo de mortero	Cemento	Cemento de mampostería	Cal hidratada	Arena en condición húmeda y suelta
Cemento-cal hidratada	A	1	0	1/4	3
Cemento-cal hidratada	B	1	0	1/2	4
Cemento-cal hidratada	C	1	0	3/4	5
Cemento-cemento de mampostería	A	1	1	0	5
Cemento-cemento de mampostería	B	1/2	1	0	4
Cemento de mampostería	C	0	1	0	3

Adaptado de ASTM C-270 y IBC – 2000 Tabla 2103.7A.

Se pueden utilizar otras proporciones, siempre que se demuestre que producen un adecuado comportamiento de la *mampostería*.

A.1.5 Concreto de relleno de celdas de mampostería

El concreto de relleno debe consistir en una mezcla de cemento, agregados y agua. El tamaño máximo a utilizar en el agregado grueso es 1.2 cm. La arena y la piedra deben cumplir con las normas ASTM C 33 y C 476.

La *mampostería* Clase A debe utilizar concreto de relleno Clase A, la *mampostería* Clase B debe usar concreto de relleno Clases A o B y la *mampostería* Clase C debe usar concreto de relleno Clases A, B o C.

Las proporciones por volumen para la fabricación del concreto de relleno deben ser las siguientes:

Concreto de relleno Tipo	Cemento	Arena suelta	Piedra quintilla (tamaño máximo 1.2 cm)
A	1	2	2
B	1	2 1/2	2
C	1	3	2

Adaptado de ASTM C 476 y IBC-2000, Tabla 2103.9.

Se pueden utilizar otras proporciones siempre y cuando se demuestre que producen un adecuado comportamiento de la *mampostería*.

El concreto debe tener un revenimiento de 20 a 25 cm.

El concreto de relleno tipo A debe tener una resistencia de 175 kg/cm², el tipo B de 140 kg/cm² y el tipo C de 120 kg/cm². Las pruebas deben hacerse conforme ASTM C 1019.

A.2 Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería

La resistencia a compresión se debe basar en ensayos de *prismas* contruidos con los mismos materiales y mano de obra que se utilizan en la construcción de la obra. Asimismo, los *prismas* deben ser ensayados según la norma ASTM C 1314, y se debe corregir por altura según la siguiente tabla:

Razón altura/espesor del prisma	1.33	2.00	3.00	4.00	5.00
Factor de corrección	0.75	1.00	1.07	1.15	1.22
Tomado de ACI 530.1-95, Tabla 4.					

Cuando no exista información obtenida del ensayo de *prismas*, el valor de f'_m se puede suponer según la siguiente tabla:

Mampostería Clase	f'_m sobre el área neta kg/cm²
A	100
B	70
C	60

A.3 Requisitos para las construcciones

A.3.1 Almacenamiento, manejo y preparación

Los materiales deben almacenarse de manera que al momento de utilizarlos se encuentren limpios y estructuralmente adecuados para el uso propuesto. No debe permitirse que los materiales se mezclen con sustancias deletéreas durante su almacenamiento y manejo.

El acero debe estar libre de corrosión suelta o cualquier otra sustancia que desmejore la adherencia.

Las *unidades de mampostería* de concreto deben ser colocadas en estado seco.

La forma de medir las cantidades de materiales debe ser tal que puedan ser controladas.

El mortero y el concreto de relleno utilizado en la *mampostería* Clases A y B deben ser preparados usando una batidora mecánica durante un período no menor a 3 minutos y no mayor a 10 minutos. La preparación manual de pequeñas cantidades de mortero es permitida. Mortero y concreto de relleno que se hayan endurecido debido a la hidratación del cemento debe ser descartado. En general el mortero no debe utilizarse después de 2 horas de haber sido fabricado, y el concreto de relleno no debe utilizarse después de 1 hora de haber sido fabricado.

A.3.2 Colocación de las unidades de mampostería

El mortero a utilizar debe ser suficientemente plástico y las unidades al ser colocadas deben ejercer suficiente presión de manera que el mortero sea expulsado de la junta y se produzca una junta bien ligada. Asimismo, debe limpiarse interna y externamente el exceso de mortero.

El espesor de la junta inicial debe ser como mínimo de 0.6 cm y como máximo de 2.5 cm. Las juntas siguientes deben tener un espesor mínimo de 0.6 cm y máximo de 1.6 cm.

Las superficies de los bloques o ladrillos en contacto con mortero o concreto de relleno deben estar limpios y libres de sustancias deletéreas.

El mortero de pega debe cubrir todo el espesor de las paredes externas en *mampostería* hueca y todo el espesor de las *unidades en mampostería* sólida.

El refuerzo de acero debe colocarse de acuerdo con los planos y especificaciones. La tolerancia para la colocación del refuerzo debe ser de $\pm d/10$, sin exceder 2.0 cm.

El concreto de relleno en las zonas por rellenar debe colarse de manera que se asegure la continuidad de la pared.

Antes de vaciar el concreto todos los espacios a rellenarse deben ser limpiados. Los salientes de mortero no pueden tener más de 1.3 cm. Deben rellenarse sólo los espacios especificados en los planos.

Los materiales del mortero deben ser controlados de manera que tengan la fluidez necesaria sin que se produzca segregación.

Entre coladas debe dejarse una junta horizontal con una profundidad medida desde el borde superior del bloque de 5.0 cm, excepto donde haya *viga-bloque*, donde debe dejarse 1.3 cm. Deben proveerse huecos de limpieza para coladas con una altura mayor a 120.0 cm.

Las paredes pueden levantarse completas, pero la colocación del concreto de relleno debe hacerse en etapas de colado no mayores de 180.0 cm, únicamente para *mampostería* Clase A.

El concreto de relleno de las *mamposterías* Clases A y B debe ser compactado por medio de vibración mecánica mientras se encuentre en estado plástico. Si la altura de la colada es mayor a 30.0 cm se debe reconsolidar el concreto por vibración mecánica para disminuir los vacíos debidos a la pérdida de agua de mezcla. Si la altura de la colada es menor a 30.0 cm puede consolidarse por medio de envarillado, sacando y metiendo la varilla en toda la altura de la colada por lo menos 25 veces cada 40.0 cm.

En *mampostería* Clase C, la *altura de colada* máxima es de 40.0 cm y la compactación puede hacerse mediante envarillado con 25 golpes en toda la *altura de colada*.

Todos los espacios que contengan refuerzo deben ser rellenados con concreto.

A.3.3 Mampostería Clase A

Todas las celdas de los bloques deben ser rellenadas en las zonas potenciales de formación de *rótulas plásticas*. En otras zonas las celdas podrían ser parcialmente rellenas.

El proceso de construcción debe ser permanentemente inspeccionado por el ingeniero responsable de la inspección.

Debe garantizarse que los siguientes aspectos sean cumplidos en la obra:

- a. Discutir y aprobar el proceso constructivo y los materiales a utilizar.
- b. Comprobar que el acero ha sido colocado en la posición correcta y en las cantidades indicadas en los planos antes de colocar el concreto.
- c. Revisar la preparación de las superficies antes de iniciar la colocación de los bloques.
- d. Revisar la calidad de los bloques, el mortero de pega, el concreto de relleno y la calidad de la mano de obra. Los bloques, el mortero de pega y el concreto de relleno deben ser Clase A.
- e. Asegurarse que el mortero que ha caído fuera de los sitios de pega sea limpiado y recogido en forma apropiada y que el acero está debidamente colocado.
- f. Revisar continuamente el proceso de colado del concreto de relleno y su compactación.

A.3.4 Mampostería Clase B

Todas las celdas de los bloques deben ser rellenadas en las zonas potenciales de formación de *rótulas plásticas*. En otras zonas las celdas podrían ser parcialmente rellenas.

El proceso de construcción es inspeccionado durante visitas periódicas del ingeniero.

El tiempo de inspección debe ser suficiente para evitar el uso de malas prácticas y para evaluar la calidad de la mano de obra y de los métodos de fabricación del mortero y del concreto de relleno, así como de la adecuada colocación del acero.

Los bloques, el mortero y el concreto de relleno deben ser como mínimo Clase A o B.

A.3.5 Mampostería Clase C

Puede emplearse en casas de un *piso* con altura máxima de paredes de 2.50 m, con un área de 50 metros cuadrados o menos.

El diseño se debe hacer para una respuesta elástica.

Puede ser construida con la sola inspección de un maestro de obras con experiencia y una visita corta semanal del ingeniero.

Se pueden emplear bloques, mortero y concreto de relleno Clase C o superior.

A.4 Aseguramiento de la calidad

A.4.1 Generalidades

Debe proveerse un sistema de aseguramiento de la calidad de los materiales, procedimiento constructivo y mano de obra. En la *mampostería* Clases A y B debe mantenerse la información en forma escrita sobre la inspección realizada.

A.4.2. Alcance

El aseguramiento de la calidad debe incluir entre otras cosas lo siguiente:

- a. Que los materiales, *unidades de mampostería*, refuerzo, cemento, agregados, cumplan con los requerimientos de los estándares y que sean debidamente almacenados y preparados para su uso.
- b. Que los morteros y concretos de relleno cumplan con el diseño de mezcla especificado. Debe asegurarse que el método empleado para proporcionar los materiales garantice su control.
- c. Que los detalles de construcción, procedimientos y mano de obra estén de acuerdo con los planos y especificaciones.
- d. Que la colocación, el tamaño y el detallado del refuerzo sea de acuerdo con lo indicado en estas normas y en los planos y especificaciones.

A.5 Mampostería reforzada

A.5.1 Suposiciones de diseño

Se deben aplicar las siguientes suposiciones:

- a. La *mampostería* es incapaz de tomar esfuerzos de tensión superiores a su módulo de ruptura.

- b. El refuerzo está completamente embebido al concreto de relleno o mortero de pega, de tal manera que ambos trabajan como un material homogéneo.
- c. La resistencia nominal de una sección de *mampostería* simplemente reforzada para la combinación de flexión y carga axial, debe basarse en condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Las deformaciones unitarias del refuerzo y de la *mampostería* deben ser supuestas como directamente proporcionales a su distancia desde el eje neutro.
- d. La deformación unitaria de la *mampostería*, e_{mu} , en la fibra extrema a compresión se debe considerar como 0.003 para el diseño de vigas, pilares, columnas y *muros*.
- e. El esfuerzo en el acero menor que su valor de cedencia f_y , debe ser considerado como E_s veces la deformación unitaria correspondiente. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y .
- f. La resistencia a la tensión de *muros* de *mampostería* se debe despreciar en los cálculos de resistencia a la flexión, excepto cuando se calculan los requisitos para deformaciones.
- g. El diagrama de los esfuerzos a la compresión de la *mampostería* se deben suponer como rectangular y con los siguientes lineamientos:
 - i) Los esfuerzos son considerados iguales a $0.85 f'_m$ y se suponen uniformemente distribuidos sobre un área delimitada por los bordes de la sección y una línea recta paralela al eje neutro y localizada a una distancia $a = 0.85 c$ desde la fibra extrema en compresión.
 - ii) La distancia c desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro debe ser medida en una dirección perpendicular a dicho eje.

A.6 Diseño de muros con cargas perpendiculares a su plano

Los requisitos de esta sección aplican para el diseño de *muros* con cargas perpendiculares a su plano. (Comportamiento de losas verticales).

A.6.1 Refuerzo máximo

El porcentaje máximo de acero no debe exceder de $0.5 \rho_b$.

A.6.2 Cálculos de momento y desplazamiento

Tanto el cálculo de momento como de desplazamiento a todo lo largo de esta sección se basan en la suposición de apoyos simples tanto arriba como abajo. Para otro tipo de condiciones de apoyo, los momentos y las deformaciones se deben calcular usando los principios establecidos de la mecánica.

A.6.3 Muros con una carga axial de $0.04 f'_m$ o menos

Los procedimientos descritos en esta sección, los cuales consideran los efectos de esbeltez por medio del cálculo del momento utilizando la combinación de carga axial y desplazamientos, deben ser utilizados cuando los esfuerzos de carga vertical en el punto de máximo momento no excedan $0.04 f'_m$ cuando son calculados con la siguiente ecuación. El valor de f'_m no debe exceder 210 kg/cm^2 .

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} \leq 0.04 f'_m \quad [\text{A-1}]$$

Los *muros* deben tener un espesor mínimo de 12 cm.

El momento y carga axial requeridos se deben determinar a la mitad de la altura del *muro* y son los utilizados en el diseño. El momento factorizado, M_u , a la mitad de la altura del *muro* debe determinarse con la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e}{2} + P_u \Delta_u \quad [\text{A-2}]$$

donde:

Δ_u = desplazamiento a la mitad de la altura del *muro* debido a cargas factorizadas

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} \quad [\text{A-3}]$$

La *resistencia de diseño* para este tipo de *muros* debe ser:

$$M_u \leq \phi M_n \quad [\text{A-4}]$$

donde:

$$M_n = A_{se} f_y (d - a/2) \quad [\text{A-5}]$$

$$A_{se} = \frac{(A_s f_y + P_u)}{f_y} \quad [\text{A-6}]$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{(0.85 f'_m b)} \quad [A-7]$$

A.6.4. Muros con una carga axial mayor que $0.04 f'_m$

Los procedimientos descritos en esta sección, deben ser utilizados cuando los esfuerzos de carga vertical en el punto de máximo momento excedan de $0.04 f'_m$ pero sean menores que $0.2 f'_m$ y con una razón de esbeltez h'/t que no exceda 30.

La resistencia provista por la sección transversal del *muro* en términos de carga axial, cortante y momento debe ser calculada como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción aplicable, ϕ , especificado en la Tabla 9.1.

La resistencia nominal a cortante debe ser determinada por la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.53 A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad [A-8]$$

A.6.5 Diseño por desplazamiento

El desplazamiento a media altura, Δ_s , bajo cargas de servicio laterales y verticales (sin factorizar) debe estar limitado por la siguiente expresión:

$$\Delta_s = 0.007h \quad [A-9]$$

Los efectos $P\Delta$ se deben incluir en el cálculo del desplazamiento. El desplazamiento a media altura se debe calcular con la siguientes ecuaciones:

para $M_{ser} \leq M_{cr}$

$$\Delta_s = \frac{5M_{ser} h^2}{48E_m I_g} \quad [A-10]$$

para $M_{cr} < M_{ser} < M_n$

$$\Delta_s = \frac{5M_{cr} h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_{ser} - M_{cr}) h^2}{48E_m I_{cr}} \quad [A-11]$$

El momento de agrietamiento del *muro* se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = S f_r \quad [A-12]$$

El módulo de ruptura, f_r , se calcula como sigue:

Para *mampostería* totalmente rellena,

$$f_r = 1.06\sqrt{f'_m}, 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo} \quad [\text{A-13}]$$

Para mampostería parcialmente rellena,

$$f_r = 0.67\sqrt{f'_m}, 9 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo.} \quad [\text{A-14}]$$

A.7 Muros de bloques ornamentales o de vidrio

Esta sección cubre el diseño empírico de este tipo de *muros*. Se basa en el hecho de que este tipo de bloques no debe ser usado para *muros* de carga; sin embargo, deben diseñarse para resistir las *fuerzas de sismo* inducidas por su propio peso. Estas cargas deben transmitirse a un *marco* perimetral que es el encargado de trasladarlas a los apoyos.

A.7.1 Espesor de las unidades

El espesor mínimo de los bloques debe ser de 10.0 cm.

A.7.2 Dimensión de los paños

El área máxima que se debe usar de este tipo de bloques no debe exceder 9 m². La dimensión máxima de cada paño entre apoyos no debe exceder 7.5 m de ancho o 6 m de alto. No se permite dejar espacios vacíos para alojar puertas o ventanas en estos *muros*.

A.7.3. Aislamiento

Este tipo de *muros* debe quedar debidamente desligado del *marco* de apoyo, de tal manera que no soporte las cargas que se inducen en su propio plano.

a. Vertical

La máxima deformación del elemento estructural soportando el paño de bloques no debe exceder $L/600$, donde L es la luz libre del elemento.

b. Lateral

Este tipo de pared debe ser soportado lateralmente tanto en su parte superior como en sus costados. El soporte lateral debe proveerse por anclajes con una separación centro a centro no mayor a 40.0 cm y capaces de resistir las fuerzas de corte correspondientes. Estas fuerzas son como mínimo de 300 kg/m.

A.7.4 Junta marco-paño

Esta junta debe ser capaz de tomar los movimientos de expansión que se generan tanto en la parte superior como en los costados de la pared. La separación mínima entre el *marco* y el paño debe ser 1.0 cm.

A.7.5. Mortero

El mortero de pega para estas paredes debe cumplir los requisitos de la *mampostería* Clase B como mínimo.

A.7.6 Refuerzo

El paño debe tener refuerzo horizontal alojado entre las hiladas de bloques con una separación no mayor de 40.0 cm. Este acero debe colocarse a todo lo ancho de la pared pero no debe introducirse dentro del *marco* perimetral. Preferiblemente el refuerzo debe ser del tipo “*escalerilla*” a base de dos alambres paralelos, el área de acero en cada sisa no debe ser menor a 0.30 cm². El refuerzo horizontal debe quedar embebido en el mortero a todo lo largo de la junta.



Glosario

Acero extremo de tracción. Acero de refuerzo (con o sin preesfuerzo) que está más alejado de la fibra extrema de compresión.

Acoples especiales. En los marcos excéntricamente arriostrados es el segmento de la viga ubicado entre el extremo del arriostre diagonal y la columna, o entre dos extremos de arriostres diagonales.

Altura de colada. En *mampostería* estructural, es la cantidad de hiladas que se van a colar simultáneamente.

Amarre suplementario. En estructuras de concreto reforzado es un amarre de barras No. 3 o mayores, transversal al refuerzo principal, con dobleces de 135° y extensiones mínimas de diez diámetros en sus extremos, que suplementan los aros de confinamiento del refuerzo longitudinal.

Área bruta. Es el área total de la sección considerada.

Área de asiento. Es el área de la superficie de mampostería en contacto con mortero al nivel de la junta.

Área efectiva de refuerzo. Es el área de refuerzo multiplicada por el coseno del ángulo entre el refuerzo y la dirección del plano para el que se está calculando el área efectiva.

Área K. En acero estructural, es el área de unión entre el ala y el alma de secciones laminadas en caliente.

Área neta. Es el *área bruta* menos el área de las celdas internas. Es la dimensión real del elemento de mampostería.

Capacidad nominal sismo-resistente. Es la capacidad estructural de la edificación o de sus *sistemas sismo-resistentes*, calculada a partir de las propiedades nominales de los materiales y las dimensiones de sus elementos y componentes mediante métodos analíticos comúnmente aceptados.

Capacidad real sismo-resistente. Es la capacidad estructural real de la edificación o de sus *sistemas sismo-resistentes*, debida a la contribución de todos los elementos estructurales o no estructurales participando con sus capacidades reales.

Carga de empuje de muros. Carga lateral en el sentido trasversal al *muro* debida a la presión del suelo, materiales granulares o líquidos.

Carga de trabajo. Es la resultante de una combinación de cargas probables en condiciones normales de servicio, que el edificio debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados hasta valores admisibles, sensiblemente inferiores a su capacidad real.

Carga permanente. Es la carga gravitacional o el *peso* de todos los *componentes* estructurales, así como de los sistemas y *componentes* no estructurales permanentes, tales como paredes, *pisos*, techos, equipos de servicio fijos.

Carga sísmica amplificada, CS_a . En acero, es el producto de la *carga sísmica*, CS y la *sobre-resistencia*, SR .

Carga sísmica, CS . Para efectos del diseño, es la sollicitación interna producida por el movimiento sísmico.

Carga temporal. Es la carga gravitacional adicional a la *carga permanente*, debida a la ocupación del edificio.

Carga última. Es la resultante de una combinación extrema de cargas que el edificio debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados al límite de su capacidad.

Casas. Para efectos del Capítulo 17, se trata de viviendas unifamiliares, independientes y de un máximo de dos plantas. Cuando se trate de grupos de viviendas, se debe limitar su dimensión máxima en planta a 30 m.

Centro de masa. Es el punto geométrico de un *nivel* donde se localiza la resultante de las fuerzas gravitacionales.

Centro de rigidez. Es el punto geométrico de un *nivel* en el cual la aplicación de una fuerza horizontal produce sólo traslación sin rotación de la masa que le está asociada, cuando se impiden los desplazamientos de los demás *niveles*.

- Coeficiente sísmico, C.** Es un coeficiente utilizado para la determinación de las *fuerzas sísmicas* según fórmula [5-1]. Es función de la aceleración efectiva, del *factor de importancia, I*, de la obra, del *factor espectral dinámico, FED* y de la *sobre-resistencia, SR*.
- Columna de mampostería.** Es un elemento vertical construido específicamente con unidades de mampostería, unidas con mortero y rellenos de concreto fluido. Se caracteriza por ser un elemento libre de piso a piso.
- Componentes.** Es cualquier parte de los sistemas arquitectónico, eléctrico, mecánico o estructural.
- Componentes flexibles.** Son componente cuyas características dinámicas hacen que su respuesta sea esencialmente diferente al movimiento de sus soportes. En general tienen un período fundamental mayor a 0.06 segundos.
- Componentes prefabricados:** Son componentes del sistema estructural que contienen elementos de concreto fabricados o construidos en un lugar diferente al que ocupan finalmente.
- Componentes rígidos.** Son componente cuyas características dinámicas hacen que su respuesta sea esencialmente igual al movimiento de sus soportes. Incluyen, pero no se limitan, a componentes con un período fundamental menor o igual a 0.06 segundos.
- Concreto confinado.** Es el concreto provisto de *refuerzo de confinamiento*, de tal manera que restrinja en forma efectiva su expansión en las direcciones transversales del elemento.
- Cortante en la base.** Para efectos de diseño *sismo-resistente*, es la fuerza lateral acumulada en la base de la estructura.
- Deformación unitaria neta, ϵ_t .** Deformación unitaria neta a tracción en condición de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones por preesfuerzo efectivo, flujo lento, encogimiento y temperatura.
- Diafragma.** Es un sistema estructural ubicado en un plano horizontal, o casi horizontal, capaz de transmitir fuerzas gravitacionales y sísmicas a los sistemas *sismo-resistentes*.
- Diafragma flexible.** *Diafragma* que en el proceso de transmisión de las fuerzas gravitacionales y sísmicas, experimenta deformaciones significativas en su propio plano. En vivienda, aquella parte de la casa, ya sea un techo o un entrepiso que no es capaz de transmitir fuerzas de torsión a los elementos resistentes que lo soportan; cuando está presente, las fuerzas de sismo son distribuidas en proporción al área tributaria que le corresponde a cada elemento. Clasifican como tales los siguientes sistemas:

Cubiertas en general, apoyadas en estructuras metálicas o de madera.

Sistemas de pisos de madera apoyados en viguetas metálicas o de madera.

Diafragma rígido. *Diafragma* que en el proceso de transmisión de las fuerzas gravitacionales y sísmicas, no experimenta deformaciones significativas en su propio plano. En vivienda, aquella parte de la edificación, ya sea un techo o un entrespacio, que es capaz de transmitir fuerzas de torsión a los elementos resistentes que lo soportan.

Dimensiones nominales. En mampostería estructural, son las dimensiones reales de los elementos más el espesor de las juntas de mortero.

Ductilidad. Capacidad de los materiales, de los *componentes* y de los *sistemas sismo-resistentes* para deformarse más allá del límite elástico sin pérdida sustancial de la resistencia. Se cuantifica como el cociente del desplazamiento o deformación última y el desplazamiento o deformación en el límite de cedencia.

Ductilidad global. Es la *ductilidad* del *sistema estructural* ante cargas laterales, determinada de la relación del *cortante en la base* y algún desplazamiento representativo, usualmente el del último *piso*.

Ductilidad global asignada. Es la *ductilidad global* que se asigna a la estructura conforme a la Tabla 4.3 para efectos de determinar su *factor espectral dinámico, FED*.

Ductilidad global intrínseca. Es la *ductilidad global* que puede desarrollar una estructura en razón de su configuración estructural y de la *ductilidad local* de sus elementos, componentes y uniones. Debe ser mayor o a lo sumo igual a la *ductilidad global asignada*.

Ductilidad global requerida o demanda de ductilidad. Es la demanda de *ductilidad global* que el sismo de diseño impone a la estructura. Debe ser menor o a lo sumo igual a la *ductilidad global asignada*.

Ductilidad local. Es la *ductilidad* de los *elementos, componentes* o uniones, determinada según su capacidad de rotación inelástica o de algún otro parámetro indicador de deformaciones internas.

Elementos de borde. Sección a lo largo de los extremos de muros o diafragmas, con condiciones especiales de refuerzo longitudinal y transversal. Los elementos de borde no implican necesariamente un aumento de espesor de los muros o diafragmas.

Elementos, componentes o uniones dúctiles. Son aquellos elementos, componentes o uniones de una estructura capaces de resistir deformaciones cíclicas y reversibles manteniendo al menos el

80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones excedan el doble de las correspondientes a dicha capacidad.

Elementos, componentes o uniones frágiles. Son aquellos elementos, componentes o uniones de una estructura incapaces de mantener al menos un 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones cíclicas y reversibles exceden el doble de las deformaciones correspondientes a dicha capacidad.

Escalerillas. Refuerzo de acero utilizado en paredes de mampostería como refuerzo horizontal.

Estiba. En *mampostería* estructural, es el proceso de colocación de bloques en hiladas horizontales sin traslapes entre hilada e hilada.

Excentricidad. Es la distancia horizontal entre el *centro de rigidez* y el *centro de masa* de un nivel.

Factor de importancia, *I*. Es el coeficiente que se asigna a las edificaciones en función de su importancia y riesgo, según Tabla 4.1. Modifica directamente el *coeficiente sísmico* según ecuación [5-1].

Factor espectral dinámico, *FED*. Es la modificación máxima en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la zona, del tipo de suelo, de la *ductilidad global asignada* y del período.

Fuerzas sísmicas. Son fuerzas estáticas externas para propósitos de diseño, capaces de reproducir los valores extremos de las acciones internas causadas por la sollicitación sísmica que actúa en la base del edificio.

HSS. En acero estructural, sección estructural tubular, (“Hollow Structural Section”).

Hueco de limpieza. En mampostería estructural, es una abertura en la parte inferior de un ducto vertical formado por las celdas de los bloques que permite sacar los materiales sobrantes al limpiar desde arriba los ductos.

Irregularidad moderada. Es la condición que presenta una estructura clasificada como irregular en planta o en altura, según artículo 4.3, en la que no se exceden los límites definidos en el inciso 4.3.4.

Irregularidad severa. Es la condición que presenta una estructura clasificada como irregular en planta o en altura, según artículo 4.3, en la que se exceden los límites definidos en el inciso 4.3.4.

Longitud de rótula plástica. Es la dimensión longitudinal de la región en donde se presenta algún grado de plastificación al formarse una rótula plástica en un elemento. Depende del gradiente del

diagrama de momentos en la región considerada y de las propiedades de endurecimiento plástico de los materiales. De manera simplificada puede definirse como una longitud igual a la altura de la sección transversal del elemento. Se mide a partir de su cara cuando la rótula plástica se presenta en los extremos, o por valores iguales a ambos lados de la rótula cuando se forma en el interior del elemento.

Mampostería. Es un componente estructural o edificación construidos mediante mampuestos o elementos individuales prefabricados, colocados y ajustados conforme a determinado orden y unidos por medio de mortero. Si se utilizan mampuestos huecos de concreto o arcilla, todas o algunas de sus celdas pueden estar rellenas con concreto fluido.

Mampostería reforzada. Es aquel tipo de mampostería que utiliza varillas de refuerzo para resistir las sollicitaciones actuando en conjunto con la mampostería.

Marco. Es un sistema estructural formado exclusivamente por elementos cuyas dimensiones de sus secciones transversales son pequeñas comparadas con su longitud.

Marco a flexión. Es un *marco* en que sus elementos se deforman esencialmente por deformaciones a flexión.

Marco arriostrado concéntricamente. Es un *marco arriostrado* en el que sus elementos están sometidos esencialmente a deformaciones axiales.

Marco arriostrado excéntricamente. Es un *marco arriostrado* en que algunos elementos están sometidos esencialmente a flexión y cortante, y son los que se deforman plásticamente durante el sismo. En acero estructural, *marco* designado como Eccentrically Braced Frame (EBF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco arriostrado. Para efectos de este Código es un *marco* con arriostres diagonales en todos sus vanos.

Marco dúctil. Es un sistema resistente formado por un *marco* con sus elementos y uniones diseñados y construidos de manera que puedan sufrir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, sin pérdida sensible de su resistencia.

Marco especial a base de armaduras. En acero estructural, *marco* designado como Special Truss Moment Frame (STMF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco especial. En acero estructural, *marco* designado como Special Moment Frame (SMF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco intermedio y ordinario arriostrado concéntricamente. En acero estructural, *marco* designado como Ordinary Concentrically Braced Frame (OCBF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco intermedio. En acero estructural, *marco* designado como Intermediate Moment Frame (IMF) según SPSSB con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco ordinario. En acero estructural, *marco* designado como Ordinary Moment Frame (OMF) según SPSSB, con las modificaciones indicadas en el Capítulo 10.

Marco parcialmente arriostrado. Para efectos de este Código es un *marco* con *muros* y/o arriostres diagonales en algunos de sus vanos.

Método de capacidad espectral. Es un método alternativo de análisis que considera el comportamiento no lineal de la estructura y cuyo procedimiento se describe en el inciso 7.7(b).

Método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo. Es un método alternativo de análisis que considera el comportamiento no lineal de la estructura y cuyo procedimiento se describe en el inciso 7.7(c).

Momentos sísmicos torsionantes. En edificios con *excentricidades* en sus *niveles*, son los momentos torsionantes estáticos que, para propósitos de diseño, deben aplicarse en el *centro de masa* en adición a las *fuerzas sísmicas*, para reproducir los valores extremos de las acciones internas, causadas por la sacudida sísmica que actúa en la base del edificio.

Muro. Es un componente estructural, usualmente en un plano vertical, que resiste cargas gravitacionales o *fuerzas sísmicas*. Por lo menos una de sus dimensiones horizontales debe ser significativa en relación con las alturas entre los *niveles* en los que está localizado.

Muro de carga. Es un *muro* que soporta cargas verticales adicionales a su propio *peso*.

Muro dúctil. Es un *muro estructural* diseñado y construido de manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas de naturaleza cíclica y reversible sin pérdida sensible de su resistencia.

Muro estructural. Es un *muro*, cuya principal función es resistir fuerzas transversales paralelas a su plano.

- Muros de marcos rellenos de mampostería.** Son aquellos *muros* de mampostería con vigas y columnas de concreto colocadas en la periferia que actúan de manera integral con la mampostería y la confinan.
- Muros en voladizo.** Son aquellos *muros* aislados o ligados entre sí por un piso flexible en flexión (muros no acoplados).
- Nivel.** Es el plano horizontal en el cual, para efectos de cálculo, se supone concentrada la masa del entrepiso.
- Nivel de base.** Es el *nivel* en el que se supone que actúa la sacudida sísmica del terreno.
- Núcleo de unión.** Es un elemento formado por la intersección de vigas y columnas de un *marco* y cuyas dimensiones dependen de las secciones transversales de éstas.
- Objetivo de desempeño.** Es el par definido por un determinado nivel de intensidad sísmica en el sitio y el correspondiente nivel de desempeño esperado en la edificación. Los objetivos de desempeño del Código están definidos en el inciso 4.1(b).
- Periodo de retorno.** Es el inverso de la probabilidad de excedencia de un evento determinado en un año cualquiera.
- Peso (para determinación de carga sísmica):** Es el *peso* de la *carga permanente* más una fracción de la *carga temporal*.
- Peso efectivo en x, y:** Para cada modo de oscilación y cada dirección *x, y*, es el *peso* por el cual se debe multiplicar el *coeficiente sísmico* para obtener los correspondientes cortantes en la base en cada dirección.
- Pilar de mampostería.** Es un elemento vertical construido específicamente con unidades de mampostería. Se caracteriza por ser un elemento que se genera a la par de un buque de puerta o ventana y cuya altura no va de piso a piso.
- Pilares.** Son aquellos elementos que se forman al perforar muros de mampostería y que están sometidos a flexocompresión y cortante.
- Piso.** Es el espacio comprendido entre un *nivel* y el *nivel* inferior inmediato.
- Placas de continuidad.** En acero estructural, placas utilizadas dentro del nudo para brindar continuidad a las alas de vigas, columnas y/o placas de conexión.
- Placas de refuerzo del alma (doubler plates).** En acero estructural, son placas de refuerzo del alma paralelas a ésta.
- Prisma.** Es un conjunto de unidades de *mampostería* unidas por mortero, rellenas o sin rellenar de concreto, utilizado como muestra para

ensayos donde se determinan algunas propiedades de la *mampostería*.

Probabilidad de excedencia. Probabilidad de que el evento de diseño sea excedido durante la vida útil de la estructura.

Puntos de unión. En acero estructural, uniones puntuales a base de soldadura o pernos.

Razones normales de esbeltez. En acero estructural, razones de esbeltez indicadas en la Tabla B.5.1 del AISC.

Razones de esbeltez por sismo. En acero estructural, razones de esbeltez indicadas en la Tabla 10.2 de este Código y establecidas en el *SPSSB*.

Refuerzo de confinamiento. En concreto estructural, es un aro cerrado de amarre o espiral, fabricado con barras No. 3 o mayores, que confina el refuerzo longitudinal con dobleces típicos de 135° y con una extensión mínima de 6 diámetros en cada extremo medidos en su zona recta o 7.5 cm como mínimo.

Resistencia de diseño. Es la resistencia del elemento o conexión determinada como el producto de la *resistencia nominal* y el factor de reducción de resistencia, ϕ .

Resistencia esperada de cedencia. En acero estructural, es la resistencia del elemento determinada del producto de la cedencia mínima por el valor R_y según la Tabla 10.1.

Resistencia nominal. Es la resistencia o capacidad de los elementos o componentes determinada analíticamente a partir de las resistencias nominales de sus materiales y las dimensiones de su sección transversal, mediante principios aceptados de mecánica estructural.

Resistencia requerida. Es la resistencia necesaria del elemento o conexión determinada por medio del análisis estructural usando las cargas factorizadas y las combinaciones de carga crítica.

Rótula plástica. Es una región de un elemento estructural en flexión o flexo-compresión, donde es posible alcanzar rotaciones inelásticas cíclicas de magnitud significativa sin pérdida sensible de la capacidad de la sección.

Sección armada. En acero estructural, secciones construidas a base de láminas soldadas.

Sección controlada por compresión. En concreto estructural, sección transversal en la cual la *deformación unitaria neta* a tracción en el

acero extremo de tracción a resistencia nominal es igual o menor a ϵ_y .

Sección controlada por tracción. En concreto estructural, sección transversal en la cual la *deformación unitaria neta* a tracción en el *acero extremo de tracción* a resistencia nominal es igual o mayor a 0.005.

Sismo-resistente. Se refiere a todos los elementos y componentes del sistema estructural que contribuyen a la resistencia de la edificación ante cargas sísmicas. Se refiere también a los métodos de diseño cuyo objetivo es asegurar la capacidad de la edificación para resistir sismos.

Sismo de diseño. Sismo representado por el espectro de diseño según se especifica en el Capítulo 5 de este Código.

Sismo extremo. Según inciso 2.3(b) es aquel cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la *aceleración pico efectiva de diseño* es 50% mayor a la de un *sismo severo* para el mismo sitio.

Sismo moderado. Según inciso 2.3(c) es aquel cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la *aceleración pico efectiva de diseño* es 25% menor a la de un *sismo severo* para el mismo sitio.

Sismo severo. Según inciso 2.3(a) es aquel cuya sacudida sísmica tiene una *probabilidad de excedencia* del 10% durante la vida útil de la estructura. Para una vida útil de 50 años esto corresponde aproximadamente a sismos con un *período de retorno* de 500 años.

Sistema estructural. En una edificación, es el sistema conformado por todos aquellos elementos y componentes responsables de asegurar su estabilidad y firmeza ante las diversas acciones producidas por el entorno.

Sistemas sismo-resistentes. Son los diversos subsistemas del *sistema estructural* de una edificación cuya función principal es asegurar su capacidad para resistir sismos. En conjunto deben ser capaces de transmitir las *fuerzas sísmicas* que se originen en cada *nivel* hasta el medio soportante, asegurando la integridad de los elementos y componentes y la estabilidad del conjunto.

Sitio de cimentación. Lugar de emplazamiento de una edificación. Para efectos de considerar las condiciones locales del suelo en la demanda sísmica, los sitios se clasifican en cuatro tipos, según artículo 2.2.

Sobre-resistencia, SR. Es la razón entre la *capacidad real sismo-resistente* y la *capacidad nominal sismo-resistente* de una edificación. Es función del tipo de sistema estructural y del método de análisis.

SPSSB. Provisiones sísmicas para edificaciones de acero estructural (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ref.7 del Capítulo 10)

Unidad de mampostería hueca. Es una *unidad de mampostería* cuya *área neta*, en cualquier plano paralelo a la superficie que contiene huecos o celdas, es menor que un 75% del *área bruta* medida en el mismo plano.

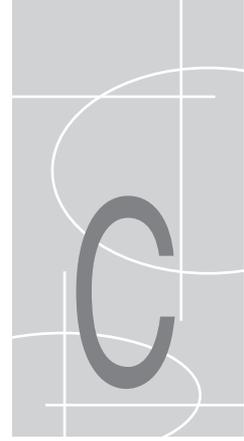
Unidad de mampostería sólida. Es una *unidad de mampostería* cuya *área neta*, en cualquier plano paralelo a la superficie que contiene huecos o celdas, es mayor o igual al 75% del *área bruta* medida en el mismo plano.

Unidad de mampostería. Es el elemento individual prefabricado utilizado para construir componentes y edificaciones de *mampostería*. Puede ser un bloque de concreto, un ladrillo de arcilla, un bloque de vidrio o un bloque de roca.

Viga bloque. En mampostería estructural, es un elemento horizontal reforzado y formado al colocar concreto dentro de la mampostería.

Viga de mampostería. Es una viga construida específicamente con unidades de mampostería.

Zona Sísmica. Para efectos del Código, son las regiones con condiciones de sismicidad similares en que se divide el país. Ver Figura 2.1 y Tabla 2.1.



Simbología

Capítulo 2

Demanda sísmica

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño.

C = coeficiente sísmico.

I = factor de importancia.

SR = sobre-resistencia.

μ = ductilidad global asignada.

Capítulo 3

Consideraciones generales

CS = coeficiente sísmico.

SR = sobre-resistencia.

Capítulo 4

Clasificación de las estructuras y sus componentes

D_{xi} , D_{yi} = dimensiones en planta en las direcciones x , y del nivel i .

e_{xi} , e_{yi} = componentes de la excentricidad en el nivel i , en las direcciones x , y , respectivamente.

I_{ci} = masa rotacional o momento polar de inercia del nivel i con respecto a su centro de masa.

K_{xi} = rigidez de traslación del nivel i en la dirección x .

K_{yi} = rigidez de traslación del nivel i en la dirección y .

$I_{\theta i}$ = rigidez de rotación con respecto al *centro de masa* en el nivel i .

$K_{\theta i}^j$ = rigidez de rotación en torsión de los elementos verticales resistentes j que llegan al nivel i .

K_{xi}^j, K_{yi}^j = rigidez en las direcciones x, y , de los elementos resistentes verticales j que llegan al nivel i .

M_i = masa del nivel i Corresponde al peso W_i , que se define en el artículo 6.1(e), dividido por la aceleración de la gravedad g .

r_{ci} = radio de giro del nivel i con respecto a su *centro de masa*.

x_j, y_j = componentes, en las direcciones x, y , de la distancia del *centro de masa* al elemento resistente.

Capítulo 5

Coeficiente sísmico

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño.

C = *coeficiente sísmico*

FED = *factor espectral dinámico*.

I = *factor de importancia* de la obra.

SR = *factor de sobre-resistencia*.

Capítulo 6

Cargas y factores de participación

CE = carga por empuje de tierra.

CP = *carga permanente*.

CS = *carga sísmica*.

CT = *carga temporal*.

CU = *carga última*.

f_1 = factor de escala de las cargas gravitacionales según artículo 6.2(a).

Capítulo 7

Métodos de análisis y desplazamiento limite

C = coeficiente sísmico obtenido según indicaciones del Capítulo 5.

F_i = fuerza sísmica aplicada al nivel i .

$(F_i)_j$ = fuerza sísmica en el nivel i correspondiente al modo de oscilación j .

g = aceleración de la gravedad en las unidades correspondientes.

H_i = altura entre el nivel inferior y superior del piso i .

h_i = altura del nivel i sobre el nivel de base.

M = número de modos.

N = número total de pisos del edificio.

S = valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.

S_a = valores correspondientes al espectro de aceleraciones expresados en unidades de aceleración para un período T y una ductilidad global μ .

S_d = valores correspondientes al espectro inelástico de desplazamientos para un período T y una ductilidad global μ .

S_j = valores correspondientes obtenidos para el modo de oscilación j .

SR = factor de sobre-resistencia según se definió en el Capítulo 3, inciso 3(d), y en el Capítulo 5.

T = Período natural del sistema en consideración.

T_j = período del edificio en el modo de oscilación j .

T_j, T_k = períodos correspondientes a los modos j y k respectivamente.

V = fuerza sísmica horizontal

w = peso total del edificio para efectos sísmicos.

W_i = peso asignado al nivel i , calculado para efectos sísmicos conforme al artículo 7.1(e).

α = factor de desplazamiento inelástico dado en la Tabla 7.1.

δ_i = desplazamiento inelástico horizontal del nivel i

δ_i^e = desplazamiento elástico en el nivel i debido a las fuerzas sísmicas horizontales.

$(\delta_i^e)_j$ = desplazamientos elásticos en el nivel i correspondientes al modo de oscilación j .

Δ_i = desplazamiento inelástico relativo entre los *niveles* superior e inferior del *piso i*.

Δ_j^e = desplazamiento elástico relativo entre los *niveles* superior e inferior del *piso i*

η_j = constante para cada modo *j*, definida por:

μ = *ductilidad global asignada* utilizada en el cálculo de las fuerzas según la Tabla 4.3.

ξ = coeficiente de amortiguamiento crítico ($\xi = 0.05$ salvo que específicamente se haya seleccionado otro valor para la construcción de los espectros).

ρ_{jk} = coeficiente de correlación entre los modos *j* y *k*.

$(\phi_i)_j$ = valor en el *nivel i* del modo de oscilación *j* (con el signo incluido).

Capítulo 8

Requisitos para concreto estructural

A_c = área del núcleo interior confinado, cm²

A_{ch} = sección transversal del elemento estructural medida desde la parte exterior de las esquinas del aro, cm²

A_{cp} = sección transversal del segmento considerado.

A_{cv} = *área neta* de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección, cm².

A_g = *área bruta*, cm².

A_j = área transversal efectiva del núcleo en un plano paralelo a los ejes del refuerzo que causa el cortante de diseño, cm².

A_{smin} = área mínima de refuerzo para flexión, cm².

A_{sh} = área total de las barras que forman los aros y amarres suplementarios con separación *s* y perpendicular a la dimensión h_c , cm².

A_{vf} = área refuerzo que resiste cortante-fricción, cm².

b = ancho efectivo de elemento rectangular o ancho de alas de elemento "T" o "L", cm.

b_w = ancho de *muro*, cm.

c = distancia desde el eje neutro a fibra extrema en compresión, cm.

d = altura efectiva del elemento, cm.

d_b = diámetro de la barra, cm.

E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, kg/cm².

f'_c = resistencia a compresión del concreto a 28 días, kg/cm².

f_r = módulo de ruptura, kg/cm².

f_y = esfuerzo de cadencia del acero , kg/cm² .

f_{yh} = esfuerzo de cedencia del acero transversal, kg/cm².

H = altura libre de la columna, cm.

h = altura de *muro* entre apoyos, cm.

h_c = distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del aro, cm.

h_w = altura del muro o del segmento de muro considerado, cm.

I_g = momento de inercia de la sección sin agrietar y sin considerar el refuerzo de acero (sección bruta).

l_{ag} = longitud de anclaje para barras de #3 a #11 con gancho estándar, cm.

l_{ar} = longitud de anclaje para barras rectas de dimensiones # 3 a #11.

l_w = longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

L = longitud entre caras de elemento en flexión, cm.

L_o = longitud de confinamiento

M = momento, kg-cm.

M_u = momento factorizado, kg-cm.

M_{pr} = capacidad probable en flexión, en los extremos de un elemento, con o si carga axial, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, Para este caso no se considera el factor reducción para flexo-compresión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos $1.25 f_y$.

P_j = fuerza axial total que actúa junto a la fuerza cortante, kg.

s = separación, centro a centro, entre aros, cm.

V = fuerza cortante, kg.

V_e = fuerza cortante correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen condición de doble curvatura, kg.

V_n = resistencia nominal a cortante, kg.

V_u = resistencia requerida de cortante para la mampostería, kg.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de carga de la Ec. 6-3 del artículo 6.2, kg.

α_c = coeficiente que define la contribución relativa del concreto a la resistencia del *muro*.

α_f = ángulo entre el refuerzo y el plano de cortante.

γ = coeficiente de resistencia de cortante en núcleos de unión.

δ_u = desplazamiento de diseño, cm.

ϵ_t = deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo de tracción en condición de *resistencia nominal*.

μ = coeficiente de fricción entre superficies según ACI 318.

ρ = razón del área de refuerzo a tracción en flexión, A_s , respecto a bd .

ρ_g = razón del área total de refuerzo longitudinal al *área bruta* de la sección transversal de la columna.

ρ_n = razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} , respecto al *área bruta* de concreto perpendicular a dicho refuerzo.

ρ_b = razón del área de refuerzo a tracción que produce condiciones balanceadas de deformación.

ρ_s = razón del volumen de refuerzo en espiral o aros circulares respecto al volumen del núcleo confinado por dicho refuerzo (medido de extremo a extremo externo del aro) razón volumétrica, para refuerzo en espiral o aros circulares.

ρ_v = razón del área de refuerzo distribuido perpendicular al plano de A_{cv} , respecto al *área bruta* de concreto, A_g .

ρ' = razón del área de refuerzo a compresión en flexión, A_s' al *área* bd .

ϕ = factor de reducción de resistencia.

Capítulo 9

Requisitos para mampostería

a = profundidad del bloque equivalente de esfuerzos, cm.

A_e = área efectiva de la *mampostería*, cm^2 .

A_g = área bruta del *muro*, cm^2 .

A_{mv} = *área neta* de la *mampostería* comprendida por el espesor de la pared y la longitud de la sección en dirección de la fuerza cortante considerada, cm^2

A_s = área transversal efectiva del refuerzo en columnas o miembros sometidos a flexión, cm^2 .

A_{se} = área efectiva de refuerzo, cm^2 .

A_{sh} = área de las barras de refuerzo horizontal, cm^2 .

A_v = área requerida de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo longitudinal, cm^2 .

b = ancho efectivo de elemento rectangular o ancho de alas de elemento "T" o "L", cm .

b_i = ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza cortante.

b_w = ancho de *muro*, cm

c = distancia desde el eje neutro a fibra extrema en compresión, cm .

C_d = coeficiente de resistencia nominal a cortante.

C_m = fuerza de compresión de una sección de *mampostería*, kg

C_s = fuerza de compresión del acero, kg .

CP = carga permanente, kg .

CS = carga sísmica, kg .

CT = carga temporal, kg .

d = distancia desde la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo longitudinal a tracción, o altura efectiva del elemento, cm .

d_b = diámetro de barra de refuerzo, cm .

d_m = longitud del puntal de compresión de un paño de *mampostería* confinada, cm .

e = excentricidad de P_{uf} , cm .

E_m = módulo de elasticidad de la *mampostería*, kg/cm^2

E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, kg/cm^2

e_{mu} = deformación unitaria máxima utilizable.

f'_c = resistencia a compresión del concreto a 28 días, kg/cm^2

f'_m = resistencia a compresión de la *mampostería* a 28 días, kg/cm^2

f_r = módulo de ruptura, kg/cm^2

f_y = esfuerzo de cadencia del acero de refuerzo, kg/cm^2 .

G = módulo de cortante de la *mampostería*, kg/cm^2 .

h = altura de *muro* entre apoyos, cm .

h' = altura efectiva de *muro* o columna, cm .

$h_e = h_m/2$, cm .

h_m = altura de paño de *mampostería* confinado, cm .

I_{cr} = momento de inercia agrietado de la sección transversal de *muros*, cm^4 .

I_g = momento de inercia bruto de la sección transversal de *muro*, cm^4 .

K = recubrimiento o espacio libre, el menor, cm.

l_d = longitud de desarrollo requerida del refuerzo, cm.

l_{de} = longitud de desarrollo del refuerzo, cm.

$l_{empalme}$ = longitud de empalme requerida del refuerzo, cm.

l_m = longitud de paño de *mampostería* entre columnas de concreto, cm.

l_w = longitud de pared, cm.

L = longitud entre caras de elemento en flexión, cm.

M = momento de diseño, kg-cm.

M_{cc}, M_{ct} = momentos flectores ideales, kg-cm.

M_{cr} = momento nominal de agrietamiento, kg-cm.

M_n = momento nominal, kg-cm.

M_{pr1}, M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es al menos $1.25 f_y$.

M_{ser} = momento de servicio a mitad de altura de *muro* incluyendo efectos $P-\Delta$, kg-cm.

M_u = momento factorizado, kg-cm.

P_f = carga tributaria de piso o techo, kg.

P_n = carga axial nominal, kg.

P_{nd} = carga nominal del puntal de compresión, kg.

P_o = carga axial nominal en mampostería sin flexión, kg.

P_u = carga axial factorizada, kg.

P_{ud} = carga factorizada de diseño del puntal de compresión, kg.

P_{uf} = peso tributario de piso o techo a la sección considerada, kg.

P_{uw} = peso facturado tributario de *muro* a la sección considerada, kg.

P_w = peso tributaria de *muro* a la sección considerada, kg.

R_e = factor de reducción por esbeltez.

S = módulo de sección, cm^3 .

s = espaciamiento de aros o de barras doblados en dirección paralela al refuerzo principal, cm.

S_h = separación del refuerzo horizontal, cm.

T = fuerza de tracción del acero, kg.

t = espesor nominal de *muros*, cm.

t_e = espesor efectivo de *muro*, cm.

V = fuerza cortante, kg.

V_e = fuerza cortante correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen condición de doble curvatura, kg.

V_m = *resistencia nominal* a cortante de la *mampostería*, kg.

V_n = *resistencia nominal* a cortante, kg.

V_s = *resistencia nominal* del refuerzo para cortante, kg.

V_u = resistencia requerida de cortante para la *mampostería*, kg.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de carga de la Ec. [6-3] del artículo 6.2, kg.

W_v = carga lateral distribuida factorizada.

W = ancho efectivo del puntal de compresión de un paño de *mampostería* confinada, cm.

x = distancia de cada barra de refuerzo medida desde la fibra extrema a compresión, cm.

Δ_s = desplazamiento a media altura, cm.

Δ_u = desplazamiento a la mitad de la altura del *muro* bajo cargas factorizadas, cm.

ρ = razón de refuerzo a tracción en flexión, A_s , al área bd .

ρ_n = razón de refuerzo para cortante distribuido en un plano perpendicular al plano de A_{mv}

ρ_b = razón de refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.

ϕ = factor de reducción de resistencia.

Capítulo 10

Requisitos para acero estructural

A_f = área de menor dimensión de las alas.

A_g = área gruesa de la sección, cm^2 .

A_{st} = área del rigidizador

A_w = área del alma del *acople especial*, cm.

b = ancho de elemento en compresión, cm.

b_f = ancho de ala, cm.

b_{cf} = ancho del ala de la columna, cm.

CS = carga sísmica.

CS_a = carga sísmica amplificada producto de la *carga sísmica (CS)* y la *sobre-resistencia (SR)*.

D = diámetro externo de sección circular tipo HSS, cm.

d = altura total de la sección, cm.

d_b = altura de la viga, cm.

d_c = altura de la columna, cm.

d_z = distancia entre *placas de continuidad* o rigidizadores, cm.

e = longitud del *acople especial*, cm.

E_s = módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2.1 \times 10^6$ kg/cm².

F_y = esfuerzo de cedencia del metal, kg/cm².

F_{yc} = esfuerzo de cedencia de la columna, kg/cm².

F_{ye} = esfuerzo esperado de cedencia del metal, kg/cm².

f_T = factor de carga, definido en Capítulo 6.

H = altura libre de piso promedio, arriba y abajo, de la conexión viga-columna.

h = altura de sección, cm.

h_i = Altura de piso, cm.

K = factor de longitud efectiva para elementos prismáticos.

L = longitud libre del elemento, cm.

L_a = longitud sin arriostre, cm.

L_{RP} = longitud entre *rótulas plásticas*, cm.

L_s = separación entres soldaduras o pernos, en secciones armadas, cm.

M_p = momento nominal plástico de la sección, kg-cm.

M_{pa} = momento nominal plástico de la sección modificado por magnitud de carga axial, kg.

M_{pb} = momento nominal plástico en la viga con reducción por carga axial, kg-cm.

M_{pc} = momento nominal plástico en la columna con reducción por carga axial, kg-cm.

M_v = momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la ubicación de la rotula plástica hasta el eje de la columna, kg-cm.

P_n = capacidad nominal axial de la columna, kg.

P_u = carga axial factorizada, kg.

P_{uc} = carga axial factorizada en compresión de la columna, kg.

P_y = *resistencia nominal* axial del elemento, igual a $F_y A_g$, kg.

Q_b = efecto máximo vertical que le producen los arriostres a la viga.

R_u = capacidad requerida a cortante en zona de panel, kg.

R_v = capacidad nominal a cortante en zona de panel, kg.

R_y = razón entre el esfuerzo esperado de cedencia y el esfuerzo mínimo de cedencia especificado.

r = radio de giro de la sección, cm.

r_e = radio de giro mínimo del elemento parte de la *sección armada*, cm.

r_{min} = radio de giro mínimo de la *sección armada*, cm

r_y = radio de giro de la sección en su sentido débil, cm.

SR = factor de *sobre-resistencia*, que para efectos de este Código, sustituye a Ω_o del SPSSB.

t = espesor de lámina, cm.

t_f = espesor del ala.

t_{bf} = espesor ala de viga, cm.

t_{cf} = espesor ala de la columna, cm.

t_p = espesor total de panel incluyendo los rigidizadores, cm.

t_w = espesor de lámina del alma, cm.

V_{CP} = fuerza cortante debido a *carga permanente*, kg.

V_{CT} = fuerza cortante debido a *carga temporal*, kg.

V_e = fuerza cortante de diseño en flexión, kg.

V_n = capacidad nominal en cortante del *acople especial*, igual al menor de V_p ó $2 M_p / e$, kg.

V_p = cortante nominal en *acople especial*, kg.

V_{pa} = cortante nominal en *acople especial* modificado por magnitud de carga axial, kg.

V_U = fuerza cortante factorizada, kg.

w_z = distancia entre alas de columna, cm.

Z = módulo plástico de la sección, cm^3 .

Z_C = módulo plástico de la columna, cm^3 .

Z_V = módulo plástico de la viga, cm^3 .

Δ_i = Desplazamiento relativo inelástico entre niveles = $\Delta_t - \Delta_e$.

Δ_t = Desplazamiento relativo total, cm.

Δ_e = Desplazamiento relativo elástico, cm. λ_p = razón de esbeltez para elemento compacto.

γ_p = Ángulo de rotación del acople especial.

λ_{ps} = razón de esbeltez por sismo, corresponde al límite de razón ancho/espesor según requerimientos sísmicos.

θ_p = Ángulo de votación relacionado Δ_i .

ρ' = razón de P_U / V_U .

ϕ_b = factor de reducción de resistencia.

ϕ_c = factor de reducción por compresión.

ϕ_v = factor de reducción en cortante.

Ω_o = factor de *sobre-resistencia* utilizado en el SPSSB.

Capítulo 12

Estructuras y componentes prefabricados

a_{ef} = aceleración efectiva máxima, definida en el sitio del edificio según el Capítulo 2.

CS_a = *cargas sísmicas amplificadas*

Capítulo 13

Cimentaciones

a_{ef} = aceleración efectiva máxima, definida en el sitio del edificio según el Capítulo 2.

H = altura del muro.

$q_{umáx}$ = presión última máxima en el suelo.

$q_{umín}$ = presión última mínima en el suelo.

q_{umax} = esfuerzo último transmitido al suelo sobre el sitio de cimentación.

q_n = capacidad de soporte nominal del suelo.

P = fuerza de sismo, que actúa a $0.6H$ sobre la base.

γ_s = peso unitario del suelo.

ϕ = factor de reducción de resistencia según Tabla 13.1.

Capítulo 14

Sistemas y componentes no estructurales

a_{ef} = aceleración pico efectiva correspondiente a la edificación, según Capítulo 2.

F_p = fuerza sísmica lateral total de diseño.

h_r = elevación del techo de la estructura con respecto a la base.

h_x = elevación del *centro de masa* del componente o elemento con respecto a la base del edificio, tal que $h_x \geq 0$.

I = factor de importancia de la edificación, según Tabla 4.1.

R_p = factor de modificación de la respuesta del componente según Tabla 14.1

W_p = peso total del sistema o componente en consideración.

X_p = factor de amplificación del sistema o componente.

Capítulo 17

Vivienda unifamiliar

A = ancho de placa de fundación, m.

B = largo de placa de fundación, m.

a = altura de viga o columna, cm.

b = ancho de viga o columna, cm.

d_b = diámetro de barra de refuerzo, cm.

h = espesor de placa de fundación, m.

L = longitud de pared, m.

L' = longitud de pared, m.

t = espesor de pared, cm.



Factores espectrales dinámicos

TABLA D.1. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_1 en Zona II (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754

Continuación de la Tabla D.1

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.257	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.281	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.884	0.646
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.330	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.356	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.400	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.450	2.222	1.398	1.059	0.744	0.590	0.431
0.500	2.000	1.259	0.953	0.670	0.531	0.388
0.600	1.667	1.049	0.794	0.558	0.442	0.323
0.800	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.000	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
1.100	0.909	0.572	0.433	0.305	0.241	0.176
1.200	0.833	0.524	0.397	0.279	0.221	0.162
1.300	0.769	0.484	0.367	0.258	0.204	0.149
1.400	0.714	0.449	0.340	0.239	0.190	0.138
1.500	0.667	0.420	0.318	0.223	0.177	0.129
1.788	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
2.074	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
2.277	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
2.500	0.400	0.252	0.191	0.122	0.088	0.055
2.523	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
2.604	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
2.620	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
3.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
4.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
5.000	0.104	0.066	0.048	0.031	0.022	0.014
6.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
7.000	0.053	0.034	0.025	0.016	0.011	0.007
8.000	0.041	0.026	0.019	0.012	0.009	0.005
9.000	0.032	0.020	0.015	0.009	0.007	0.004
10.000	0.026	0.016	0.012	0.008	0.006	0.003

TABLA D.2. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_2 en Zona II
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.343	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.374	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.400	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.440	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.450	2.500	1.768	1.412	0.993	0.786	0.574
0.475	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.500	2.500	1.678	1.271	0.893	0.708	0.517
0.533	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.222	1.398	1.059	0.744	0.590	0.431
0.800	1.667	1.049	0.794	0.558	0.442	0.323
1.000	1.333	0.839	0.636	0.447	0.354	0.258
1.100	1.212	0.763	0.578	0.406	0.322	0.235
1.200	1.111	0.699	0.530	0.372	0.295	0.215

Continuación de la Tabla D.2

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.026	0.645	0.489	0.344	0.272	0.199
1.400	0.952	0.599	0.454	0.319	0.253	0.185
1.500	0.889	0.559	0.424	0.298	0.236	0.172
2.000	0.667	0.420	0.318	0.223	0.177	0.129
2.384	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.500	0.533	0.336	0.254	0.179	0.142	0.099
2.765	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.000	0.444	0.280	0.212	0.149	0.109	0.068
3.036	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.364	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.473	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.493	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
5.000	0.185	0.117	0.086	0.054	0.039	0.025
6.000	0.129	0.081	0.059	0.038	0.027	0.017
7.000	0.094	0.060	0.044	0.028	0.020	0.013
8.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
9.000	0.057	0.036	0.026	0.017	0.012	0.008
10.000	0.046	0.029	0.021	0.014	0.010	0.006

TABLA D.3. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_3 en Zona II
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.367	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.401	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.428	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.063	0.842	0.615
0.472	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.362	0.957	0.758	0.554
0.509	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.571	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.381	1.498	1.135	0.798	0.632	0.462
0.800	1.786	1.124	0.851	0.598	0.474	0.346
1.000	1.429	0.899	0.681	0.479	0.379	0.277
1.100	1.299	0.817	0.619	0.435	0.345	0.252
1.200	1.190	0.749	0.567	0.399	0.316	0.231

Continuación de la Tabla D.3

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.099	0.692	0.524	0.368	0.292	0.213
1.400	1.020	0.642	0.486	0.342	0.271	0.198
1.500	0.952	0.599	0.454	0.319	0.253	0.185
2.000	0.714	0.449	0.340	0.239	0.190	0.138
2.500	0.571	0.360	0.272	0.191	0.152	0.111
2.554	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.963	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.000	0.476	0.300	0.227	0.160	0.125	0.079
3.252	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.604	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.721	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.743	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.332	0.210	0.153	0.097	0.070	0.044
5.000	0.213	0.135	0.098	0.062	0.045	0.028
6.000	0.148	0.093	0.068	0.043	0.031	0.020
7.000	0.108	0.069	0.050	0.032	0.023	0.014
8.000	0.083	0.053	0.038	0.024	0.018	0.011
9.000	0.066	0.042	0.030	0.019	0.014	0.009
10.000	0.053	0.034	0.025	0.016	0.011	0.007

TABLA D.4. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_4 en Zona II
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.450	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.484	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.500	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.730
0.529	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.564	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.600	2.500	1.768	1.443	1.051	0.832	0.608
0.622	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.670	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.753	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	2.353	1.481	1.122	0.788	0.624	0.456
1.000	1.882	1.185	0.897	0.631	0.499	0.365
1.100	1.711	1.077	0.816	0.573	0.454	0.332
1.200	1.569	0.987	0.748	0.525	0.416	0.304

Continuación de la Tabla D.4

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.448	0.911	0.690	0.485	0.384	0.281
1.400	1.345	0.846	0.641	0.450	0.357	0.261
1.500	1.255	0.790	0.598	0.420	0.333	0.243
2.000	0.941	0.592	0.449	0.315	0.250	0.182
2.500	0.753	0.474	0.359	0.252	0.200	0.146
3.000	0.627	0.395	0.299	0.210	0.166	0.122
3.365	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.904	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
4.000	0.471	0.296	0.224	0.158	0.122	0.077
4.286	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
4.749	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
4.903	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
4.932	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
5.000	0.369	0.234	0.170	0.108	0.078	0.049
6.000	0.256	0.162	0.118	0.075	0.054	0.034
7.000	0.188	0.119	0.087	0.055	0.040	0.025
8.000	0.144	0.091	0.067	0.042	0.030	0.019
9.000	0.114	0.072	0.053	0.033	0.024	0.015
10.000	0.092	0.058	0.043	0.027	0.019	0.012

TABLA D.5. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_1 en Zona III
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.257	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.281	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.884	0.646
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.330	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.356	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.400	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.450	2.222	1.398	1.059	0.744	0.590	0.431
0.500	2.000	1.259	0.953	0.670	0.531	0.388
0.600	1.667	1.049	0.794	0.558	0.442	0.323
0.800	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.000	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
1.100	0.909	0.572	0.433	0.305	0.241	0.176
1.200	0.833	0.524	0.397	0.279	0.221	0.162

Continuación de la Tabla D.5

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	0.769	0.484	0.367	0.258	0.204	0.149
1.400	0.714	0.449	0.340	0.239	0.190	0.138
1.500	0.667	0.420	0.318	0.223	0.177	0.129
1.788	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
2.074	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
2.277	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
2.500	0.400	0.252	0.191	0.122	0.088	0.055
2.523	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
2.604	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
2.620	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
3.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
4.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
5.000	0.104	0.066	0.048	0.031	0.022	0.014
6.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
7.000	0.053	0.034	0.025	0.016	0.011	0.007
8.000	0.041	0.026	0.019	0.012	0.009	0.005
9.000	0.032	0.020	0.015	0.009	0.007	0.004
10.000	0.026	0.016	0.012	0.008	0.006	0.003

TABLA D.6. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_2 en Zona III
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.351	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.383	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.409	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.450	2.500	1.768	1.444	1.015	0.804	0.587
0.485	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.500	2.500	1.716	1.300	0.914	0.724	0.529
0.545	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.273	1.430	1.083	0.761	0.603	0.441
0.800	1.705	1.073	0.812	0.571	0.452	0.330
1.000	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.100	1.240	0.780	0.591	0.415	0.329	0.240
1.200	1.136	0.715	0.542	0.381	0.302	0.220
1.300	1.049	0.660	0.500	0.351	0.278	0.203

Continuación de la Tabla D.6

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.400	0.974	0.613	0.464	0.326	0.258	0.189
1.500	0.909	0.572	0.433	0.305	0.241	0.176
2.000	0.682	0.429	0.325	0.228	0.181	0.132
2.438	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.500	0.545	0.343	0.260	0.183	0.145	0.103
2.828	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.000	0.455	0.286	0.217	0.152	0.114	0.072
3.105	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.441	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.552	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.573	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.303	0.192	0.140	0.089	0.064	0.040
5.000	0.194	0.123	0.089	0.057	0.041	0.026
6.000	0.135	0.085	0.062	0.039	0.028	0.018
7.000	0.099	0.063	0.046	0.029	0.021	0.013
8.000	0.076	0.048	0.035	0.022	0.016	0.010
9.000	0.060	0.038	0.028	0.018	0.013	0.008
10.000	0.048	0.031	0.022	0.014	0.010	0.006

TABLA D.7. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_3 en Zona III
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.386	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.421	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.449	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.495	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.430	1.005	0.796	0.582
0.534	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	1.875	1.180	0.894	0.628	0.497	0.363
1.000	1.500	0.944	0.715	0.503	0.398	0.291
1.100	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.200	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242

Continuación de la Tabla D.7

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.154	0.726	0.550	0.387	0.306	0.224
1.400	1.071	0.674	0.511	0.359	0.284	0.208
1.500	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
2.000	0.750	0.472	0.357	0.251	0.199	0.145
2.500	0.600	0.378	0.286	0.201	0.159	0.116
2.682	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
3.111	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.415	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.785	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.907	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.930	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.366	0.232	0.169	0.107	0.077	0.049
5.000	0.234	0.148	0.108	0.069	0.050	0.031
6.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
7.000	0.120	0.076	0.055	0.035	0.025	0.016
8.000	0.092	0.058	0.042	0.027	0.019	0.012
9.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
10.000	0.059	0.037	0.027	0.017	0.012	0.008

TABLA D.8. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_4 en Zona III
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.450	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.500	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.600	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.600	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.655	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.699	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.771	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.800	2.500	1.768	1.390	0.977	0.774	0.565
0.831	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.933	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
1.000	2.333	1.468	1.112	0.782	0.619	0.452
1.100	2.121	1.335	1.011	0.711	0.563	0.411
1.200	1.944	1.224	0.927	0.651	0.516	0.377

Continuación de la Tabla D.8

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.795	1.130	0.856	0.601	0.476	0.348
1.400	1.667	1.049	0.794	0.558	0.442	0.323
1.500	1.556	0.979	0.741	0.521	0.413	0.302
2.000	1.167	0.734	0.556	0.391	0.310	0.226
2.500	0.933	0.587	0.445	0.313	0.248	0.181
3.000	0.778	0.489	0.371	0.261	0.206	0.151
4.000	0.583	0.367	0.278	0.195	0.155	0.113
4.171	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
4.839	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
5.000	0.467	0.294	0.222	0.156	0.120	0.075
5.312	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
5.887	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
6.000	0.389	0.245	0.182	0.115	0.083	0.052
6.077	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
6.113	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
7.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
8.000	0.222	0.140	0.102	0.065	0.047	0.029
9.000	0.175	0.111	0.081	0.051	0.037	0.023
10.000	0.142	0.090	0.065	0.042	0.030	0.019

TABLA D.9. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_1 en Zona IV
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.257	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.281	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.884	0.646
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.330	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.356	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.400	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.450	2.222	1.398	1.059	0.744	0.590	0.431
0.500	2.000	1.259	0.953	0.670	0.531	0.388
0.600	1.667	1.049	0.794	0.558	0.442	0.323
0.800	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.000	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
1.100	0.909	0.572	0.433	0.305	0.241	0.176
1.200	0.833	0.524	0.397	0.279	0.221	0.162

Continuación de la Tabla D.9

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	0.769	0.484	0.367	0.258	0.204	0.149
1.400	0.714	0.449	0.340	0.239	0.190	0.138
1.500	0.667	0.420	0.318	0.223	0.177	0.129
1.788	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
2.074	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
2.277	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
2.500	0.400	0.252	0.191	0.122	0.088	0.055
2.523	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
2.604	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
2.620	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
3.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
4.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
5.000	0.104	0.066	0.048	0.031	0.022	0.014
6.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
7.000	0.053	0.034	0.025	0.016	0.011	0.007
8.000	0.041	0.026	0.019	0.012	0.009	0.005
9.000	0.032	0.020	0.015	0.009	0.007	0.004
10.000	0.026	0.016	0.012	0.008	0.006	0.003

TABLA D.10. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_2 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.360	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.393	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.419	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.042	0.825	0.603
0.462	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.498	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.500	2.500	1.762	1.335	0.938	0.743	0.543
0.560	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.333	1.468	1.112	0.782	0.619	0.452
0.800	1.750	1.101	0.834	0.586	0.464	0.339
1.000	1.400	0.881	0.667	0.469	0.371	0.271
1.100	1.273	0.801	0.607	0.426	0.338	0.247
1.200	1.167	0.734	0.556	0.391	0.310	0.226

Continuación de la Tabla D.10

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	1.077	0.678	0.513	0.361	0.286	0.209
1.400	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
1.500	0.933	0.587	0.445	0.313	0.248	0.181
2.000	0.700	0.441	0.334	0.235	0.186	0.136
2.500	0.560	0.352	0.267	0.188	0.149	0.109
2.503	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.903	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.000	0.467	0.294	0.222	0.156	0.120	0.075
3.187	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.532	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.646	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.668	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.319	0.202	0.147	0.093	0.067	0.042
5.000	0.204	0.129	0.094	0.060	0.043	0.027
6.000	0.142	0.090	0.065	0.042	0.030	0.019
7.000	0.104	0.066	0.048	0.031	0.022	0.014
8.000	0.080	0.050	0.037	0.023	0.017	0.011
9.000	0.063	0.040	0.029	0.018	0.013	0.008
10.000	0.051	0.032	0.024	0.015	0.011	0.007

TABLA D.11. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_3 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.374	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.408	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.436	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.083	0.858	0.627
0.480	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.387	0.975	0.772	0.564
0.518	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.582	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.424	1.526	1.156	0.812	0.643	0.470
0.800	1.818	1.144	0.867	0.609	0.482	0.352
1.000	1.455	0.915	0.693	0.487	0.386	0.282
1.100	1.322	0.832	0.630	0.443	0.351	0.256
1.200	1.212	0.763	0.578	0.406	0.322	0.235
1.300	1.119	0.704	0.533	0.375	0.297	0.217

Continuación de la Tabla D.11

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.400	1.039	0.654	0.495	0.348	0.276	0.201
1.500	0.970	0.610	0.462	0.325	0.257	0.188
2.000	0.727	0.458	0.347	0.244	0.193	0.141
2.500	0.582	0.366	0.277	0.195	0.154	0.113
2.600	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.000	0.485	0.305	0.231	0.162	0.129	0.081
3.017	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.312	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.670	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.788	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.811	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.344	0.218	0.159	0.101	0.073	0.046
5.000	0.220	0.140	0.102	0.065	0.047	0.029
6.000	0.153	0.097	0.071	0.045	0.032	0.020
7.000	0.112	0.071	0.052	0.033	0.024	0.015
8.000	0.086	0.055	0.040	0.025	0.018	0.011
9.000	0.068	0.043	0.031	0.020	0.014	0.009
10.000	0.055	0.035	0.025	0.016	0.012	0.007

TABLA D.12. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_4 en Zona IV (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.450	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.500	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.600	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.686	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.749	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.799	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.800	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.881	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.949	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
1.000	2.500	1.678	1.271	0.893	0.708	0.517
1.067	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
1.100	2.424	1.526	1.156	0.812	0.643	0.470
1.200	2.222	1.398	1.059	0.744	0.590	0.431

Continuación de la Tabla D.12

T(s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
1.300	2.051	1.291	0.978	0.687	0.544	0.398
1.400	1.905	1.199	0.908	0.638	0.505	0.369
1.500	1.778	1.119	0.847	0.596	0.472	0.345
2.000	1.333	0.839	0.636	0.447	0.354	0.258
2.500	1.067	0.671	0.508	0.357	0.283	0.207
3.000	0.889	0.559	0.424	0.298	0.236	0.172
4.000	0.667	0.420	0.318	0.223	0.177	0.129
4.767	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
5.000	0.533	0.336	0.254	0.179	0.142	0.099
5.530	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
6.000	0.444	0.280	0.212	0.149	0.109	0.068
6.071	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
6.728	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
6.945	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
6.987	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
7.000	0.378	0.239	0.175	0.111	0.080	0.050
8.000	0.289	0.183	0.134	0.085	0.061	0.039
9.000	0.229	0.145	0.106	0.067	0.048	0.030
10.000	0.185	0.117	0.086	0.054	0.039	0.025

Notas

Notas

Notas

Notas

La publicación de esta obra fue aprobada
por el Consejo Editorial de la
Editorial Tecnológica de Costa Rica

Dirigió la edición: mario Castillo M.
Edición técnica: Fernando Ramírez Ch.
Revisión filológica: Tomás Saraví
Diseño y diagramación: Felipe Abarca F.
Impreso por:

