

**Comentarios al  
Código Sísmico  
de Costa Rica  
2010**



# Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010



COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS  
Y DE ARQUITECTOS DE COSTA RICA



Editorial Tecnológica  
de Costa Rica

Primera edición  
Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2007

Segunda edición  
Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2013

© EDITORIAL TECNOLÓGICA DE COSTA RICA  
Instituto Tecnológico de Costa Rica  
Apdo 159-7050, Cartago  
Correo electrónico: [editorial@itcr.ac.cr](mailto:editorial@itcr.ac.cr)  
Tel: (506) 550-2297 / 550-2336 / 550-2753  
Fax: (506) 552-5354  
Hecho el depósito de ley.  
Impreso en Costa Rica.

---

---

## Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica (2013)

Roy Acuña P.  
Johnny Bermúdez V.  
Javier Cartín C.  
Miguel Cruz A.  
Carlos Fernández Ch.  
Guillermo González B.  
Johnny Granados B.  
Eduardo Guevara E.  
Jorge Gutiérrez G.  
María Laporte P.  
Pío Miranda J.  
Rafael Mora A.  
Álvaro Poveda V.  
Guillermo Santana B.  
Ronald Steinvorth S.  
Miembro honorario: Rodolfo Herrera J.

### Comité Director

Roy Acuña P., presidente  
Ronald Steinvorth S., vicepresidente  
Álvaro Poveda V., secretario  
Johnny Granados B., tesorero

### Secretario ejecutivo

Alejandro Navas C.



# Contenido

## SECCIÓN 1

### Filosofía, objetivos y demanda sísmica

#### C1. Filosofía y objetivos

C1.1 Filosofía.....	C1/1
C1.2 Objetivos.....	C1/3
C1.3 Alcance y limitaciones .....	C1/3
C1.4 Suposiciones generales .....	C1/4
Referencias.....	C1/4

#### C2. Demanda sísmica

C2.1 Zonificación sísmica .....	C2/1
C2.2 Sitios de cimentación .....	C2/17
C2.3 Sacudida sísmica .....	C2/21
C2.4 Aceleración pico efectiva de diseño .....	C2/21
Referencias.....	C2/25

## SECCIÓN 2

### Determinación de cargas y análisis de especificaciones

#### C3. Consideraciones generales

C3.1 Requisitos de los sistemas sismorresistentes .....	C3/1
C3.2 Consideraciones para desarrollar la ductilidad del sistema estructural. ....	C3/2
C3.3 Sobrerresistencia. ....	C3/3
C3.4 Factor incremental. ....	C3/4
C3.5 Consideraciones sobre diafragmas de entrepiso. ....	C3/4
C3.6 Efectos de la componente vertical del sismo.....	C3/5
Referencias.....	C3/5

## C4. Clasificación de las estructuras y sus componentes

C4.1 Clasificación de las edificaciones según importancia y definición de objetivos de desempeño .....	C4/1
C4.2 Clasificación de los sistemas estructurales .....	C4/5
C4.3 Clasificación de estructuras según la regularidad para efectos de asignación de la ductilidad global .....	C4/7
C4.4 Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes .....	C4/10
C4.5. Aspectos de irregularidad para determinar el tipo de análisis.....	C4/13
C4.6. Diafragmas .....	C4/14
Referencias .....	C4/16

## C5. Coeficiente sísmico

C5.1 Derivación de los FED elásticos .....	C5/2
C5.2 Influencia del tipo de sitio de cimentación en los espectros elásticos .....	C5/4
C5.3 Influencia del tipo de zona sísmica en los espectros elásticos .....	C5/4
C5.4 Derivación de los FED inelásticos .....	C5/7
Referencias .....	C5/7

## C6. Cargas y factores de participación

C6.1 Cargas gravitacionales.....	C6/1
C6.2 Participación de las diferentes acciones.....	C6/3
C6.3 Reducción de carga temporal.....	C6/5
Referencias.....	C6/6

## C7. Métodos de análisis y desplazamientos límite

C 7.1 Generalidades .....	C7/1
C7.2 Modelado de la estructura .....	C7/2
C7.3 Componentes direccionales .....	C7/5
C7.4 Método estático.....	C7/6
C7.5 Método dinámico .....	C7/8
C7.6 Cálculo de desplazamientos y derivas .....	C7/11
C 7.7 Métodos alternos de análisis .....	C7/12
C 7.8 Consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones .....	C7/21
Referencias.....	C7/23

## SECCIÓN 3

### Requisitos para el dimensionamiento y detalle de edificaciones

#### C8. Requisitos para concreto estructural

C8.1 Generalidades .....	C8/1
C8.2 Elementos en flexión.....	C8/5
C8.3 Elementos en flexocompresión.....	C8/9
C8.4 Núcleos de unión viga-columna .....	C8/12
C8.5 Longitud de anclaje de refuerzo longitudinal .....	C8/13
C8.6 Muros estructurales y elementos de borde .....	C8/15
C8.7 Requisitos de capacidad en cortante .....	C8/19
C8.8 Vigas de acople .....	C8/23
Referencias.....	C8/24

#### C9. Requisitos para mampostería estructural

C9.1 Generalidades .....	C9/1
C9.2 Diseño general .....	C9/1
C9.3 Requisitos especiales para el diseño por resistencia .....	C9/3
C9.4 Diseño de mampostería por resistencia.....	C9/8
C9.5 Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia .....	C9/8
C9.6 Refuerzo de elementos estructurales de mampostería .....	C9/10
C9.7 Muros con cargas paralelas a su plano .....	C9/10
C9.8 Muros con cargas perpendiculares a su plano. ....	C9/13
C9.9 Muros de mampostería confinada .....	C9/13
Referencias.....	C9/15

#### C10. Requisitos para acero estructural

C10.1 Requisitos generales .....	C10/1
C10.2 Requisitos generales de diseño.....	C10/6
C 10.3 Análisis estructural.....	C10/10
C10.4 Requisitos generales para el diseño de elementos y conexiones .....	C10/11
C10.5 Sistemas de marcos.....	C10/20
C10.6 Marcos arriostrados.....	C10/36
C10.7 Muros de corte a base de placas.....	C10/54
C10.8 Sistemas sismorresistentes con base en perfiles de acero laminados en frío con secciones esbeltas.....	C10/61
C10.9 Control de calidad .....	C10/64
Referencias.....	C10/68

## C11. Requisitos para madera estructural

C.11.1 Generalidades .....	C11/1
C.11.2 Factores de carga y resistencia .....	C11/1
C.11.3 Estándares y materiales .....	C11/2
C.11.4 Ductilidad de sistemas sismorresistentes .....	C11/10
C.11.5 Requisitos especiales de diseño para sistemas tipo muro .....	C11/15
C.11.6 Conexiones .....	C11/23
C.11.7 Control de calidad e inspección .....	C11/23

## C12. Estructuras y componentes prefabricados de concreto

C12.1 Generalidades.....	C12/1
C12.2 Alcance.....	C12/2
C12.3 Categorías de elementos y componentes prefabricados .....	C12/3
C12.4 Tipos de conexiones .....	C12/3
C12.5 Elementos y componentes prefabricados para cargas gravitacionales o no sísmicas.....	C12/7
C12.6 Elementos y componentes prefabricados que sean parte del sistema sismorresistente.....	C12/7
C 12.7 Diafragmas constituidos por elementos prefabricados .....	C12/7
C 12.8 Uniones postensadas .....	C12/10
C 12.9 Diseño para sismo durante el proceso constructivo.....	C12/10
Referencias: .....	C12/10

# SECCIÓN 4

## Obras de cimentación, componentes, adecuación y documentación

### C13. Cimentaciones

C13.1 Generalidades.....	C13/1
C13.2 Integridad de la cimentación .....	C13/2
C13.3 Reducción de la resistencia del suelo .....	C13/2
C13.4 Contacto suelo-cimiento .....	C13/3
C 13.5 Flexibilidad del terreno .....	C13/4
C13.6 Vigas de amarre .....	C13/4
C13.7 Cimentaciones profundas y distribución de fuerzas en placas sobre pilotes .....	C13/5
C13.8 Empuje sísmico sobre muros en voladizo .....	C13/5
C13.9 Fundaciones flexibles .....	C13/9
C13.10 Cimentaciones para vivienda .....	C13/9
C13.11 Referencias .....	C13/10

<b>C14. Sistemas y componentes no estructurales</b>	
C14.1 Generalidades.....	C14/3
C14.2 Diseño para fuerza lateral total.....	C14/4
C14.3 Especificaciones de las fuerzas laterales para equipos. ....	C14/8
C14.4 Movimiento relativo de fijadores de equipos. ....	C14/9
Referencias.....	C14/9
<b>C15. Diagnóstico y adecuación sísmica</b>	
C.15.1 Generalidades.....	C15/1
C.15.2 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes.....	C15/2
C.15.3 Adecuación sísmica de estructuras existentes.....	C15/4
C.15.4 Renovación y cambio de uso de edificaciones existentes .....	C15/6
C.15.5 Edificaciones dañadas por sismo .....	C15/6
C.15.6 Edificaciones históricas y monumentos.....	C15/6
<b>C16. Requisitos para documentos de diseño, inspección y construcción</b>	
C16.1 Generalidades.....	C16/1
C16.2 Información en planos .....	C16/1
C16.3 Documentos de diseño .....	C16/2
C16.4 Inspección y supervisión .....	C16/2

## SECCIÓN 5

### Vivienda unifamiliar

<b>C17. Vivienda unifamiliar</b>	
C17.1 Generalidades .....	C17/1
C17.2 Diseño formal.....	C17/3
C17.3 Diseños simplificados .....	C17/7
Referencias.....	C17/15

## SECCIÓN 6

### Anexos

<b>CA. Requisitos complementarios para la mampostería</b>	
CA.1 Calidad de los materiales.....	CA/1
CA.2 Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería.....	CA/3
CA.3 Requisitos para las construcciones .....	CA/4
CA.4 Aseguramiento de la calidad.....	CA/4

CA.5 Muros de bloques ornamentales o de vidrio .....CA/4

**CB. Requisitos complementarios  
para uniones precalificadas en SMF E IMF**

CB.1 Generalidades .....CB/1

CB.2 Requisitos para el diseño .....CB/2

CB.3 Requisitos para las soldaduras .....CB/6

CB.4 Requisitos para los pernos .....CB/8

CB.5 Conexión de sección de viga reducida (RBS) .....CB/9

CB.6 Conexión de placa extrema empernada rigidizada  
(BSEEP) y sin rigidizar (BUEEP) .....CB/10

CB.7 Conexión de placa de ala empernada (BFP) .....CB/10

CB.8 Conexión de ala soldada sin refuerzo  
y alma soldada (WUF-W) .....CB/11

# Presentación

La Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica ofrece a los profesionales del CFIA la segunda versión de los comentarios al código sísmico de nuestro país. Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010 se publica poco tiempo después de la entrada en vigencia del Código 2010 y complementa sus indicaciones con aclaraciones de muchos de los temas, para que los usuarios del Código lo puedan aplicar con un criterio amplio y con mayor seguridad.

La elaboración de los comentarios busca cumplir los objetivos siguientes:

Explicar el origen de algunas disposiciones, de manera que el lector pueda tener otras fuentes de consulta.

Ampliar algunos conceptos incluidos en el Código para aclarar la manera correcta de su aplicación.

Presentar los cambios en relación con versiones anteriores del código sísmico o las diferencias con otros códigos que involucran temas similares.

Incluir figuras y gráficos que complementen y expliquen los conceptos y disposiciones del Código.

Presentar referencias que fueron consideradas, de manera que el lector interesado pueda profundizar sobre los temas tratados.

Los Comentarios han sido organizados de manera que tengan una numeración concordante con la del Código, para que el lector pueda establecer una relación directa entre los dos documentos. En todos los casos se ha antepuesto la letra C a la numeración de los comentarios para que no haya confusión cuando se hace referencia al texto o a figuras del Código o de los Comentarios.

Este documento puede ser una referencia de mucha utilidad para los profesionales que realizan los diseños estructurales de edificaciones, que encontrarán gran variedad de aclaraciones sobre los temas tratados y, sobretodo, el enfoque práctico que confiamos que pueda ayudar a utilizar de mejor manera el *Código Sísmico de Costa Rica 2010*.

Además de los miembros de la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, encargada de elaborar esta publicación, se contó

con el apoyo del Ing. Alejandro Navas como secretario ejecutivo, quien participó en los comités técnicos de concreto, mampostería y vivienda, de los ingenieros Gabriela Arce y Gustavo Monge en el comité técnico de acero.

La Comisión reconoce y agradece el apoyo y la confianza recibidos de parte de la Junta Directiva General del Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos y espera que el aporte que realiza con esta publicación apoye la labor de los profesionales usuarios del *Código Sísmico de Costa Rica 2010*, de manera que, al disponer de mayor información, puedan realizar diseños más seguros en beneficio de nuestra sociedad.

*Roy Acuña*  
*Presidente CPCSCR*  
*Noviembre, 2013*

# Sección 1

## Filosofía, objetivos y demanda sísmica



# Filosofía y objetivos

## C1.1 Filosofía

Se da énfasis a los aspectos de concepción del sistema sismorresistente, de manera que el proyecto estructural se base en una propuesta que incluya los aspectos que influyen positivamente en un buen desempeño.

Se acepta que durante un sismo las estructuras se deformen más allá del límite elástico de los materiales, lo cual se asocia a daños en los elementos estructurales, pero se debe tener control sobre el diseño de manera que no se afecte la estabilidad ni se reduzca de manera sensible la capacidad de la estructura para resistir cargas.

Se espera que la utilización del Código conduzca al cumplimiento de los objetivos expresados en el artículo 1.2, en términos probabilísticos. Esto significa que en cada proyecto específico el profesional responsable del diseño debe decidir si debe adoptar criterios más rigurosos que los mínimos establecidos por el Código.

Se acepta que, por la naturaleza aleatoria de los fenómenos sísmicos, todas las edificaciones podrán eventualmente exceder los límites elásticos de sus materiales y experimentar deformaciones inelásticas. Por esta razón, se prohíbe proyectar y construir edificaciones cuyos sistemas sismorresistentes sean frágiles, según se define en el inciso 4.4.2, ya que estos experimentan pérdidas muy sensibles de capacidad si se llegara a exceder sus límites elásticos. Asimismo, en el caso de edificaciones existentes diagnosticadas como frágiles y que sean objeto de procesos de adecuación estructural, siguiendo los lineamientos del capítulo 15, debe proveérsele a la estructura una ductilidad global intrínseca mínima de 1.5. Para evitar estructuras frágiles también se prohíbe en todo el país el uso estructural de materiales como el adobe, el tapial, el bahareque relleno y la mampostería sin

refuerzo o sin confinamiento. La prohibición del uso estructural de los materiales citados se justifica en el mal comportamiento sismorresistente que, reiteradamente, se ha presentado en edificaciones construidas con esos materiales en muchas regiones del planeta.

Es interesante comentar que, como consecuencia del terremoto del 4 de mayo de 1910, la Municipalidad de Cartago aprobó el 29 de agosto de ese año el "Reglamento de construcciones urbanas"; que prohíbe expresamente toda construcción con base en adobe, calicanto o piedra. Este reglamento fue posteriormente elevado a decreto ejecutivo por el Lic. Ricardo Jiménez Oreamuno, presidente de la República, el 12 de setiembre del mismo año.

Entre muchos aspectos relevantes de este reglamento, se pueden resaltar:

#### Capítulo III

- En el artículo 9 se prohíbe construir edificaciones con ladrillo "en la forma comúnmente usada en el país".
- En el artículo 12 se prohíbe "techar con tejas de barro, pizarra o cemento o cualquier otra de material pesado".
- En el artículo 14 se prohíbe "en ninguna clase de construcciones, dentro de la ciudad, el empleo de adobes, calicanto o piedra".
- En el artículo 22 se dan las reglas cuya aplicación permite la construcción de edificios de bahareque.
- En el artículo 24 se indica que se permiten los edificios con estructura de hierro o acero, dejando la aprobación de la construcción al ingeniero municipal, quien actúa de garante de la resistencia y la seguridad.
- En el artículo 25 se indica que "pueden construirse casas de dos pisos, siempre que sean de bahareque y madera, de solo madera, de cemento armado, de madera y hierro, de hierro o de cualquier otro material o combinación de materiales que ofrezcan seguridad contra temblores, a juicio del arquitecto municipal".

#### Capítulo VII

- En el artículo 52 se prohíbe "construir casas de vecindad, vulgarmente llamadas chinchorros".
- En el artículo transitorio se indica que "las construcciones provisionales, que no respondan a las prescripciones del presente Reglamento, deberán ser demolidas dentro del término de un año."

Nótese que el reglamento solo se aplica para la ciudad de Cartago y que, además del adobe, también se prohíbe el calicanto o piedra, el ladrillo y las tejas de barro u otros materiales "pesados". Claramente se reflejan aquí los análisis hechos sobre el comportamiento de las edificaciones como consecuencia de la actividad sísmica

de ese año. Estos resultados se convierten en reglamento en menos de cuatro meses después de ocurrido el sismo. También llama la atención la mención del ingeniero municipal en el caso de edificios y la del arquitecto municipal en el caso de viviendas de dos pisos, así como la prohibición de la construcción de tugurios dentro de la ciudad, denotando la preocupación de los ediles por la preservación de su belleza.

## C1.2 Objetivos

El Código establece un objetivo que, en términos generales, se orienta a proteger la vida y la integridad física de las personas y a reducir el impacto de los daños materiales y las pérdidas económicas en la sociedad. Para esto, se asignan objetivos de desempeño específicos para cada edificación de acuerdo con su importancia y con las funciones que cumple durante las condiciones de emergencia que provoca el evento sísmico.

Para las edificaciones de ocupación normal, el objetivo es proteger la vida y la integridad física de las personas procurando que las estructuras resistan sismos fuertes sin colapso. En edificaciones con mayor importancia, que se requieren directa o indirectamente para atender emergencias, proveer servicios esenciales a la sociedad o que tienen una ocupación especial, se procura no solo que se proteja la vida de los ocupantes y transeúntes, sino que los daños materiales no causen la interrupción de los servicios seriamente.

## C1.3 Alcance y limitaciones

Es claro que el Código no debe aplicarse a estructuras que poseen comportamiento ante sismos muy diferente al de las edificaciones. Por ejemplo, se requiere una norma específica para el diseño sismorresistente de puentes.

También se deben considerar los riesgos específicos del terreno donde se va a ubicar la edificación. En este sentido se ha coordinado con la comisión responsable de la elaboración del "Código de cimentaciones" para procurar armonizar ambos códigos en el diseño estructural de las cimentaciones.

La inclusión en el apéndice E de la lista de códigos a los cuales se hace referencia en los diversos capítulos del Código, busca evitar ambigüedades al ofrecer al profesional responsable del diseño la referencia específica para que tenga un mejor criterio en caso de que se presenten cambios posteriores en los documentos citados.

## C1.4 Suposiciones generales

Para obtener un adecuado desempeño de las edificaciones ante el efecto de los sismos, se requiere que los profesionales involucrados en el diseño, la construcción y la inspección apliquen correctamente los requisitos del Código, ejecuten las obras con materiales y mano de obra de buena calidad y ejerzan el control adecuado.

## Referencias

Asociación Costarricense de Geotecnia. Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009), "Código de Cimentaciones de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos (2003). "Código Sísmico de Costa Rica 2002", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos (2007). "Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2002", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

González Víquez, Cleto (1994). "Temblores, terremotos, inundaciones y erupciones volcánicas en Costa Rica 1608-1910", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica, Primera reimpression de la edición original de 1910.

Sauter Fabian, Franz (1987). "La regresión hacia el adobe", La Nación, domingo 11 de enero de 1987.

# Demanda sísmica

## C2.1 Zonificación sísmica

En el año 1977 el John Blume Earthquake Engineering Research Center de la Universidad de Stanford, California, bajo la dirección del Prof. Hareh C. Shah, realizó el primer estudio de amenaza sísmica regional (Mortgat et al., 1977) para Costa Rica. Este estudio fue la consecuente reacción ante la destrucción ocasionada por los sismos de Managua de 1972 y Guatemala de 1976. Los resultados de dicho estudio se presentaron en formato de mapas de isoaceleración con períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años para todo el territorio costarricense. Estos mapas se incluyeron en la revisión y actualización del código sísmico en su siguiente edición (ver capítulo 1.2 Zonificación sísmica del CSCR 1986 en CFIA, 1987). Los valores de aceleración pico obtenidos por interpolación de las curvas de isoaceleración fueron la base para la determinación del coeficiente sísmico, según lo establece el capítulo 2.4 Coeficiente sísmico de dicho código.

En el período 1990-1991 el territorio costarricense experimentó una escalada en su actividad sísmica. El 25 de marzo de 1990 se registró un sismo de  $M_s = 7.1$ , con epicentro localizado a la entrada del Golfo de Nicoya, unos 10 km hacia el sureste de la península del mismo nombre. Durante los meses de abril a agosto de 1990, se presentó en la zona de Puriscal una actividad sísmica tipo enjambre en la que se registraron unos 20 000 eventos, de los cuales 21 tuvieron magnitudes mayores que  $M_b = 4$ , siendo el de mayor magnitud el del 30/06/90 con  $M_b = 5.0$ . El 22 de diciembre de 1990 se registró un sismo de  $M_b = 5.8$  con epicentro a unos 4 km al norte de Santiago de Puriscal que causó daños en Alajuela y en el oeste de la ciudad de San José. El 22 de abril de 1991 se registró un sismo con una magnitud  $M_w = 7.6$  y epicentro localizado en el Valle de la Estrella, Limón, el mayor sismo registrado

globalmente durante ese año. Todos estos eventos generaron gran cantidad de daños que se estimaron en US \$240 millones en pérdidas directas. Fue el sismo de Limón el evento que produjo el mayor impacto, ya que ocasionó 48 muertes en una región que se consideraba hasta el momento de baja actividad sísmica; solo este evento generó pérdidas estimadas en aproximadamente US \$190 millones (Morales, 1994).

Estos eventos detonaron una nueva revisión de la zonificación sísmica para el CSCR. El sismo de Limón acusaba un nivel de amenaza sísmica en el litoral del Caribe costarricense que no estaba reflejado en las curvas de isoaceleración incorporadas en el código vigente (Santana, 1992). Afortunadamente, el país contaba con redes locales para la observación sismológica y de movimientos fuertes del terreno que registraron esta actividad sísmica (Santana et al., 1991). Esta información fue fundamental para muchos proyectos de investigación y para la futura evaluación de la amenaza sísmica en el país (Vargas y Santana, 1990).

En 1994 se realizó un estudio de amenaza sísmica regional para Costa Rica (Laporte et al., 1994b) en el centro noruego de investigación sismológica NORSAR dentro del marco del proyecto de investigación Reduction of Natural Disasters in Central America (RONDICA). Este estudio se basó en el catálogo centroamericano de sismos y utilizó las fórmulas de atenuación centroamericanas (ambos obtenidos en el mencionado proyecto, ver Climent et al., 1994, Rojas et al., 1993a y Rojas et al., 1993b). Los resultados se presentaron como mapas de isoaceleración para sitios de suelo rígido para probabilidades anuales de excedencia de  $2.0 \times 10^{-2}$ ,  $1.0 \times 10^{-2}$ ,  $2.0 \times 10^{-3}$  y  $1.0 \times 10^{-3}$  que corresponden respectivamente a períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años. En el año 1994, la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del CSCR (CPCSCR) nombró un comité de amenaza sísmica y este comité presentó un informe técnico para el cual se prepararon mapas de isoaceleración en roca (Laporte et al., 1995). Para preparar estos mapas se utilizaron los datos del estudio NORSAR original para integrar la amenaza sísmica (en las figuras C2.1, y C2.2 se muestran los mapas para condiciones de roca para períodos de retorno de 100, 500 y 1000 años tomados de los estudios de Mortgat et al., 1977 y Laporte et al., 1994b, respectivamente). En términos globales, los mapas del nuevo informe presentaban aceleraciones pico mayores que las del código vigente, lo que sugería la necesidad de incrementar los coeficientes sísmicos para el diseño de las edificaciones.

A principios de 1999 la CPCSCR inició un proceso de revisión y actualización total del CSCR. Se nombró al Comité de Demanda Sísmica, conformado por los miembros de la CPCSCR, ingenieros Franz Sauter, Guillermo Santana y María Laporte para la revisión del capítulo 1.2. Este comité concluyó que la manera más apropiada para representar el nivel de sismicidad del país era mediante un mapa de zonificación sísmica (figura C2.3) en contraposición a los mapas de isoaceleración.

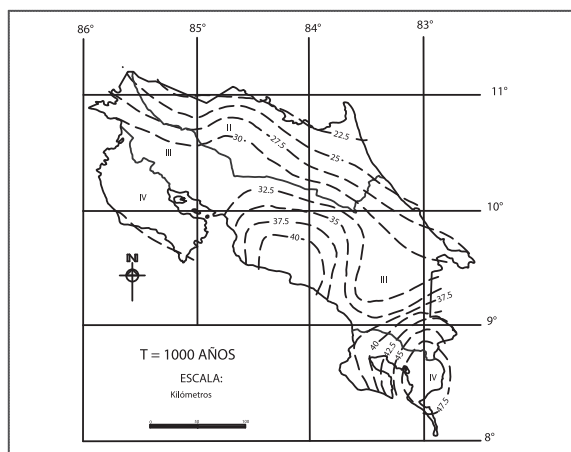
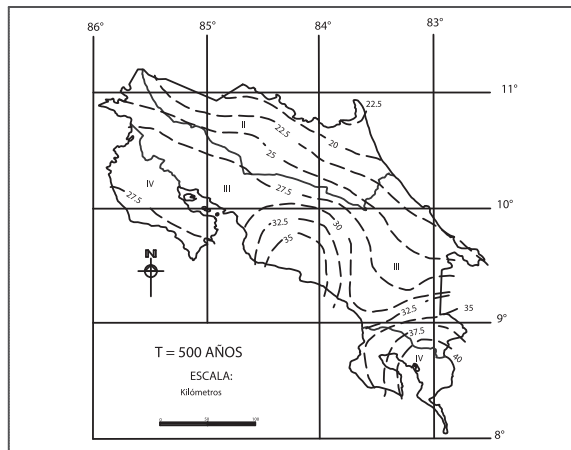
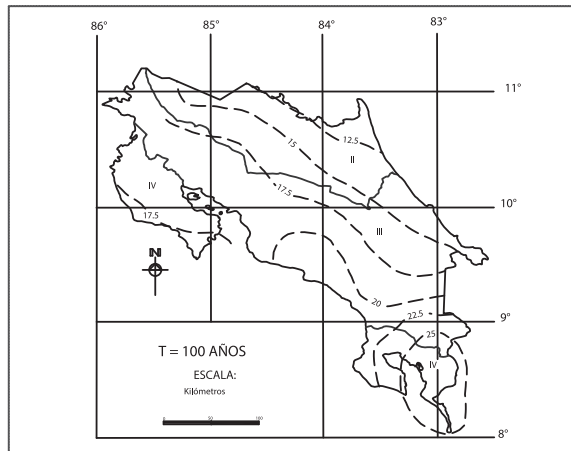


Figura C2.1. Curvas de isoaceleración en roca, %g, estudios Stanford, Mortgat et al. (CSCR 1986).

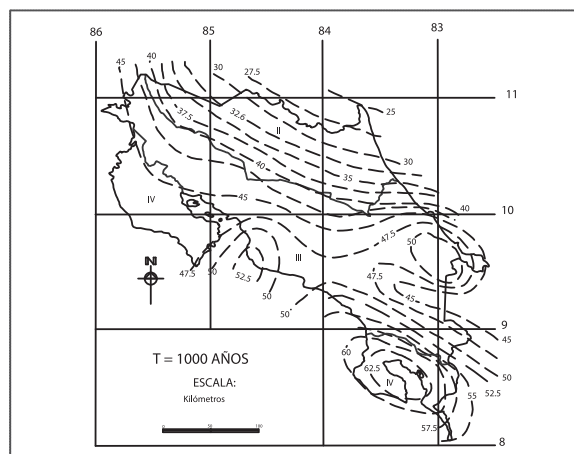
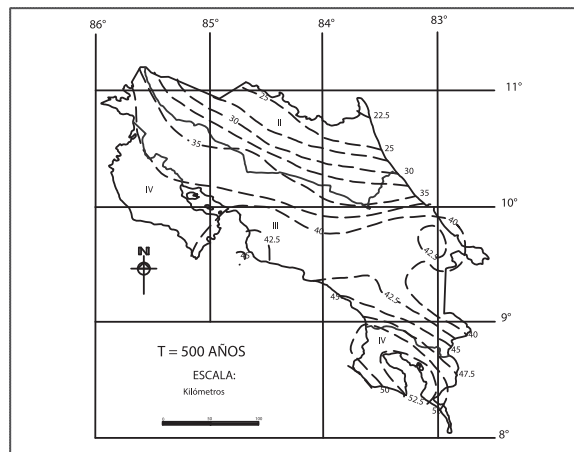
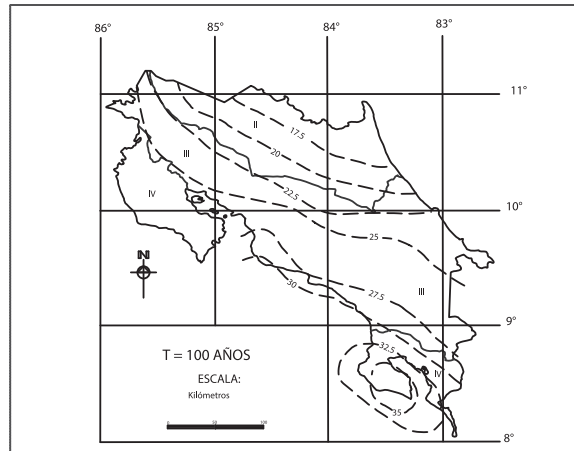


Figura C2.2. Curvas de isoaceleración en roca, %g, estudio Norsar, Laporte et al. (1994)

Para la versión del CSCR 2002, cuando se optó por cambiar los mapas de iso-aceleración de la segunda versión del código (CFIA, 1987) por una zonificación sísmica con diferentes niveles de aceleración del terreno, se consideró la tendencia en diversas partes del mundo, e.g. Estados Unidos de Norteamérica, Japón, Nueva Zelanda, Colombia, Venezuela, Perú, etc., donde tradicionalmente se ha utilizado esta modalidad. Se consideró el tamaño del territorio costarricense en comparación con la extensión de las zonas sísmicas en otras regiones. En vista de esto, la variación de la aceleración del terreno cada pocos kilómetros resulta en un falso incremento en la precisión cuando se considera la confiabilidad del resto de la información utilizada.

En general, los mapas de zonificación tienen la desventaja de que los valores de aceleración pueden variar bruscamente entre dos poblados o sitios adyacentes separados por una línea divisoria entre zonas. En núcleos urbanos es una desventaja obvia especificar valores de aceleración que pueden variar de un 50% a un 100% para dos sitios de emplazamiento adyacentes separados por una línea imaginaria del mapa. Para el caso de Costa Rica, sin embargo, por las condiciones geográficas del país, la distribución de la población, la ubicación de centros urbanos y obras de infraestructura, así como las tendencias de la intensidad de la amenaza sísmica, este tipo de contradicciones no genera consecuencias muy importantes. Las dos versiones de zonificación de los códigos CSCR 2002 y CSCR 2010 se concibieron para respetar, en primer lugar, las tendencias de las curvas de isoamenaza (figura C2.2) del estudio de amenaza sísmica regional de Costa Rica (Laporte et al., 1994b) y se adaptó luego a la división político-administrativa del país (figuras C2.3 y C2.5), minimizando problemas limítrofes.

La tendencia de las curvas de isoaceleración es NW-SE en el estudio de amenaza sísmica supracitado (Laporte et al., 1994b); estas corren aproximadamente de forma paralela a las cadenas montañosas del país: cordillera volcánica de Guanacaste, cordillera de Tilarán, cordillera volcánica Central y cordillera de Talamanca. Esa situación es concordante con el marco tectónico del país. La existencia de sistemas de fallamientos activos corroborados por la actividad sísmica histórica y reciente, que atraviesa el país en su sector central con rumbo este-oeste y la proximidad de la zona de subducción a la costa pacífica costarricense son los elementos dominantes de la amenaza sísmica local. También, al comparar el mapa de la división político-administrativa con el mapa físico del país, se observa que los límites de los principales cantones y distritos coinciden con las mencionadas cadenas montañosas. A su vez, el Valle Central, que contempla la mayor densidad de población del país y la mayor concentración de edificaciones e infraestructura, está delimitado al norte por la cordillera volcánica Central.



Figura C 2.3 Zonificación sísmica del CSCR 2002

Se presentó, por lo tanto, la posibilidad de definir zonas sísmicas con valores específicos de aceleración pico efectiva, mediante líneas que coincidan con estas fronteras geográficas y político-administrativas. En el mapa de zonificación sísmica adoptado en las versiones del CSCR 2002 y 2010, los límites que definen las zonas no cruzan regiones con concentración importante de poblaciones o edificaciones. Evita en la mayoría de los casos discrepancias significativas en los parámetros de diseño para dos poblados o sitios de emplazamiento separados por una línea de zonificación. Todas las zonas del país con mayor concentración de población, edificaciones y riesgos, quedan comprendidas dentro de una zona determinada. Tal es el caso del Valle Central, los principales puertos marítimos y la zona turística de Guanacaste.

En los códigos CSCR 2002 y 2010, el país quedó dividido en tres zonas sísmicas denominadas zonas II, III y IV. Los valores de aceleración pico efectiva asignados a cada zona se explican en el artículo C2.4.

Para el CSCR 2010, el Comité de Demanda Sísmica conformado por los miembros de la CPCSCR, ingenieros Jorge Gutiérrez, Javier Cartín, Guillermo Santana y María Laporte, volvieron a revisar la zonificación sísmica con el objeto de cambiar ciertos distritos, que en la zonificación CSCR 2002 se ubicaban en la zona sísmica II, a la zona sísmica III y otros de la zona sísmica III a la zona sísmica IV. Estos cambios se fundamentaron en la revisión de los resultados de 74 estudios de amenaza sísmica de sitio específico realizados en todo el territorio costarricense para más de 150

sitios durante el lapso 1995 – 2010, ampliados para estos comentarios con estudios adicionales hasta marzo de 2011 (tabla del anexo A que se presenta al final de este capítulo).

La actividad sísmica del período entre 2002 y 2010 incluyó cinco sismos corticales de magnitud intermedia entre los que se destacaron el de Damas del 20 de noviembre de 2004 ( $M_W=6.3$ ) y el de Cinchona del 8 de enero de 2009 ( $M_W=6.2$ ). Estos generaron importantes cambios en los resultados de los estudios de amenaza sísmica en las zonas cercanas de sus epicentros. Cuatro sismos de subducción para ese mismo período, se ubicaron en el pacífico central de Costa Rica, con magnitudes entre 6.0 y 6.9, los cuales justificaron el incremento de la amenaza sísmica para la costa pacífica central. En la figura C2.5 se muestra la zonificación del CSCR 2010.

Los 74 estudios de amenaza sísmica consultados para la revisión de la zonificación sísmica del CSCR 2010 fueron realizados por la Ing. María Laporte o en conjunto con el Geól. Gerardo Soto. Todos ellos han sido documentados en informes técnicos entregados a los clientes. Estos se muestran en la tabla del anexo. Los más de 150 sitios estudiados en estos estudios se muestran en la figura C2.4. Los resultados son congruentes con el estudio Norsar (Laporte et al. 1994b), salvo por valores más elevados estimados en estos estudios recientes con respecto al estudio Norsar para la zona costera del pacífico central y las cercanías del Volcán Poás.

Otros estudios realizados también fueron revisados durante el proceso del nuevo planteamiento para la zonificación sísmica.

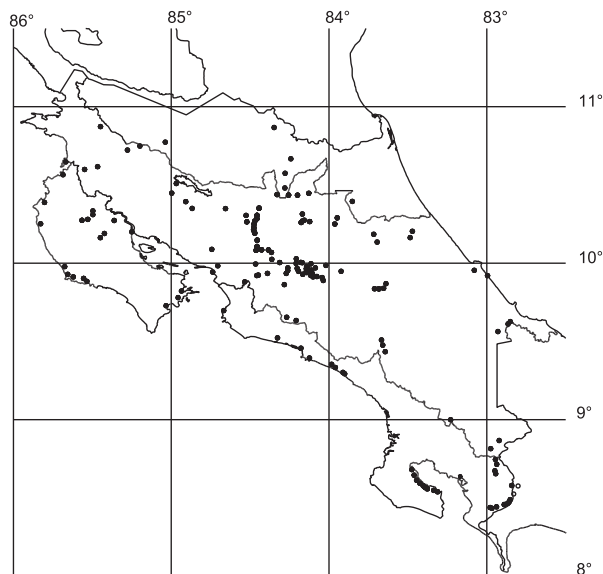


Figura C2.4. Sitios cuya amenaza sísmica ha sido evaluada en diversos estudios y cuyos resultados se ha considerado para la zonificación sísmica CSCR 2010 (la zonificación sísmica se delimita con líneas rojas)

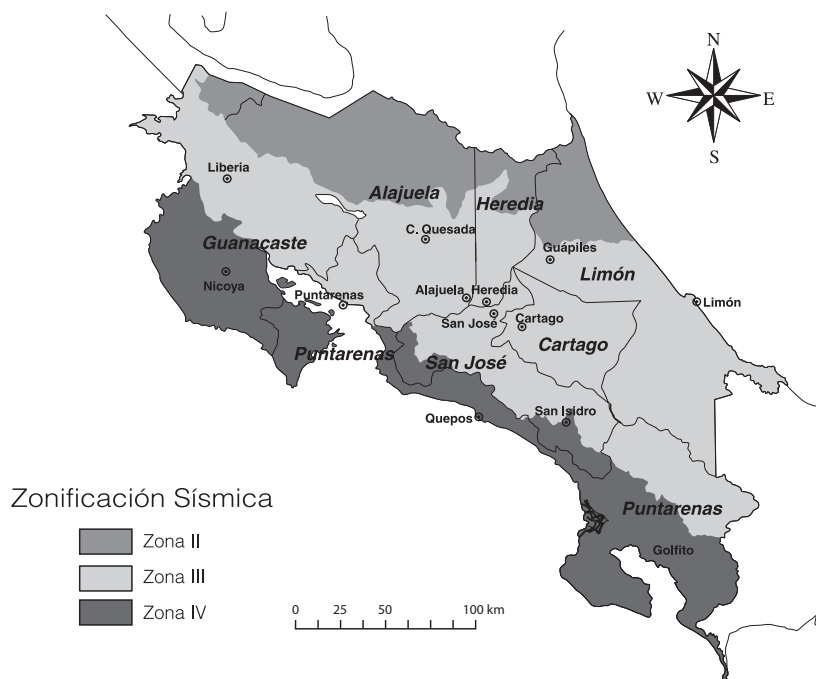


Figura C 2.5 Zonificación sísmica del CSCR 2010

En la tabla 2.1 del CSCR 2010 se presenta una lista con las provincias, cantones y distritos de Costa Rica y las zonas sísmicas respectivas. De acuerdo con la zonificación sísmica propuesta en la figura 2.1, y mostrada aquí como figura C2.5, cada distrito del país queda definido dentro de una de las tres zonas sísmicas. Los cambios de zonificación de zona II a zona III y de zona III a zona IV se muestran en la tabla C2.1.

Tabla C2.1: Cambios en zonificación de CSCR 2002 a CSCR 2010 Por cantón y distrito			
Provincia	Cantón	Distrito	Zona
1. San José	4. Puriscal	9. Chires	IV
	16. Turruabares	3. San Juan de Mata	IV
		5. Carara	IV
	19. Pérez Zeledón	1. San Isidro del General	IV
		3. Daniel Flores	IV
		6. Platanares	IV
		7. Pejibaye	IV
	9. Barú	IV	
2. Alajuela	1. Alajuela	14. Sarapiquí	III
	3. Grecia	6. Río Cuarto	III
	10. San Carlos	1. Quesada	III
		2. Florencia	III
		3. Buenavista	III
		4. Aguas Zarcas	III
		5. Venecia	III
		7. Fortuna	III
	9. Palmera	III	
4. Heredia	10. Sarapiquí	2. La Virgen	III
		3. Horquetas	III
6. Puntarenas	3. Buenos Aires	4. Boruca	IV
		5. Pilas	IV
		6. Colinas o Bajo de Maíz	IV
		7. Chánguena	IV
	5. Osa	1. Cortés	IV
		2. Palmar	IV
		4. Bahía Ballena	IV
	6. Aguirre	Todos	IV

6. Puntarenas	8. Coto Brus	3. Aguabuena	IV
	9. Parrita	Todos	IV
	11. Garabito	Todos	IV
7. Limón	2. Pococí	1. Guápiles	III
		2. Jiménez	III
	3. Siquirres	3. Florida	III
		4. Germania	III
		5. Cairo	III
		6. Alegría	III
	6. Guácimo	1. Guácimo	III
		2. Mercedes	III
		3. Pocora	III
		4. Río Jiménez	III

En la figura C2.6 se muestra la zonificación del CSCR 2010 sobrepuesta con los resultados del estudio Norsar (Laporte et al. 1994b) para períodos de retorno de 500 y 1000 años. Se observa que, al igual que en el CSCR 2002, la nueva zonificación sigue aproximadamente las tendencias mostradas en dicho estudio.

Se puede observar de las figuras C2.2 y C2.6 que en el estudio Norsar (Laporte et al. 1994b) la península de Nicoya tiene valores de aceleración pico menores que la península de Osa, pero aún así ambas constituyen la zona IV. La cercanía de la península de Nicoya a la zona de subducción en la costa del Pacífico Norte de Costa Rica fue el factor que influyó más en la inclusión de la península de Nicoya en la zona IV. Este segmento de la zona de subducción es uno de los más activos de toda Centroamérica y durante las últimas décadas se ha experimentado un período de quietud sísmica lo cual puede inducir una inminente reactivación de la misma en las próximas décadas. Los resultados de los estudios de sitio específico para la península de Nicoya muestran intensidades de amenaza congruentes con la zona IV para sitios cerca de la costa externa, pero menores y cercanos a la intensidad de la zona III para sitios en el centro de la península y hacia el Golfo de Nicoya. La ocurrencia de los megasismos de subducción recientemente registrados en Perú en 2001, Sumatra en 2004, Chile en 2010 y Japón 2011 apoya una posición conservadora para dejar la península de Nicoya en una zona de sismicidad alta.

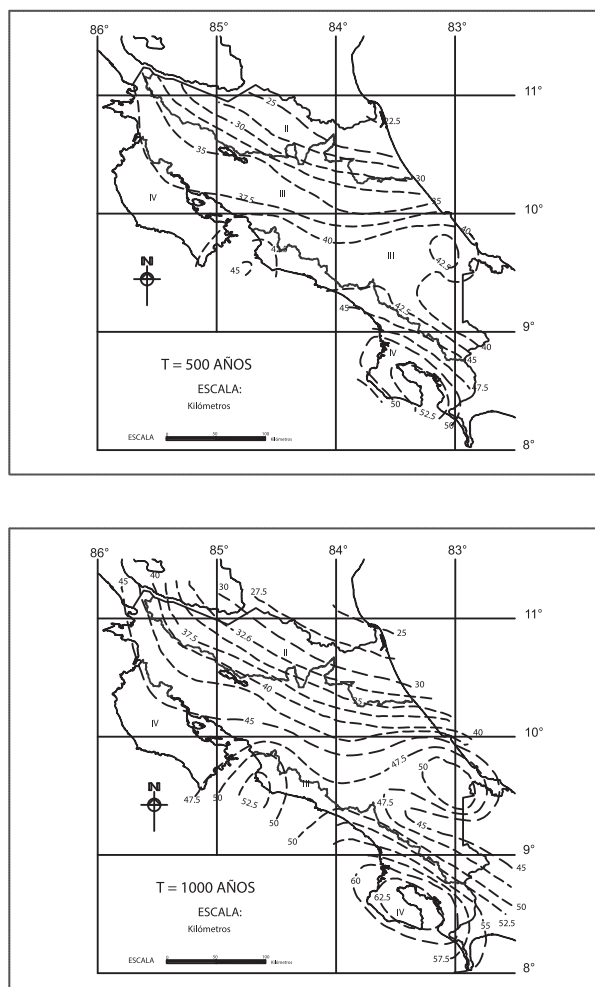


Figura C2.6. Curvas de isoaceleración en roca, %g, estudio Norsar, Laporte et al. (1994b) y zonificación sísmica CSCR 2010.

Al igual que para el CSCR 2002, esta zonificación del 2010 implica que para las edificaciones que estén en el límite entre dos zonas y específicamente aquellas que estén emplazadas parte en una zona y parte en otra, se debe utilizar en el diseño el valor de solicitación sísmica correspondiente a la zona de mayor amenaza sísmica.

## Sismicidad reciente y eventos sísmicos de importancia

En las páginas a continuación se comentan los sismos más importantes que afectaron el territorio costarricense en el lapso 2002 – 2010.

En las figuras C2.7 y C2.8 se muestra la sismicidad de Costa Rica para el lapso 1541 – marzo 2011 sobre el mapa tectónico presentado por Denyer et al. (2003), así como el relieve topográfico más importante para Costa Rica. Las fallas cuaternarias, en rojo, son las que han mostrado actividad reciente. Las fallas terciarias se muestran en negro. Los sismos someros (profundidad  $\leq 25$  km) se muestran con círculos llenos y los profundos (profundidad  $> 25$  km) con círculos vacíos. En la figura C2.7 se muestran los sismos de  $M_W \geq 5$ . En la figura C2.8 se muestran sismos de  $M_W \geq 6$ ; en esta figura se han rotulado los sismos a partir de 1995 para distinguirlos individualmente. La localización de los sismos está dada por el International Seismological Centre del Reino Unido en sus registros a marzo de 2011. Esta es una figura de trabajo de un estudio de amenaza sísmica de abril de 2011 de Laporte y Soto. A continuación se mencionan los sismos de  $M_W \geq 6$  que han influenciado los estudios de amenaza sísmica en la última década.

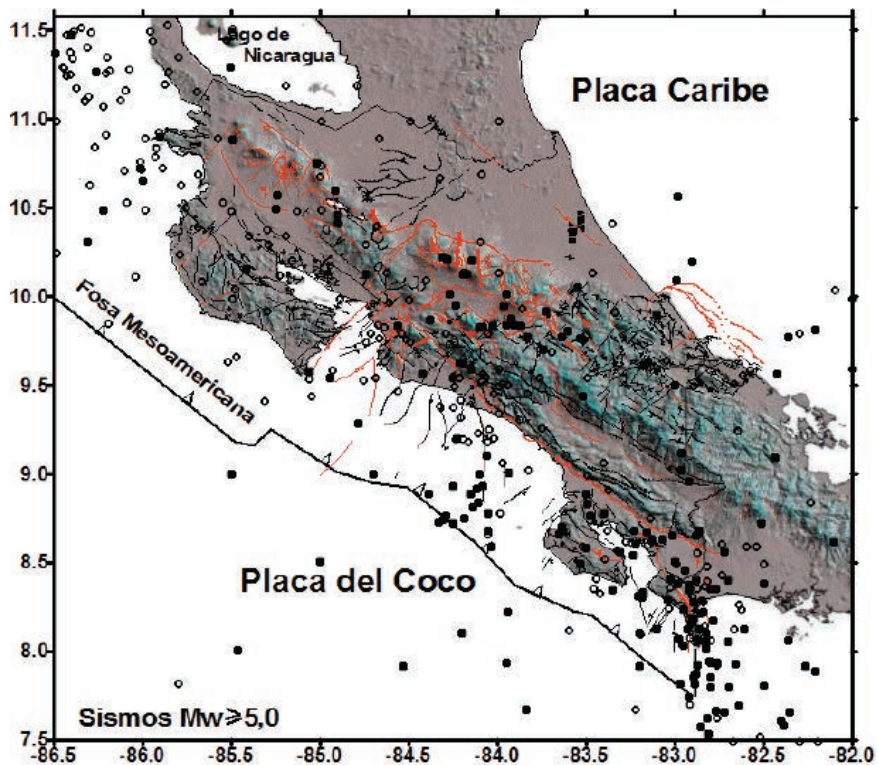


Figura C2.7. Sismicidad mayor que  $M_W 5$  para el territorio costarricense desde 1541. Los círculos llenos implican profundidades  $\leq 25$  km y círculos vacíos implican profundidades  $> 25$  km. Las fallas cuaternarias se muestran en rojo y las terciarias en negro (Denyer et al., 2003). Se muestra el relieve topográfico más importante del país.

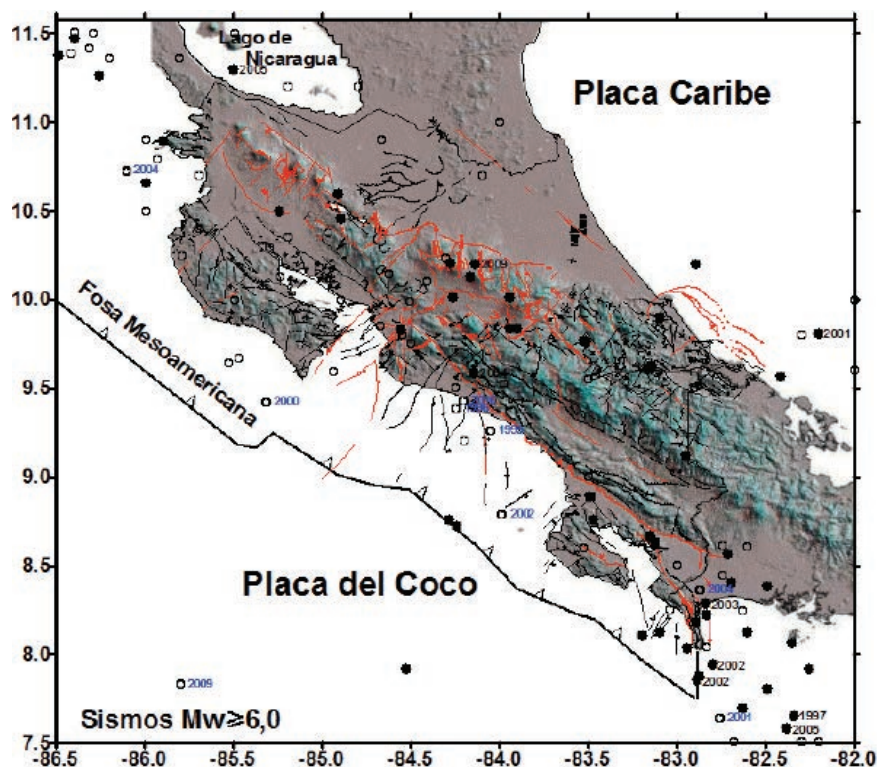


Figura C2.8. Sismicidad mayor que  $M_w$  6 para el territorio costarricense desde 1541. Los círculos llenos implican profundidades  $\leq 25$  km y círculos vacíos implican profundidades  $> 25$  km. Las fallas cuaternarias se muestran en rojo y las terciarias en negro (Denyer et al., 2003). Se muestra el relieve topográfico más importante del país y se han rotulado los sismos a partir de 1995.

El día 20 de noviembre del 2004 ocurrió un sismo de  $M_w = 6.3$  con epicentro cerca del poblado de Damas, Quepos. Su intensidad en el área mesosísmica fue de VII y de V en el Valle Central. Hubo daños importantes en varias estructuras (varios colapsos de edificaciones en pilotes) y en carreteras y caminos. Se observó el fenómeno de licuación en algunas localidades. Se reportaron siete muertes principalmente por infartos y una por accidente de tráfico. Rojas et al. (2004) interpretaron la distribución de las réplicas y los mecanismos focales y concluyen que el evento fue generado por la falla Damas, de orientación NNE, al oeste del promontorio de Quepos, aunque estudios posteriores parecieran asociarlo con la falla Paquita. El mecanismo focal indica una falla normal con una ligera componente de rumbo sinistral.

El terremoto de Cinchona del 8 de enero de 2009 ilustró claramente el potencial dañino de un sismo de magnitud media,  $M_w = 6.2$ , a profundidad somera, en un entorno topográfico abrupto. El informe oficial de la Comisión Nacional de Prevención

de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE) reporta 25 muertos, 5 desaparecidos, 100 heridos, 125 000 afectados y \$485 millones en pérdidas (aprox. 1.5% del PIB). El sismo se localizó a una profundidad de 4.5 km, en las coordenadas 10.192° N -84.179° W. La intensidad máxima estimada fue de IX (MM), en sitios muy localizados como Cinchona y Montaña Azul, donde se estima que hubo aceleraciones cercanas a 1.0 g. La intensidad en otras poblaciones afectadas fue entre VII y VIII en Varablanca, Poasito, Cartagos y Cariblanco. Los mecanismos focales del evento muestran un desplazamiento casi puramente transcurrente dextral (NW-SE) con una pequeña componente normal, y se asocian a la falla El Angel, con rumbo NNW y casi 9 km de largo, ubicada en el flanco este del volcán Poás, con la generación de este evento.

Dos sismos corticales asociados con la falla Media y recalculados a  $M_w = 6.5$  ocurrieron respectivamente el 30 de julio de 2002 y el 25 de diciembre de 2003. El primer sismo ocurrió a una profundidad de 4.2 km y se localizó a 20 km al sureste de Punta Burica (coordenadas: 7.891° N, -82.973° W). Este evento fue sentido en casi todo el territorio costarricense y en el oeste de Panamá. El sismo de diciembre 2003 tuvo una profundidad de 26 km y se localizó 7 km al este de Puerto Armuelles (Panamá), en las coordenadas 8.364° N, -82.817° W. La intensidad máxima MM fue de VII en Puerto Armuelles.

El último sismo cortical mayor que  $M_w = 6.0$  que afectó recientemente al territorio de Costa Rica fue el que ocurrió el 9 de noviembre de 2001, en la margen oceánica del Caribe, al noreste del límite entre Costa Rica y Panamá. Se le calculó una magnitud de  $M_w = 6.1$ , y se ubicó en las coordenadas 9.812° N -82.209° W a 10 km de profundidad. Está asociado al Cinturón Deformado del Norte de Panamá.

Entre los sismos de subducción recientes se pueden mencionar los de: el 1 de junio de 2010,  $M_w = 6.0$  (coordenadas 9.426° N, -84.212° W, con profundidad de 53 km); el del 16 de junio de 2002 de  $M_w = 6.4$  (coordenadas 8.784° N, -83.992° W, con profundidad de 35 km); el del 21 de julio de 2000 de  $M_w = 6.2$  (coordenadas 9.418° N, -85.324° W, con profundidad de 42.2 km) y el del 21 de agosto de 1999 de  $M_w = 6.9$  (coordenadas 9.258° N, -84.056° W, con profundidad de 45 km). El del 2000 se ubicó a unos 28 km al SW de Cabo Velas, pero el resto frente a la costa pacífica central y sur.

## Descripción geológica, tectónica y geográfica de las zonas sísmicas

La descripción geológica, tectónica y geográfica de cada una de las zonas a continuación fue preparada por el geólogo Gerardo Soto para estos comentarios (Soto, 2011). Estas zonas se describen con base en las características de las rocas que constituyen su basamento y relleno geológico, así como sus características tectónicas intrínsecas y de las áreas adyacentes que las influyen. El aspecto geográfico es en realidad un reflejo de la morfodinámica, principalmente interna (tectónica), pero también influenciada por la dinámica externa (sedimentación y

anatomía de las cuencas). Las siguientes caracterizaciones se basan principalmente en los mapas regionales tectónicos y geológicos de Costa Rica (Denyer et al., 2003, 2009; Denyer & Alvarado, 2007).

**Zona II:** Comprende la vertiente norte y caribe norte, conocidas como las llanuras de San Carlos y Tortuguero. Las cuencas desaguan desde la cordillera de Guanacaste hacia el lago de Nicaragua, o desde las cordilleras de Tilarán y Volcánica Central hacia el río San Juan o hacia el Mar Caribe en el noreste del país.

El basamento de rocas afines al Complejo de Nicoya se encuentra a 2 o más kilómetros de profundidad y el relleno ulterior es de rocas sedimentarias de edades Paleoceno-Mioceno, de unos 65 a 5 millones de años (65–5 Ma) en el sector norte y Paleoceno-Pleistoceno (unos 65-0.1 Ma) en el sector caribe norte. Las rocas del Arco de Sarapiquí, que fue un arco volcánico activo en el Mioceno (unos 20-5 Ma), se encuentran principalmente en el sector central. El sector norte de la Cordillera de Guanacaste comprende rocas volcánicas del arco activo, con edades de menos de 2 Ma. También las rocas volcánicas del trasarco, en el sector de Tortuguero, tienen edades menores que 2 Ma. La secuencia en general está sobreyacida por aluviones y flujos de detritos sedimentados tras la intensa erosión del arco, en las llanuras aluviales, con espesores de decenas a centenas de metros. En el sector noroeste, también hay sedimentos lacustres en la cuenca del lago de Nicaragua, mientras en el extremo noreste hay sedimentos marinos y transicionales estuarinos.

Desde el punto de vista geotectónico, incluye la parte trasera del arco volcánico de la cordillera de Guanacaste y gran parte del sector trasarco costarricense.

La tectónica activa actual probablemente se asocia con la distensión terminal del área del graben de Nicaragua, con pocas estructuras activas, como en el sector más externo del arco volcánico (falla Caño Negro) y en general, baja sismicidad cortical. Algunos focos sísmicos aledaños se encuentran en el nido de Parismina, en el sector marino colindante al este de la zona, y sismicidad en el área del lago de Nicaragua. Hay además epicentros de sismicidad de subducción profunda, generalmente de baja a mediana magnitud, pero con focos con más de 100 km de profundidad.

**Zona III:** Comprende el sector pacífico de la cordillera de Guanacaste, y la totalidad de las cordilleras de Tilarán, Volcánica Central y Talamanca, así como las áreas de valles del Tempisque, Central, de Los Santos, de El General - Coto Brus, el sector oriental del golfo de Nicoya y toda la vertiente del Caribe central y sur.

El grueso de las rocas es volcánico, que van en edades desde el Mioceno hasta el presente (25-0 Ma), o bien plutónicas del Oligoceno-Plioceno (29-2 Ma), que ejemplifican la evolución del arco magmático, desde cordilleras antiguas hasta el arco activo presente. Las rocas que aparecen en los valles citados son de cuencas sedimentarias desarrolladas desde el Paleoceno hasta el Pleistoceno (últimos 65 Ma) y coronadas por rellenos aluviales espesos del Pleistoceno-Holoceno, especialmente en los valles del Tempisque, El General y Coto Brus, y en la vertiente del Caribe central y sur.

Desde el punto de vista morfotectónico, comprende casi todo el arco interno (todas las cordilleras, excepto la vertiente norte de la de Guanacaste) y gran parte de las cuencas antearco pacífico y trasarco caribe de Costa Rica.

La tectónica activa incluye fallas transversales al arco, así como muchas paralelas a él, tanto en el margen Caribe como en el frontal hacia el antearco. La mayoría de estas fallas son transcurrentes, pero también las hay inversas en la base de las cordilleras. Uno de los sistemas de fallas más conspicuos dentro de la zona III es el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (detallado por Montero, 2001), que afecta principalmente el Valle Central, la cordillera Volcánica Central y alrededores. Forma un sistema difuso y ancho entre la placa Caribe y la microplaca de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica, desde la Fosa Mesoamericana (margen pacífico) hasta el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (margen caribe). Sus fallas neotectónicas se originaron como el resultado del estado de esfuerzos producto de la colisión de la Serranía Oceánica del Coco con la placa Caribe frente al sur de Costa Rica. Por su parte, el límite norte entre la microplaca de Panamá y la placa Caribe es un cinturón de fallas y pliegues inversos en la zona entre el arco magmático y el trasarco y vendría a ser una continuación en tierra del Cinturón Deformado del Norte de Panamá. Esta estructura es un ancho cinturón arqueado de plegamiento y corrimiento que se extiende paralelo a la costa caribe desde el golfo de Urabá en Panamá hasta Limón en Costa Rica. Los mecanismos focales son predominantemente de sobrecorrimiento. En nuestro país, corre paralelo a la costa del Caribe desde Limón hacia el sur de Costa Rica y causa intensas deformaciones en un cinturón de plegamiento y corrimiento en el sector trasarco del Caribe sur.

**Zona IV:** Comprende las áreas peninsulares del pacífico costarricense (Nicoya, Osa y Burica, exceptuando Descartes y Santa Elena), y los promontorios de Herradura y Quepos. Asimismo, las áreas de filas paralelas a la costa desde la desembocadura del río Tárcoles hacia el sureste.

Las rocas que constituyen el núcleo de las penínsulas y promontorios son del basamento regional (Complejo de Nicoya y otros complejos ígneos básicos) y las más antiguas del país, de naturaleza ígnea oceánica (basaltos y gabros principalmente) con rocas sedimentarias subordinadas (principalmente radiolaritas) y cuyas edades van desde el Jurásico hasta el Eoceno (unos 180-46 Ma). Sobreyace al basamento toda una espesa y compleja secuencia de rocas sedimentarias de diversas cuencas desarrolladas desde el Cretácico Superior hasta el Pleistoceno (los últimos 100 Ma) y que en términos generales son de ambientes profundos las más antiguas y de ambientes sedimentarios someros las más jóvenes. Sedimentos aluviales, marinos y transicionales (estuarinos y deltaicos) con espesores decamétricos se encuentran en la periferia costera, sobreyaciendo a todas las secuencias descritas.

Desde la perspectiva morfotectónica, comprende los sectores del antearco y gran parte de las cuencas del antearco, que se han desarrollado principalmente en un ambiente de subducción aledaño a la fosa.

Tectónicamente, la zona IV está afectada por la zona de subducción (la placa del Coco se subduce bajo la Caribe y la microplaca de Panamá en la Fosa Mesoamericana) que corre paralela a la costa pacífica. En el punto triple, al sur de la península de Burica, se encuentran las placas del Coco, Caribe y Nazca. La zona de subducción que genera sismos (llamada usualmente "zona sismogénica") se divide en tres secciones principales: Nicoya, Central y Sur (Osa). Estas se caracterizan porque la edad de la placa y sus características de rugosidad superficial, así como el ángulo al que se subducen los tres sectores son diferentes. La placa del Coco presenta montes submarinos subduciéndose en el sector Central y en el Sur se subduce la Serranía Oceánica del Coco, con montes de varios hectómetros a kilómetros de alto. Por esto, las características de la sismicidad varían dentro del sistema de subducción, y con frecuencia los epicentros de los sismos mayores se ubican bajo las penínsulas. Al sur de Burica, donde interaccionan las tres placas mencionadas, se da la Zona de Fractura de Panamá, una estructura muy activa con características de falla de movimiento transcurrente entre las placas Nazca y del Coco.

La falla Media es la continuación en tierra de la Zona de Fractura de Panamá, que corre con rumbo casi NS. Se extiende por la península de Burica hacia el norte y luego hacia el noreste adentrándose en Panamá. Es de alto ángulo y de desplazamiento de rumbo dextral con componente inversa. El último movimiento se circunscribe al Cuaternario. Esta falla acomoda la deflexión de la Fosa Mesoamericana a lo largo del borde oriental de la placa del Coco (Corrigan et al., 1990). Afecta rocas pleistocénicas y pliocénicas de la formación Charco Azul y al basamento cretácico tardío (Complejo de Nicoya). El límite noroeste de la falla es la cabecera del río Corotú, en la península de Burica. Al sur, la falla se despliega en varios ramales que entran al mar, por lo que su límite sudeste no se ha determinado.

El conjunto de la subducción con sus tres modalidades y la Zona de Fractura de Panamá, hace que el sector del antearco hacia el continente, presente una serie de filas levantadas tectónicamente (desde el promontorio de Quepos hacia el sur) , como frentes de plegamiento y sobrecorrimiento, con fallas inversas y de desplazamiento de rumbo, algunas con neotectónica muy activa, sobre todo en el sector fronterizo con Panamá.

## C2.2 Sitios de cimentación

En el artículo 2.2 se comentan los cuatro tipos de sitio considerados y en la tabla 2.2 del CSCR 2010 se describen los rangos de los parámetros geotécnicos que los caracterizan. Estas cuatro categorías se escogieron con base en la categorización de sitios de cimentación utilizados en la mayoría de los códigos sismorresistentes presentados en los EE.UU. (UBC 1997, SEAOC 1999, NEHRP 2007, IBC 2009 y ASCE/SEI 7-10, 2010 entre otros). Estos sitios se detallan y comentan en Dobry et al. (2000). Esta publicación contiene los valores de coeficientes espectrales de período corto ( $C_a$ ) y período largo ( $C_v$ ) propuestos para la construcción de

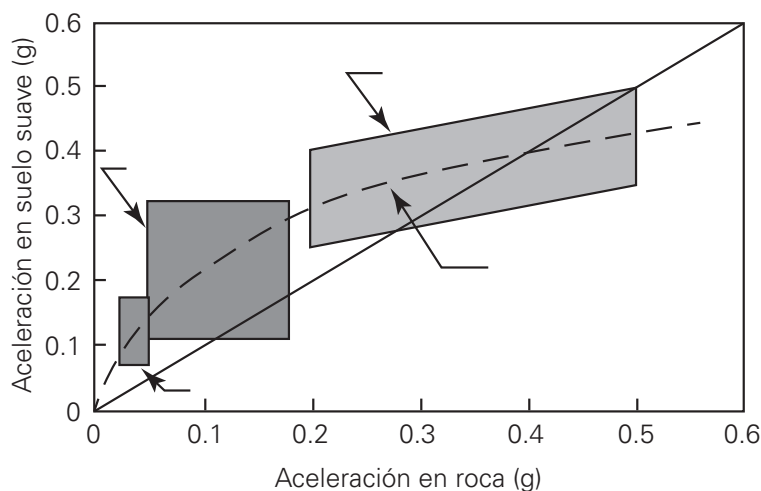
los espectros elásticos que toman en cuenta los efectos de respuesta de sitio. Estos dos coeficientes  $C_a$  y  $C_v$  definen las formas espectrales elásticas para las diferentes zonas sísmicas y los diferentes sitios, y son la base para la construcción de las formas espectrales elásticas de varios códigos sismorresistentes, incluidos los mencionados anteriormente. Las versiones CSCR 2002 y 2010 utilizan estos coeficientes para generar las formas espectrales elásticas e inelásticas de diseño que se muestran en el capítulo 5.

Los tipos de sitio  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  corresponden aproximadamente a los perfiles de suelo  $S_B$ ,  $S_C$ ,  $S_D$  y  $S_E$ . Sin embargo, se consideró que el rango del valor  $N$  (de la prueba SPT) 15 – 50 asociado al perfil  $S_D$  es muy amplio por lo que los tipos de sitio  $S_2$  y  $S_3$  se caracterizaron en este rango, como se muestra en la tabla 2.2 del CSCR 2010. También se excluyó la categoría  $S_A$  (roca muy dura), definida por el ASCE 7-10, por considerarse que no es un tipo de sitio común en Costa Rica.

Existen suelos de comportamiento muy detrimental al ser sujetos a sollicitación sísmica que escapan de la caracterización anterior. El ASCE 7-10 designa este tipo de suelos como  $S_F$ . Se requiere para ellos una evaluación geotécnica específica con un subsecuente análisis de comportamiento dinámico del depósito. Entre estos suelos se encuentran los suelos vulnerables a la falla potencial o colapso tales como los suelos licuables, las arcillas muy sensibles ('quick clays') y los suelos débilmente cementados. También se encuentran en esta categoría los suelos muy orgánicos y las turbas de más de 3 metros de espesor, los estratos de arcillas muy plásticas (índice de plasticidad  $PI \geq 75$ ) con espesores mayores que 8 metros y los estratos profundos de arcillas de consistencia blanda a media de espesores mayores que 30 metros. Este tipo de sitio de cimentación no se incluyó en el CSCR 2010 ya que no es posible estandarizar espectros para esta condición. Si se llegara a presentar esta condición se recomienda, como en el ASCE 7-10, un estudio de respuesta dinámica para la generación de los correspondientes espectros de diseño.

El tipo de sitio debe ser establecido a partir de datos geotécnicos debidamente sustentados. El estudio geotécnico que se requiere para establecer las propiedades del sitio debe ser función de la importancia de la estructura y las condiciones específicas del sitio de acuerdo al Código de Cimentaciones de Costa Rica (ACG, 2009). En lugares en donde las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle como para determinar apropiadamente el perfil geotécnico del sitio, se debe usar el tipo  $S_3$ . No es necesario suponer un tipo de sitio  $S_4$  a menos que el ingeniero responsable del diseño lo considere apropiado, o bien en el caso en que el tipo  $S_4$  sea establecido a partir de datos geotécnicos. Estos cuatro tipos de sitios obviamente no podrán incluir todas las litologías que aparecen en el país, pero proporcionan una categorización que facilita la escogencia de la forma espectral más apropiada. Para efectos del CSCR 2010, la velocidad de onda es el parámetro que, de manera más confiable, define el tipo de sitio geotécnico. Se recomienda, por lo tanto, para estructuras de cierto tamaño e importancia realizar un estudio de prospección geofísica que brinde la velocidad de onda cortante en el sitio para los 30 m superficiales.

Los sismos de México de 1985 y de Loma Prieta de 1989 generaron gran cantidad de registros de movimientos fuertes del terreno, en especial acelerogramas, en sitios de suelos blandos. Estos registros proporcionaron información fundamental para establecer el procedimiento de caracterización de sitio, así como para determinar los correspondientes factores que definen la forma espectral de respuesta elástica de los códigos anteriormente mencionados. Por ejemplo, los registros de estos dos sismos demostraron que los sitios blandos son capaces de amplificar (y no solamente atenuar, como se creía anteriormente) las aceleraciones moderadas provenientes del basamento de roca (ver figura C2.9). Generalmente las amplificaciones mayores suceden en los períodos fundamentales del depósito. Sin embargo, durante movimientos muy fuertes donde se espera un comportamiento altamente no lineal del suelo, los depósitos blandos atenúan la magnitud de la sacudida.



**Figura C2.9:** Relaciones entre aceleraciones máximas en roca y otros tipos de sitios de cimentación, Tomado de Dobry et al., 2000.

El parámetro más influyente en el comportamiento de un depósito es el promedio ponderado de la velocidad de onda cortante. Comúnmente un depósito puede estar compuesto por varias capas de diferentes características. En caso de estratos de suelo someros o medios, de espesores menores que 30 metros, todo el depósito es importante para la respuesta global sísmica. En depósitos más profundos, de contextura rígida, el movimiento en la superficie tiende a ser regido por las características de los primeros 30 a 50 metros del depósito, por lo que puede ser caracterizado por el promedio ponderado de la velocidad cortante de los 30 m superficiales. Los depósitos muy profundos de consistencia media a blanda no se pueden caracterizar de esta

manera. Como se menciona en el párrafo a continuación, deben ser evaluados mediante un estudio específico de respuesta dinámica para el depósito.

La velocidad de onda que caracteriza los 30 metros superficiales del sitio debe evaluarse como el promedio ponderado de los valores de los diferentes estratos que aparecen a esta profundidad:

$$V_s(30) = 30/\sum h_i/v_i,$$

donde  $h_i$  y  $v_i$  son respectivamente los espesores y velocidades de los estratos que componen los 30 metros superficiales del sitio.

En el caso en que no se tengan velocidades de onda cortante para el sitio, la caracterización se puede hacer mediante otros parámetros geotécnicos. De preferencia se pueden utilizar el valor del número de golpes de la prueba de penetración estándar para suelos no cohesivos y el valor de resistencia no drenada para suelos cohesivos. Sin embargo, para proyectos de gran magnitud, la velocidad de onda cortante es el parámetro más indicado para la caracterización de un sitio.

Para categorizar los sitios de acuerdo con el artículo 2.2, se deben tomar en cuenta los diferentes suelos que los componen y sus respectivas propiedades geotécnicas. Las litologías que se incluyen en los tipos de sitio  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  pueden ser compuestas por suelos o rocas (para el caso de  $S_1$ ), suelos cohesivos y suelos no cohesivos (para el caso de  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ ) o suelos cohesivos (para el caso de  $S_4$ ). Las propiedades geotécnicas que se incluyen en cada categoría se deben aplicar de acuerdo con lo que corresponda en cada caso específico.

Para caracterizar un sitio el SEAOC (1999) sugiere un procedimiento que aquí se presenta adaptado a las definiciones usadas en esta norma:

Paso 1. Asegurarse que el sitio no pertenece a ninguna de las categorías de suelos detrimentales mencionadas anteriormente. Si este es el caso, se recomienda llevar a cabo un estudio específico de respuesta dinámica del depósito para, a partir de sus resultados, evaluar las características futuras del movimiento del terreno para diseño; alternativamente, deben implementarse medidas correctivas o desechar el sitio.

Paso 2: Si el estrato es arcilloso, verificar su espesor y sus características. Si el espesor es mayor que 12 metros y con las características para  $S_4$  mostradas en la tabla 2.2, califica como  $S_4$ . Si el estrato de arcilla blanda ( $C_u \leq 0.25 \text{ kg/cm}^2$ , humedad  $w \geq 40\%$ ,  $PI \geq 20$ ) mide 3 m o más, entonces también califica como  $S_4$ . Para espesores menores que 3 m de arcilla, las características promedio de los 30 m superficiales del estrato se utilizan para caracterizar el sitio (paso 3).

Paso 3: Dependiendo de la información disponible para los 30 metros superficiales del sitio, determinar si el estrato corresponde a  $S_1$ ,  $S_2$  o  $S_3$  (tabla 2.2), dando prioridad a los valores de velocidad de onda cortante. En caso de no contar con información apropiada, suponer el tipo de sitio como  $S_3$ .

## C2.3 Sacudida sísmica

La sollicitación sísmica con potencial destructivo considerada para el diseño de estructuras normales es la sacudida del terreno correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, o un período de retorno de 475 años. A esta sollicitación se le define como sismo fuerte. De acuerdo con el ATC 34 (ATC, 1995) la mayoría de los códigos allí examinados respetan esta recomendación.

Se reconoce la necesidad de diseñar con una sollicitación mayor las estructuras de ocupación esencial o riesgosa, ya que estas instalaciones deben permanecer operativas después de un sismo mayor. Esta sacudida se define como sismo extremo y será 25% mayor que el sismo fuerte cuantificado en términos de la aceleración pico efectiva de diseño. Al comparar este nivel de sollicitación con los resultados de los estudios de amenaza sísmica consultados, corresponde a un período de retorno de 1200 a 1500 años.

Por otro lado, para estructuras de poca ocupación o de almacenamiento de materiales no riesgosos, se pueden bajar los requisitos para su diseño sísmico. La sollicitación para este caso se denomina sismo moderado y es un 25% menor que el sismo fuerte cuantificado en términos de la aceleración pico efectiva de diseño. Al comparar este nivel de sollicitación con los resultados de la amenaza sísmica, corresponde a un período de retorno de 150 a 200 años.

## C2.4 Aceleración pico efectiva de diseño

Varios parámetros pueden ser utilizados para caracterizar los movimientos fuertes del terreno: aceleración pico, velocidad pico, aceleración pico efectiva o bien sus correspondientes valores espectrales. La aceleración pico horizontal ha sido el parámetro más utilizado para caracterizar el movimiento fuerte del terreno. Lo anterior a pesar de que son los parámetros espectrales los que mejor describen el movimiento del terreno y su potencial de transmisión de energía hacia las edificaciones.

La aceleración pico es un parámetro que se registra directamente con los acelerógrafos (aparatos para la medición y registro de los movimientos fuertes del terreno), pero los valores espectrales requieren ser calculados por medio de funciones transformadas de frecuencia de la historia en el tiempo de las aceleraciones registradas (acelerogramas). El énfasis que se le ha dado a la aceleración pico horizontal proviene históricamente de la facilidad de obtener este parámetro en relación con su contraparte espectral. Por lo tanto, el método convencional de estimar espectros de diseño consiste en multiplicar la aceleración pico horizontal por una forma espectral normalizada. La mayoría de los procedimientos para evaluar el movimiento fuerte del terreno se han enfocado en la predicción de la aceleración pico horizontal. La gran cantidad de fórmulas de atenuación que se han generado para este parámetro, y no para los otros, ilustra este punto.

Adicionalmente, los valores pico, tanto de aceleración como de velocidad, son parámetros muy volátiles que durante un sismo suceden solo una vez y por fracciones de segundo. En el caso de la aceleración, los valores máximos ocurren usualmente a frecuencias muy altas que no corresponden con el rango de frecuencias naturales de las estructuras más usuales. Muchos estudios sobre los efectos de sismos concluyen que la aceleración pico no es el parámetro que se puede correlacionar adecuadamente con el nivel de daño de las estructuras. La aceleración pico se puede relacionar con los procesos de ruptura iniciales de un sismo pero no con otros parámetros más usuales con los que se caracterizan los sismos. Por otro lado, las aceleraciones pico en el "campo cercano" son casi independientes de la magnitud del sismo; en efecto se han registrado en el "campo cercano" aceleraciones pico muy altas generadas por sismos tanto grandes como pequeños.

No es realista obtener una descripción apropiada del movimiento del terreno mediante un solo parámetro; sin embargo, la aceleración pico efectiva, que se asocia con el valor de pseudoaceleración de un movimiento del terreno, está más estrechamente relacionado con la respuesta estructural y el potencial de daño de un sismo y es además un parámetro más estable y adecuado.

El concepto de aceleración pico efectiva originalmente propuesto por Newmark describía una magnitud de aceleración que podía ser utilizada para generar el nivel apropiado de movimientos del terreno en el rango de períodos de interés ingenieril al escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990). Varias definiciones fueron propuestas para describir este parámetro como escala del movimiento del terreno. Una de estas es la de Bolt y Abrahamson (1982), en la que se requiere de la construcción de un histograma con el número de picos que ocurren en una historia de aceleraciones para los rangos de amplitud de aceleración pico. La aceleración efectiva corresponde al 90 percentil del histograma.

La definición de la aceleración pico efectiva que se utilizó proviene del ATC 3-06 (ATC, 1984) y refleja el movimiento del terreno para períodos en el rango de 0.1 a 0.5 segundos, donde se dan los valores espectrales mayores de aceleración. Se calcula dividiendo el promedio de las ordenadas espectrales de aceleración para el 5% de amortiguamiento para ese rango por la constante 2.5.

Los acelerogramas obtenidos en Costa Rica durante los últimos 25 años muestran un potencial destructivo de bajo a moderado cuando se les compara con el potencial destructivo de eventos sísmicos de referencia como los de México 1985, Chile 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y otros (Santana y Terán-Gilmore, 1994). Este hecho puede observarse revisando el emplazamiento de los acelerógrafos con respecto a las zonas de mayor impacto de los eventos sísmicos más grandes ocurridos en Costa Rica (Santana, 1991). Se han obtenido muy pocos acelerogramas dentro del "campo cercano".

Los valores de aceleración pico efectiva indicados en la tabla 2.3 para el tipo de sitio  $S_1$  corresponden a los valores promedio obtenidos de las curvas de iso-

amenaza del estudio de NORSAR (Laporte et al., 1994b), estimados para un período de retorno de 500 años.

En el 2006 se realizó una investigación con la base de datos de movimientos del terreno de América Central (Laporte, 2006). El banco de datos de movimientos fuertes de Centroamérica (Douglas et al., 2004) compiló, documentó y analizó 308 registros de El Salvador (87), Nicaragua (52) y Costa Rica (169) desde 1966 hasta 1996. Un proyecto conjunto entre el Engineering and Physical Sciences Research Council del Reino Unido y la Agencia Noruega para la Cooperación para el Desarrollo (NORAD) llamado "Dissemination of European strong motion data", con el apoyo de la Comisión Europea, permitió al Doctor John Douglas del Imperial College adaptar un software para acceder y manipular bases de datos de movimientos fuertes del terreno. Este software, SMDN (Strong Motion Datascape Navigator) fue desarrollado originalmente por Ambraseys et al. (2004) para manipular bases de datos europeas y del Oriente Medio.

Durante la década de 1990 la agencia NORAD apoyó un proyecto de investigación llamado Reduction of Natural Disasters in Central America, RONDICA. Este proyecto se mencionó en párrafos anteriores en el apartado C2.1, ya que el estudio de amenaza sísmica regional para Costa Rica (Laporte et al., 1994b), que proporcionó la base de la zonificación sísmica de Costa Rica para las versiones 2002 y 2010 del CSCR, también formó parte de este proyecto de investigación. En este marco de trabajo varios investigadores centroamericanos trabajaron en NORSAR (Norwegian Seismic Array: Instituto Noruego que mantiene la red sismológica de ese país y que se dedica a la investigación de las ciencias sismológicas y geofísicas) y bajo la tutela de investigadores noruegos recolectaron una base de movimientos fuertes del terreno. Los registros fueron digitalizados y analizados y posteriormente fueron incluidos en el formato de Douglas et al. (2004). También estos registros han sido la base para generar relaciones de atenuación para valores pico de aceleración y valores espectrales de pseudo velocidad para la región Centroamericana y han sido utilizadas en los estudios de amenaza sísmica regionales (Laporte et al., 2004b) y de sitio específico (tabla del anexo A).

Laporte (2006) investigó la base de datos de movimientos del terreno de Centroamérica anteriormente descrita y evaluó la razón entre la aceleración pico efectiva (APE) y la aceleración pico (PGA) de acuerdo con rangos de magnitud y de acuerdo con los componentes (promedio tres componentes, promedio horizontal, promedio vertical y promedio global) de los acelerogramas. También analizó esta razón de acuerdo con tipos de sitio en el registro de los acelerogramas. Sus resultados ilustran que, conforme aumenta la magnitud, hay una tendencia en aumentar esta razón hasta estabilizarse en un valor de 0.88 para las magnitudes mayores. Observó que los valores menores ocurren en los promedios de las componentes verticales, salvo en las magnitudes mayores. El valor promedio global para todas las magnitudes es de 0.797. La investigación no concluyó nada específico de la agrupación por tipo de sitio, ya que la información geotécnica existente de los sitios de registro era muy pobre.

Las diferencias entre aceleración pico efectiva y aceleración pico generadas por registros de sismos de diferentes magnitudes se explican en parte por la definición misma de aceleración pico efectiva. Los espectros de los sismos pequeños por lo general tienen gran parte de su movimiento en ciclos de períodos cortos y, por lo tanto, ya en el rango de interés para la aceleración pico efectiva las ordenadas espectrales no son muy altas. Esto significa que a partir de 0.2 segundos las ordenadas espectrales son de valores bajos y traen abajo el promedio considerado para la aceleración pico efectiva. En este caso se esperan diferencias significativas entre la PGA y la APE. Sin embargo, los sismos mayores tienen más potencial de daño y más energía (componente espectral) en el rango de interés de la APE y las diferencias entre los valores de la PGA y APE son pequeñas. Aunque sismos cercanos menores a distancias cortas y sismos mayores a distancias intermedias puedan tener aceleraciones pico similares, el contenido de energía y movimiento es diferente para los diferentes sismos y esta diferencia se refleja mejor con el APE que con el PGA (Musson, 2002).

Las aceleraciones pico efectivas registradas en los diferentes tipos de suelo (por ejemplo, en los sitios de cimentación  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  del CSCR 2010) sufren modificaciones con respecto a las que se registran en afloramientos rocosos (sitios de cimentación  $S_1$  en el CSCR-2010). Estos efectos han sido extensamente estudiados desde hace varias décadas. En general se ha encontrado que las aceleraciones registradas en roca son modificadas por los diversos estratos de suelo y que estas modificaciones pueden ser amplificaciones muy significativas cuando las aceleraciones en roca son relativamente bajas (del orden de 0.2g o inferior), pero tienden a disminuir, al punto de llegar a ser deamplificaciones, cuando las aceleraciones en roca son elevadas (del orden de 0.40g o superior). La razón para este comportamiento está en la respuesta de los estratos del suelo al paso de las ondas sísmicas desde la base rocosa hacia la superficie, que puede ser esencialmente elástica y con poca disipación de energía cuando las aceleraciones en roca son bajas, pero que exhibirá un comportamiento no lineal, con disipación de energía histerética significativa, ante aceleraciones elevadas en roca, en cuyo caso se obtendrá una amplificación moderada, llegando incluso a reducirse las aceleraciones.

La tabla 2.3 del CSCR 2010 recoge este comportamiento al presentar aceleraciones pico efectivas para las tres zonas sísmicas del país y los cuatro tipos de sitios de cimentación. Los valores de esta tabla fueron tomados de recomendaciones para los incrementos o decrementos de las aceleraciones en diferentes sitios de cimentaciones, en relación con los valores en roca, de los códigos norteamericanos previamente mencionados. Para ilustrar este comportamiento, se incluye la figura C2.9 tomada de Dobry et al. (2000) (también ver la tabla 3(a) de esa publicación). En esta tabla, los coeficientes  $F_a$  para sitios B, C, D y E, y para  $A_a$  de 0.20, 0.30 y 0.40, corresponden precisamente a los factores que incrementan o reducen las aceleraciones en roca (sitio  $S_1$ ) en las zonas sísmicas II, III y IV de la tabla 2.3 del CSCR 2010.

## Referencias

- Applied Technology Council, 1984. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", ATC-3-06. Second Printing, Redwood City, California, USA.
- Applied Technology Council, 1995. "A Critical Review of Approaches to Earthquake Resistant Design", ATC-34. Redwood City, California, USA.
- ASCE: (2010): ASCE/SEI, 7-10. "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures." Publicaciones del American Society of Civil Engineers.
- Asociación Costarricense de Geotecnia (ACG), Comisión Código de Cimentaciones (2009). "Código de Cimentaciones de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Bolt, B. A. and Abrahamson N. A., 1982. "New attenuation relations for peak and expected accelerations of strong ground motion" *Bulletin Seismic. Society. America*, V 72 pp 2307-21.
- Climent, A.; Taylor, W.; Ciudad Real, M.; Strauch, W.; Santana, G.; Villagrán, M.; Dahle, A. y Bungum, H., 1994. "Spectral Strong Motion Attenuation in Central America", NORSAR Technical Report No. 2-17 RONDICA Project. Kjeller, Norway.
- Climent, A., Rojas, W., Alvarado, G., y Benito, B. 2008. "Evaluación de la amenaza sísmica en Costa Rica". Proyecto Resis II. Marco institucional: Comisión Nacional de Emergencias, ICE, Universidad de Costa Rica, Universidad Politécnica de Madrid, Norsar y Cepredenac.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 1987. "Código Sísmico de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 2003. "Código Sísmico de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 2011. "Código Sísmico de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Corrigan, J. D., Mann, P. e Ingle, J. C. Jr., 1990. "Forearc response to the subduction of the Cocos Ridge, Panamá – Costa Rica". *Geological Society of America Bulletin*, 102: 628-652.
- Denyer, P. & Alvarado, G.E., 2007. "Mapa geológico de Costa Rica. – Escala 1:400 000". Librería Francesa S.A., San José.
- Denyer, P., Montero, W. & Alvarado, G., 2003. "Atlas tectónico de Costa Rica", 81 págs. Editorial de la Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Denyer, P., Montero, W. & Alvarado, G.E., 2009. "Atlas tectónico de Costa Rica", 2ª edición, 55 págs. Editorial de la Universidad de Costa Rica, San José.

- Dobry, R., Borcherdt, R., Crouse, C., Idriss, I., Joyner, W., Martin, G., Power, M., Rinne, E. y Seed, R. B., 2000. "New Site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions": Earthquake Spectra, V16 N1, pp 41-68.
- Douglas, J. Bungum, H., Dahle, A., Lindholm, C., Climent, A., Taylor, W., Santos, P, Schmidt, V. y Strauch, W, 2004. "Dissemination of Central American Strong Motion Data using Strong Motion Datascape Navigator"; CD-ROM collection. Engineering and Physical Science Research Council, UK
- IBCO, 1997. "Uniform Building Code, Volume 2", International Conference of Building Officials, 1997.
- ICC, 2009. "International Building Code", International Code Council, 2009.
- Laporte, M., 2006. "Correlación entre la aceleración pico y la aceleración pico efectiva y valores de PGV/PGA y  $PGA * PGD / PGV^2$  del banco de datos de movimientos fuertes de Centro América": Memorias del IX Seminario Nacional de Geotecnia, Noviembre 2006, Colegio de Ingenieros y de Arquitectos, Costa Rica
- Laporte, M., 1994a. "Analysis of soil response at selected sites in Costa Rica", NGI Technical Report No. 913009-2, RONDICA Project, Oslo, Noruega.
- Laporte, M.; Sauter, F.; Montero, W., 1995. "La amenaza sísmica de Costa Rica. Informe de la Subcomisión de Amenaza Sísmica", Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica, noviembre 1995.
- Laporte, M.; Lindholm, C.; Bungum, H. and Dahle, A., 1994b. "Seismic Hazard for Costa Rica", NORSAR Technical Report No. 2-14. Kjeller, Norway
- Montero, W., 2001. "Neotectónica de la Región Central de Costa Rica: Frontera Oeste de la Microplaca de Panamá". Revista Geológica de América Central, 24: 29-56.
- Morales, L. D., 1994. "Daños causados por el terremoto de Limón: pérdidas y medidas de mitigación", *Revista Geológica de América Central*, Volumen especial, abril 1994.
- Mortgat, C.P.; Zsutty, T. C.; Shah, H. C., y Lubetkin, L., 1977. "A Study of Seismic Risk for Costa Rica", Report No. 25. The John Blume Earthquake Engineering Center. Dept Civil Eng., Stanford University.
- Musson, R.M. W (2002). "Effective Peak Acceleration as a Parameter for Seismic Hazard Studies". Proceedings 12th European Conference on Earthquake Engineering. Elsevier Publishers, Rotterdam.
- Reiter, Leon, 1990. "Earthquake Hazard Analysis, Issues and Insights", Columbia University Press, New Cork, USA.
- Rojas, M. (1999), "Informe de labores, Programa de Ingeniería Sísmica", LANAMME, Universidad de Costa Rica.

- Rojas, W.; Bungum, H.; y Lindholm, C., 1993a. "A Catalog of Historical and recent Earthquakes in Central America"; NORSAR Technical Report No. 2-7. Kjeller, Norway, 77 pp.
- Rojas, W.; Cowan, H.; Lindholm, C.; Dahle, A. and Bungum, H., 1993b. "Regional Seismic Zonation for Central America"; a Preliminary Model. NORSAR Technical Report No. 2-12. Kjeller, Norway.
- Santana, G., 1992. "The April 22, 1991 Limón (Costa Rica) Earthquake." Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 19-24 julio 1992, pp 7033-7038, Madrid, España.
- Santana, G. y Terán-Gilmore A., 1994. "Damage Potential of Earthquake Ground Motions Recorded in Southern Central America"; Revista *Ingeniería*. Pp 75-88. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Santana, G.; Vargas, William; Sancho, Víctor; Segura, Carlos; Ramírez, Adalberto y Sibaja, Jorge, 1991. "Reporte INII-58-91"; Instituto de Investigaciones en Ingeniería, Universidad de Costa Rica, 48 pp.
- Soto, Gerardo (2011). "Descripción geológica, tectónica y geográfica de las zonas sísmicas del Código Sísmico de Costa Rica 2010". Comunicación personal al Comité de Demanda Sísmica, CPCSCR.
- Structural Engineering Association of California, *SEAOC Blue Book*, 1999, "Recommended Lateral Forces for Seismic Design", Seventh Edition. Sacramento, California.
- Vargas, W. y Santana, G., 1990. "El sismo de Cóbano del 25 de marzo de 1990 y la zonificación sísmica vigente"; Quinto Seminario de Ingeniería Estructural, CFIA, San José, Costa Rica, 22-24 de noviembre, 1990, pp 51-68.



# Sección 2

---

**Determinación de  
cargas y análisis de  
especificaciones**



---

---

# C3

## Consideraciones generales

La sección 2, **Determinación de cargas y análisis de edificaciones**, comprende los capítulos 3 al 7, los cuales guían el proceso de cálculo de las cargas y los procedimientos para el análisis estructural. El capítulo 3 define algunos conceptos y criterios generales del diseño sismorresistente utilizados en los capítulos siguientes. Se trata de un capítulo corto, con cinco artículos bastante auto explicativos que se comentan a continuación.

### C3.1 Requisitos de los sistemas sismorresistentes.

Toda edificación posee un sistema estructural, entendido como “el sistema conformado por todos aquellos elementos, componentes y uniones responsables de brindar su estabilidad y firmeza ante las diversas acciones producidas por el entorno”. Una parte fundamental de este sistema son los sistemas sismorresistentes, los cuales deben contar con la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para ser capaces de resistir los efectos de la sacudida sísmica de diseño, procurando que la edificación alcance el desempeño deseado. Para esto es muy conveniente que el sistema estructural posea redundancia, es decir, que exista más de una posible trayectoria para transferir las cargas desde su origen hasta los cimientos, de manera que la posible falla de un elemento o componente no ponga en peligro la integridad de toda la estructura.

Además, el sistema estructural debe ser capaz de alcanzar, como mínimo, su ductilidad global asignada, es decir, el valor de ductilidad global que se asigna para efectos de calcular la carga sísmica con la que se diseña la estructura o, en caso de que se utilicen los métodos alternos de análisis del artículo 7.7, su ductilidad global

requerida. Para su integridad estructural, es necesario que los desplazamientos del sistema estructural asociados con la ductilidad global asignada o, cuando corresponda, su ductilidad global requerida, satisfagan los límites definidos en el artículo 7.8 y que produzcan deformaciones internas en los elementos estructurales que, aun excediendo los límites del comportamiento elástico, puedan ser resistidos por los materiales estructurales sin pérdida sensible de su capacidad. Para este propósito los respectivos capítulos de la sección 3, **Requisitos para el dimensionamiento y detalle de edificaciones**, presentan los requisitos de diseño generales y específicos para los distintos materiales estructurales.

## C3.2 Consideraciones para desarrollar la ductilidad del sistema estructural.

Para que el sistema estructural sea capaz de alcanzar la ductilidad global asignada, o la ductilidad global requerida, según corresponda, no es necesario que todos sus elementos, componentes y uniones sean dúctiles. Pueden existir elementos, componentes o uniones frágiles, incapaces de mantener su capacidad bajo deformaciones que excedan el rango elástico. Lo esencial es que, durante el sismo, el sistema estructural se desplace de manera que solo ocurran deformaciones inelásticas en los elementos, componentes o uniones dúctiles de sus sistemas sismorresistentes.

Las trayectorias de las fuerzas sísmicas en los sistemas sismorresistentes deben ser identificadas por el profesional responsable del diseño. Estas trayectorias pueden combinar sus elementos, componentes y uniones dúctiles y frágiles de tres posibles maneras: en serie, en paralelo o con combinaciones de las anteriores.

En sistemas o subsistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en serie, para desarrollar la ductilidad global asignada o la ductilidad global requerida, según corresponda, es necesario que los elementos, componentes y uniones dúctiles de cada sistema (o subsistema) sismorresistente siempre alcancen su capacidad última antes que alguno de sus elementos, componentes y uniones frágiles. De esta manera, los elementos, componentes y uniones dúctiles se deforman inelásticamente y actúan como fusibles que previenen la falla indeseable de los elementos, componentes y uniones frágiles, permitiendo que pueda desarrollarse la ductilidad global asignada o la ductilidad global requerida, según corresponda, del sistema estructural mediante deformaciones inelásticas de los elementos, componentes y uniones dúctiles exclusivamente. En consecuencia, todos los elementos, componentes y uniones frágiles deben ser capaces de soportar las fuerzas sísmicas en el rango elástico.

En cambio, en sistemas o subsistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en paralelo, todos sus elementos, componentes y uniones 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. En consecuencia, en este caso, todos los elementos, componentes y uniones frágiles deben ser capaces de soportar esos desplazamientos en el rango elástico, para no menoscabar su capacidad estructural.

Un ejemplo de un sistema sismorresistente con elementos, componentes o uniones en serie puede ser una edificación tipo marco con columnas dúctiles en cada piso unidas en sus extremos a diafragmas de entrepiso frágiles, pues la trayectoria de las fuerzas de sismo pasa, en serie, del diafragma de entrepiso superior a las columnas y al diafragma de entrepiso inferior y así sucesivamente. Si las columnas son dúctiles, alcanzarán su capacidad en flexocompresión y se deformarán plásticamente, limitando de esa manera los cortantes transmitidos a los diafragmas frágiles, los cuales estarán protegidos si su capacidad estructural es mayor a las fuerzas cortantes que les transmiten las columnas.

Un ejemplo de sistema sismorresistente con elementos, componentes o uniones en paralelo puede ser el caso de un piso en que todos sus elementos estructurales verticales (columnas, muros, elementos de arriostre) están unidos a sus diafragmas de entrepiso superior e inferior. Si, para simplificar, suponemos que esta edificación es simétrica, los diafragmas de entrepiso se desplazarán en su plano sin rotar sobre su eje vertical, por lo que todos estos elementos deberán resistir desplazamientos de traslación y deformaciones laterales iguales. En este caso, si algunos de los elementos estructurales verticales o inclinados son frágiles, deben ser capaces de ajustarse a esas deformaciones sin exceder su límite elástico, para no menoscabar su capacidad estructural ni la del sistema sismorresistente al que pertenecen.

### C3.3 Sobrerresistencia.

El concepto de sobrerresistencia  $SR$ , ausente en las versiones de 1974 y 1986, fue incorporado por primera vez en la versión del CSCR 2002. Todo sistema estructural diseñado para las combinaciones de cargas del artículo 6.2, posee en la realidad una mayor capacidad debido a factores tan diversos como la redundancia de sus sistemas sismorresistentes, los requisitos mínimos incorporados en el diseño, la presencia efectiva de elementos y componentes no considerados en el análisis, las dimensiones reales de los elementos y componentes estructurales y los valores reales de sus propiedades mecánicas. Al reconocer la diferencia entre las capacidades sismorresistentes real y nominal que posee todo sistema estructural, el Código permite reducir, por este valor, la magnitud de la demanda sísmica, representada por el coeficiente sísmico  $C$ , definido en el capítulo 5. Obsérvese que en realidad la sobrerresistencia representa una mayor capacidad sismorresistente real del sistema estructural y no una menor demanda sísmica, pero el efecto numérico de incrementar la capacidad o disminuir la demanda es equivalente. La figura C7.1 complementa este comentario.

## C3.4 Factor incremental.

Es importante señalar que los elementos, componentes y uniones frágiles, por su incapacidad para deformarse más allá de su límite elástico sin pérdida sensible de su resistencia, no son recomendables en edificaciones ubicadas en ambientes sísmicos. Sin embargo, aunque difícil, es posible alcanzar comportamiento sismorresistente dúctil en sistemas estructurales que contengan algunos elementos, componentes o uniones frágiles, siempre y cuando estos permanezcan en el rango elástico durante el sismo, sin alcanzar su capacidad estructural. Buscando este objetivo, el Código requiere que los elementos, componentes o uniones frágiles sean diseñados para las demandas derivadas del análisis estructural, incrementadas por un factor incremental,  $FI$ , que eleve su capacidad por encima de los requerimientos impuestos por el sistema estructural.

Para alcanzar este objetivo, en sistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en serie, el factor incremental,  $FI$ , debe aumentar la capacidad estructural de los elementos, componentes y uniones frágiles por encima de la demanda resultante del análisis estructural. Una mejor protección para estos elementos, componentes y uniones se obtiene aplicando los conceptos del diseño por capacidad (Park y Paulay, 1975; Paulay y Priestley, 1992; Bruneau, Uang y Whittaker, 1998; Priestley, Calvi y Whittaker, 2007) pues, en lugar de utilizar las fuerzas internas derivadas del análisis estructural, se calculan las fuerzas que pueden desarrollarse en estos elementos, componentes y uniones frágiles en función de los límites a la capacidad de los elementos dúctiles a los cuales están integrados.

En sistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en paralelo, el factor incremental,  $FI$ , debe además considerar que los elementos, componentes y uniones frágiles sean capaces de ajustarse a los desplazamientos inelásticos del sistema estructural sin exceder su límite elástico.

La tabla 6.2 del inciso 6.2.2 define los valores del factor incremental,  $FI$ , para ambos casos.

## C3.5 Consideraciones sobre diafragmas de entrepiso.

El comportamiento de los sistemas de entrepiso como diafragmas rígidos en su propio plano, capaces de distribuir las fuerzas sísmicas entre los sistemas sismorresistentes de acuerdo con sus respectivas rigideces y capacidades, es muy importante para desarrollar una adecuada respuesta integral del sistema estructural. Para alcanzar este propósito, es necesario que el profesional responsable diseñe los diafragmas para que sean capaces de resistir las fuerzas inducidas en ellos y verifique que tengan la rigidez requerida para ser considerados rígidos, según criterios del artículo 4.6. Salvo que el diseño del profesional responsable les permita

desarrollar alguna ductilidad, los diafragmas se consideran componentes frágiles, por lo que deben ser diseñados para fuerzas sísmicas incrementadas por el factor incremental,  $F_I$ .

### C3.6 Efectos de la componente vertical del sismo.

Para estructuras cuya flexibilidad vertical sea significativa, debe considerarse el efecto de la excitación en esa dirección, incluyendo su efecto en la respuesta y diseño de la edificación o de alguno de sus elementos, componentes y uniones.

Los valores para la aceleración vertical de un sismo son muy variados y dependen de la magnitud del sismo, de la distancia al hipocentro y del tipo de suelo, entre otros. Se han registrado valores muy altos de aceleración vertical, especialmente en sismos cercanos. La respuesta de la edificación a la componente vertical genera espectros de respuesta muy diferentes a los espectros de respuesta derivados con la componente horizontal de un sismo. Al día de hoy, no se tiene la información necesaria en nuestro país para incluir en el Código espectros de diseño para aceleración vertical. Por esta razón, no se incluye valor alguno para la aceleración vertical o para un coeficiente sísmico vertical, por lo que se recomienda realizar estudios específicos cuando las condiciones lo ameriten. En ausencia de estudios, se recomienda que la intensidad del movimiento vertical no sea menor que  $2/3$  de la intensidad del movimiento horizontal.

La consideración de la flexibilidad de la estructura, elementos y componentes es importante en el modelado de la estructura, según se menciona en el inciso 7.2.3.

La participación de las componentes direccionales del sismo se hace conforme al artículo 7.3 y las combinaciones para obtener la carga última es la indicada en el inciso 6.2.1.

## Referencias

- Bruneau, M., Uang, C.M., y Whittaker, A., 1998. "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill.
- Park, R., y Paulay, T., 1975 "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., E.E.U.U.
- Paulay, T., y Priestley, M.J.N., 1992. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., E.E.U.U.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., y Kowalski, M.J., 2007. "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pavia, Italia.



# C4

## Clasificación de las estructuras y sus componentes

El capítulo 4 clasifica las edificaciones según factores tales como su nivel de importancia (artículo 4.1), su sistema estructural (artículo 4.2), la regularidad en planta y en altura de la estructura (artículo 4.3), la ductilidad de sus elementos, componentes y uniones (inciso 4.4.1) para así definir una ductilidad global asignada para la estructura (inciso 4.4.2 y tabla 4.3). Este valor es un dato fundamental para el cálculo del coeficiente sísmico (capítulo 5). El capítulo también considera aspectos de irregularidad para determinar el tipo de análisis (artículo 4.5) y concluye con un artículo referente a diafragmas y los requerimientos para poder considerarlos como infinitamente rígidos (artículo 4.6).

### **C4.1 Clasificación de las edificaciones según importancia y definición de objetivos de desempeño**

Se define como objetivo de desempeño (SEAOC, VISION 2000) el par formado por un nivel específico de sacudida sísmica y el correspondiente nivel de desempeño que debe satisfacer la edificación. En todo diseño sismorresistente es necesario definir al menos un objetivo de desempeño, acorde con la importancia de

la edificación considerada y las consecuencias que una posible falla conlleva para sus ocupantes.

El Código establece, en la tabla 4.1, cinco clases de edificaciones según su importancia, denominadas con las letras A, B, C, D, E, y asigna a cada una de ellas un factor de importancia,  $I$ , con valores de 0.75, 1.0 o 1.25 que multiplica a la aceleración pico efectiva de diseño en el cálculo del coeficiente sísmico (ecuación [5-1]). Tal y como lo define el inciso 2.4.b, estos valores están relacionados con los niveles de sacudida sísmica (artículo 2.3) y su correspondiente aceleración pico efectiva de diseño (artículo 2.4). Los valores de la tabla 2.3 son para un período de retorno de 475 años, que corresponde a un sismo fuerte para una estructura con una vida útil de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10% (inciso 2.3(a)). Para estos casos el correspondiente factor de importancia es  $I = 1.0$ . De acuerdo con el artículo 2.3 y el inciso 2.4.b, los sismos extremos tienen una aceleración pico efectiva 25% mayor que la de los sismos fuertes (factor de importancia  $I = 1.25$ ) y los sismos moderados tienen una aceleración pico efectiva 25% menor a la de los sismos fuertes (factor de importancia  $I = 0.75$ ).

Para la redacción del CSCR 2010 se estudió la relación entre los niveles de aceleración y los consecuentes períodos de retorno. Para el territorio costarricense, la relación está resumida en la tabla que sigue, basada en múltiples estudios de amenaza sísmica probabilísticos realizados por la Ing. María Laporte en nuestro país (ver referencias en los comentarios al capítulo 2):

**TABLA C4.1:** Promedio de los resultados de estudios de amenaza sísmica normalizados para  $PGA_{T=500 \text{ años}}$  para 74 sitios en Costa Rica

Período de retorno, $T_i$ , años	Coficiente = $PGA_{T_i} / PGA_{T=500 \text{ años}}$
50	0.543
100	0.656
200	0.791
500	1.000
715	1.091
1000	1.183
2000	1.390
5000	1.705
10000	1.974

Los valores de 0.75, 1.00, 1.25 y 1.50 de este coeficiente, tres de los cuales compatibles con el factor de Importancia de la tabla 4.1 del CSCR 2002, se extrapolaron para obtener los siguientes períodos de retorno:

**TABLA C4.2:** Extrapolación de los resultados de estudios de amenaza sísmica para 74 sitios en Costa Rica

Período de retorno, $T_i$ , años	Coficiente = $PGA_{T_i}/PGA_{T=500 \text{ años}}$
162	0.75
500	1.00
1253	1.25
2753	1.50

Siguiendo el análisis de los resultados de los estudios de amenaza sísmica para todo el país, se preparó la siguiente tabla 3 que muestra probabilidades de excedencia de las sacudidas con períodos de retorno de 2753 y 1253 años para vidas útiles de 50, 75, 100, 150 y 200 años. Los períodos de retorno de 2753 y 1253 corresponden a la solicitud de estructuras normales (período de retorno de 500 años) multiplicados respectivamente por factores de importancia de 1.25 y 1.5.

**TABLA C4.3:** Probabilidades de excedencia de las sacudidas con períodos de retorno de 2753 y 1253 años para vidas útiles de 50, 75, 100, 150 y 200 años

Vida útil (años)	Probabilidad de excedencia de un evento con $T = 2753$ años	Probabilidad de excedencia de un evento con $T = 1253$ años
50	0.018	0.039
75	0.027	0.058
100	0.036	0.077
150	0.053	0.113
200	0.070	0.148

Con base en esta información y tomando en cuenta los requisitos para el cumplimiento de los objetivos de desempeño indicados en la tabla 4.2, se decidió disminuir el factor de importancia de  $I = 1.5$  a  $I = 1.25$  para las estructuras de los grupos A y B.

La tabla 4.1 presenta una columna con los factores de importancia,  $I_p$ , correspondientes al diseño de sistemas y componentes no estructurales (capítulo 14). Estos factores exceden a los factores  $I$  en 0.25 para así proveer a los componentes y sistemas no estructurales de un mayor factor de seguridad sobre el sistema estructural y reducir así su probabilidad de daño.

En lo que respecta a niveles de desempeño, el Código establece dos niveles: nivel de seguridad de vida y nivel operativo (SEAOC, VISION 2000). En el nivel de desempeño de seguridad de vida se debe proteger la vida de los ocupantes y

transeúntes, aunque se acepta que, por efectos del sismo, la edificación pueda sufrir daños estructurales y no estructurales. El nivel operativo es mucho más estricto, pues no solo busca preservar la vida de ocupantes y transeúntes sino que procura que los daños estructurales y no estructurales causados por el sismo sean mínimos, de tal manera que la edificación continúe siendo funcional o vuelva a serlo en un breve período. Los parámetros de verificación de estos dos niveles de desempeño se establecen mediante límites a las derivas o desplazamientos relativos entre pisos (artículo 7.8), los cuales tendrán una limitación especial para el nivel operativo y una limitación normal para el nivel de seguridad de vida (tabla 7.2).

Los objetivos de desempeño correspondientes a cada uno de los cinco grupos en que se clasifican las edificaciones según importancia se definen con detalle en el inciso 4.1.2 del Código. Estos objetivos se pueden resumir en la matriz siguiente:

		Nivel de desempeño sísmico	
		Operativo	Seguridad de vidas
Nivel de demanda sísmica	Extremo I = 1.25	A	B
	Fuerte I = 1.0	C	D
	Moderado I = 0.75		E

Figura C4.1. Objetivos de desempeño según importancia.

Adicionalmente a los mencionados límites en los desplazamientos relativos, la tabla 4.2 rechaza la posibilidad de que las estructuras de los grupos A, B y C presenten condiciones de irregularidad severa (inciso 4.3.4). Asimismo, exige proveer ductilidad local óptima (inciso 4.4.1.b.i) para las estructuras del grupo A, a menos que el profesional responsable pueda demostrar, al utilizar métodos técnicamente aceptados de respuesta inelástica, que una ductilidad local moderada es suficiente para desarrollar la ductilidad global requerida.

## C4.2 Clasificación de los sistemas estructurales

El sistema estructural espacial de un edificio está compuesto por uno o más subsistemas vinculados mediante diafragmas de piso o de techo. La clasificación del sistema estructural está basada en sus propiedades geométricas, físicas y estructurales, las cuales determinan el tipo de comportamiento de la edificación ante cargas laterales.

La asignación de los factores de ductilidad para cada tipo de estructura está basada en los resultados de investigaciones analíticas y experimentales sobre los diferentes tipos de estructuras y su capacidad para deformarse más allá del límite elástico, así como en el comportamiento observado durante sismos pasados.

Para poder clasificar los sistemas estructurales como tipo marco, tipo dual o tipo muro, deben ser construidos con materiales estructurales cuyas propiedades y comportamiento sean conocidos, tales como concreto reforzado, mampostería reforzada, acero o madera.

### C4.2.1 Tipo marco

Las estructuras tipo marco resisten las cargas verticales y las fuerzas sísmicas por medio de marcos o pórticos compuestos por vigas, columnas y sus correspondientes uniones. Cuando el diseño es adecuado, este tipo de estructura permite alcanzar niveles de ductilidad relativamente altos debido a sus mayores niveles de redundancia, a que sus elementos fallan predominantemente en flexión, a los detalles estructurales asignados a los elementos, componentes y uniones y a su regularidad, tanto en altura como en planta. El detallado correspondiente al concepto de "viga débil-columna fuerte" permite lograr niveles de desempeño superiores, de ahí que se pretenda lograr este concepto en el detalle. Adicionalmente se requiere que los nudos de unión viga-columna tengan un comportamiento adecuado; razón por la cual se prohíben explícitamente los sistemas constituidos exclusivamente por columnas y losas planas.

### C4.2.2 Tipo dual

Cuando el sistema estructural contiene marcos combinados con muros de corte o elementos diagonales de riostras se clasifica como dual. Esto significa que las cargas verticales y las fuerzas sísmicas son resistidas por la acción conjunta de los muros de corte, marcos arriostrados y marcos o pórticos dúctiles. La mayor rigidez de los muros y de los marcos arriostrados causa que resistan la mayoría de la fuerza sísmica y por lo tanto el comportamiento de estos sistemas gobierna el comportamiento de la edificación.

En general los muros y los marcos arriostrados tienen menor ductilidad que los marcos dúctiles, esto por tener menos puntos donde disipar energía y por el comportamiento propio de sus elementos.

Para que un sistema estructural sea considerado como dual, el sistema de pórticos dúctiles debe participar en la disipación de energía. Para lograr esto se requiere que la capacidad de cortante por piso de las columnas cuando se tiene la rotulación en sus extremos o se alcance su capacidad a cortante, sea al menos el 25% de la fuerza cortante total de diseño obtenida del análisis para dicho piso.

### C4.2.3 Tipo muro

Este tipo de sistema estructural resiste las cargas verticales y las fuerzas sísmicas mediante muros de corte o marcos arriostrados.

En consecuencia, la ductilidad de estos sistemas estructurales depende del comportamiento que presenten los muros o los sistemas arriostrados. En general, estos sistemas presentan menor ductilidad que los marcos dúctiles. Usualmente el comportamiento inelástico de estos sistemas tiende a concentrarse en los primeros niveles, lo que reduce la redundancia, limita la disipación de energía a estos niveles, y evita que el resto de la estructura participe en esta disipación. Consecuentemente los valores de ductilidad asignados a este tipo de estructura son menores que aquellos donde se tiene alta redundancia y disipación de energía mediante flexión en vigas dúctiles.

### C4.2.4 Tipo voladizo

Cualquier sistema estructural sismorresistente que resista las fuerzas sísmicas mediante elementos, sea columnas o muros, que trabajen esencialmente en voladizo clasifica en este tipo. Los elementos en voladizo tienen una redundancia reducida al mínimo y su comportamiento inelástico se concentra en la base, de ahí que una vez iniciada la disipación de energía en la base, la rigidez lateral disminuye a niveles que pueden comprometer la estabilidad de la edificación debido al efecto  $P - \Delta$ . Por estas razones en este tipo de edificación se pretende que la respuesta sísmica sea esencialmente elástica; se admite una ductilidad ligeramente mayor que 1.0 únicamente en estructuras regulares y con detallado de elementos que conduzcan a ductilidades locales óptimas.

### C4.2.5 Tipo otros

Se incluyen en este tipo de edificaciones aquellos sistemas estructurales cuyas características o cuyos materiales no permiten ser clasificados en alguno de los tipos anteriores.

Las edificaciones diferentes a las clasificadas en los tipos anteriores en general carecen de información experimental y de información documentada durante sismos anteriores, por lo que los niveles de ductilidad asignados serán similares a los de las estructuras tipo voladizo. El profesional responsable del diseño podrá, mediante experimentación o mediante cálculo analítico, demostrar que es posible homologar la estructura a alguno de los tipos anteriormente descritos y asignarle la ductilidad correspondiente a esos otros tipos, según la tabla 4.3.

### **C4.3 Clasificación de estructuras según la regularidad para efectos de asignación de la ductilidad global**

Esta clasificación de las edificaciones se hace para realizar su diseño según el desempeño esperado.

El conocimiento del verdadero comportamiento aumenta a medida que la edificación es más regular, y por ende se puede admitir mayor incursión en el rango inelástico, es decir, que en estructuras regulares se admiten mayores demandas de ductilidad que en estructuras irregulares. Los valores de ductilidad global se sugieren para lograr un comportamiento adecuado a pesar de las irregularidades de la edificación.

En este inciso se mencionan los requerimientos de regularidad que inciden en la selección de la ductilidad global asignada según la tabla 4.3. Otros aspectos de irregularidad que no interfieren en esto pero sí en el tipo de análisis a realizar se mencionan en el artículo 4.5. Este concepto de dividir los requerimientos de regularidad en términos de si afectan o no la selección de ductilidad o el tipo de análisis constituye un cambio importante de este código con respecto al CSCR 2002.

#### **C4.3.1 Regularidad en altura**

En este inciso se definen los requerimientos de regularidad en altura para poder clasificar al edificio como regular. Estos tienen la intención de minimizar concentraciones de esfuerzos y brindar mejores condiciones para que la edificación tenga un buen comportamiento en el caso de un sismo.

La regularidad requiere continuidad de los elementos verticales de los sistemas resistentes desde la cimentación hasta el nivel superior de cada uno estos, con el propósito de disminuir la transmisión de fuerzas cortantes de un eje de resistencia a otro a través del diafragma de piso, así como de evitar que las fuerzas axiales gravitacionales y sísmicas tengan que ser transmitidas de las columnas de los niveles superiores a las de los niveles inferiores, a través de vigas.

La utilización de un diafragma rígido permite que todos los elementos verticales o inclinados que lleguen a este puedan participar en la resistencia lateral del edificio.

El requisito de cortante de cada piso pretende evitar la existencia de pisos "débiles" en cualesquiera de las direcciones horizontales, ya que esto puede concentrar el daño en algunas zonas de la estructura con demandas de ductilidad local mayores que las utilizadas en el diseño.

### C4.3.2 Regularidad en planta

En este inciso se definen los requisitos de regularidad en planta para poder clasificar al edificio como regular. Estos tienen la intención de minimizar concentraciones de esfuerzos y brindar mejores condiciones para que la edificación tenga un buen comportamiento en el caso de un sismo.

La regularidad en planta requiere que la excentricidad sea menor que el 5% de la dimensión respectiva en planta del nivel considerado, ecuaciones [4-1] y [4-2]. La excentricidad se calcula con las ecuaciones [4-3] y [4-4].

Para efectos de calcular las rigideces de los elementos resistentes verticales o inclinados relacionados con estas ecuaciones, cuando las direcciones principales de estos no coinciden con la dirección  $x$  o la dirección  $y$  de las ecuaciones, se permite descomponer cada componente principal de la rigidez del elemento en las direcciones  $(x, y)$  globales.

Si se recurre al análisis dinámico, las ecuaciones [4-1] y [4-2] pueden ser obviadas, pero se debe verificar que en cada nivel y para cada modo de oscilación predominante en la dirección  $x$  o en la dirección  $y$ , la diferencia entre los desplazamientos de los extremos de la edificación no supere el 30% del desplazamiento del centro de masa para cada dirección. Para efecto de este párrafo, se entiende por modo de oscilación predominante en una determinada dirección, el modo de oscilación con mayor porcentaje de masa modal efectiva en esa dirección.

Se requiere que el edificio tenga resistencia lateral en dos ejes diferentes en cada dirección ortogonal. Esto permite que el edificio no solo tenga resistencia y rigidez lateral en ambas direcciones ortogonales, sino también resistencia y rigidez torsional en el caso que se presenten excentricidades en el edificio. Como se comenta en el inciso C4.3.3, el incumplimiento de este requisito reduce sustancialmente la resistencia y la rigidez torsional de la estructura y hace que cualquier comportamiento no lineal de la misma comprometa seriamente su desempeño.

Se requiere además que los centros de masa y de rigidez estén alineados de piso a piso de manera que las fuerzas sísmicas de los pisos superiores no introduzcan torsiones en los pisos inferiores y viceversa.

### C4.3.3 Irregularidad moderada

El Código enfatiza en la necesidad de lograr estructuraciones regulares o, a lo más, de irregularidad moderada, ya que cuando se presenta el comportamiento elastoplástico en estructuras de irregularidad grave, el desempeño de la estructura tiende a ser inadecuado.

Toda estructura que no cumpla con alguno de los parámetros indicados en los artículos anteriores, clasificará como edificación irregular moderada, siempre y cuando no se excedan los parámetros indicados en 4.3.4 y se cumpla con el requisito 4.3.2.b.

El incumplimiento del requisito 4.3.2.b reduce sustancialmente la resistencia y la rigidez torsional de la estructura y hace que cualquier comportamiento no lineal de la misma comprometa seriamente su desempeño.

Las estructuras con irregularidad moderada se diseñan para una ductilidad global menor o igual que la usada en estructuras regulares.

### C4.3.4 Irregularidad grave

El incumplimiento del inciso 4.3.2.b (por las razones expuestas en el inciso C4.3.3) y lo indicado en este inciso 4.3.4 conducen a la clasificación de la edificación como irregular grave.

El requisito de rigidez y de capacidad de cortante de cada piso pretende evitar la existencia de pisos "suaves" y pisos "débiles" en cualesquiera de las direcciones horizontales, ya que esto puede concentrar el daño en algunas zonas de la estructura con demandas de ductilidad local mayores que las utilizadas en el diseño.

Grandes excentricidades deforman y cargan sustancialmente algunos elementos de la periferia de la edificación, por lo cual la excentricidad debe tener un límite en la etapa de diseño.

### C4.3.5 Excepciones

Las excepciones mencionadas en este inciso reconocen que las mismas no son importantes para determinar la regularidad de la edificación (ni su ductilidad global asignada).

## C4.4 Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes

La escogencia de la ductilidad global de diseño para un sistema estructural es de suma importancia en la determinación de la demanda sísmica. Esto puede verse claramente en cualesquiera de las figuras 5.1 a 5.12.

Se reconoce que la ductilidad de un sistema estructural no solo depende del tipo estructural, sino de otros factores, considerados en forma independiente al tipo estructural, tales como ductilidad local y regularidad en planta y en altura.

### C4.4.1 Elementos, componentes y uniones dúctiles y frágiles

Se clasifican los elementos, componentes y uniones como frágiles y dúctiles.

Los elementos, componentes y uniones frágiles deben ser diseñados con una demanda incrementada por el factor incremental,  $F_I$ , con la intención de buscar que el comportamiento sísmico del sistema estructural sea dictado por los elementos dúctiles sin llegar a falla alguna de los elementos, componentes y uniones frágiles. Es decir, la disipación de la energía inelástica es tomada por los elementos, componentes y uniones dúctiles, mientras que los frágiles permanecen en el rango elástico. Para que esto pueda darse, es necesario además que los elementos, componentes y uniones frágiles puedan tolerar los desplazamientos de la estructura.

Se recalca la importancia del diseño de los elementos, componentes y uniones, cuya ductilidad local es determinante para el comportamiento y la ductilidad global de cada sistema estructural. La ductilidad local escogida, la cual depende del detallamiento para cada tipo de material, puede ser óptima o moderada. Se brindan detalles para clasificación en cada uno de estos tipos de ductilidad en los capítulos 8, 9, 10 y 11.

### C4.4.2 Sistemas estructurales dúctiles y frágiles

Se hace énfasis en que en la definición de la ductilidad global asignada de la tabla 4.3, deben escogerse los elementos, componentes y uniones cuya ductilidad local sea determinante para asegurar el comportamiento dúctil del sistema estructural. Por lo tanto, algunos elementos, componentes y uniones podrían ser diseñados elásticamente, sin el detalle correspondiente a la ductilidad local escogida, siempre y cuando se demuestre que la ductilidad global de la edificación no estará regida por la ductilidad local de estos elementos, componentes y uniones, y además, que sean capaces de tolerar las deformaciones que les impone la estructura sin afectar la integridad del sistema estructural.

El sistema estructural de una edificación es dúctil o frágil dependiendo de si los elementos, componentes y uniones determinantes en su comportamiento sísmico, son dúctiles o frágiles.

Los sistemas estructurales frágiles no se comportan en forma dúctil, o sea que no poseen la capacidad de deformarse inelásticamente manteniendo su integridad estructural. Tomando en cuenta que el sismo de diseño puede ser excedido, el comportamiento de un sistema estructural frágil puede ser muy deficiente con la posibilidad de tener un colapso total o parcial. Esto contradice los objetivos de desempeño indicados en el inciso 4.1.2. Por esta razón, los sistemas estructurales frágiles no son permitidos para ningún tipo de edificación. En edificaciones existentes, cuando los estudios de diagnóstico evidencien que el sistema estructural es frágil, esto se debe indicar, y es necesario que cualquier adecuación estructural corrija esta situación.

Es también por esta razón que este código indica que todo sistema estructural debe poseer una ductilidad global intrínseca mínima de 1.5. Esto debe ser demostrado por el profesional responsable, a menos que se utilice la tabla 4.3 para determinar la demanda sísmica junto con los requisitos de diseño y detallado de este código.

### C4.4.3 Ductilidad global asignada

La tabla 4.3 indica la manera en que se determina la ductilidad global asignada para una edificación, la cual depende de los siguientes aspectos: a) tipo de sistema estructural (artículo 4.2), b) regularidad en planta y en elevación (regular, irregular moderado o irregular severo, artículo 4.3) y c) ductilidad local (óptima o moderada, inciso 4.4.1).

A diferencia del CSCR 2002, no todos los tipos de irregularidad influyen en la selección de la ductilidad global asignada. Como se menciona en el artículo 4.5, existen irregularidades que solo influyen en la selección del tipo de análisis a realizar.

Con excepción del caso en que en una de las direcciones se diseña para que la edificación permanezca en el rango elástico (ductilidad global asignada igual a uno), la ductilidad global asignada debe ser la misma en ambas direcciones de análisis e igual a la menor de estas. Esto es así porque la edificación es en la realidad una estructura en tres dimensiones. Por lo tanto, su respuesta sísmica tridimensional está gobernada por su ductilidad más crítica.

La ductilidad global asignada indicada en la tabla 4.3 es solo una estimación de la ductilidad global intrínseca. Los métodos alternos indicados en el artículo 7.7 permiten hacer una mejor estimación de este valor.

Durante los años de aplicación del CSCR 2002 se han diseñado e investigado múltiples sistemas estructurales y se ha podido calibrar la tabla 4.3.

Para los sistemas estructurales tipos dual y muro se determinó que la presencia de la ductilidad local óptima, aún con la existencia de una estructura con irregularidad

local moderada, permitía desarrollar una ductilidad global asignada de 3 y 2, respectivamente.

Para el sistema estructural tipo marco se concluyó que el poseer una ductilidad local moderada, aún para una estructura regular, no necesariamente permitía desarrollar una ductilidad global asignada de 4, por lo que se decidió reducir su valor a 3.

Comentarios a las notas de la tabla 4.3:

- Ca Comúnmente, el problema del concreto prefabricado está en las uniones, por lo que se limita a estos sistemas a un valor máximo de ductilidad global  $\mu = 1.5$ . No obstante, algunos sistemas prefabricados con uniones bien detalladas podrían tener un valor de  $\mu$  mayor. El Código permite al diseñador utilizar una ductilidad global mayor que 1.5 para sistemas estructurales constituidos principalmente por elementos de concreto prefabricado, siempre y cuando, existan pruebas experimentales y cálculos analíticos que demuestren que el sistema estructural puede desarrollar dicha ductilidad global.
- Cb Las irregularidades graves tienden a conducir a un mal comportamiento sísmico por lo que, en lo posible, se deben evitar. Para cuando no se puedan evitar, se incrementan sustancialmente los valores de demanda al obligar a que se diseñe elásticamente ( $\mu = 1.0$ ). Tal como se menciona en el inciso 4.4.2, estas estructuras deben poseer una ductilidad global intrínseca mínima de 1.5.
- Cc El hecho de no tener un diafragma rígido que integre los diferentes sistemas sismorresistentes hace que la distribución de fuerzas sísmicas a estos sea diferente a la que se obtendría si el diafragma fuera rígido. Si la flexibilidad del diafragma fuera muy alta, a tal punto que su rigidez fuera despreciable, cada sistema sismorresistente actuaría independientemente, razón por la cual podría diseñarse con las fuerzas sísmicas correspondientes a su área tributaria. Asimismo, las deformaciones de los sistemas sismorresistentes a nivel de entrepiso pueden ser muy diferentes, sobre todo si algunos de ellos incursionan en el rango inelástico. Por estas razones, es conveniente diseñar los sistemas estructurales que no posean diafragma rígido con una ductilidad global asignada baja ( $\mu \leq 1.5$ ) y verificar que el diafragma pueda tomar las deformaciones relativas entre los diferentes sistemas sismorresistentes. Los artículos 3.5 y 4.6 mencionan el concepto de diafragma rígido aplicado a entrepisos y no a techos livianos. Estos últimos, como se menciona en el artículo C3.5, no inciden en esta restricción de ductilidad global asignada, por lo que edificaciones con techos livianos podrían tener ductilidades globales mayores que 1.5, si cumplen con los requisitos respectivos de este código, en especial con el concepto de diafragma rígido en todos los entrepisos.
- Cd No es razonable asignar ductilidad y sobrerresistencia, *SR*, a las fundaciones de un voladizo ya que las fuerzas sísmicas reales pueden ser mayores que las fuerzas de diseño y su falla puede provocar el colapso de la estructura.

- Ce El Código enfatiza la necesidad de contar con algún tipo de ductilidad en el sistema estructural, por lo que se indica que este debe tener una ductilidad global intrínseca de 1.5, como mínimo. Utilizar una ductilidad global asignada igual a 1.0 para establecer un nivel de fuerzas de diseño elástico no implica que se esté incumpliendo con este requisito. En este caso, ese nivel de fuerzas junto con los otros requisitos de diseño y detallamiento brindan la ductilidad global intrínseca mínima requerida. En otras palabras, el hecho que este código acepte utilizar una ductilidad global asignada igual a 1.0 para el cálculo de las fuerzas sísmicas no implica que acepte que el sistema estructural sea frágil.
- Cf El sistema estructural tipo otros incluye todo lo que no está descrito en los otros sistemas estructurales mencionados en el Código. Por lo tanto, a menos que el profesional responsable del diseño pueda demostrar que el sistema tiene una ductilidad mayor, debe utilizar  $\mu = 1.0$ . Tal como se menciona en el inciso 4.4.2, estas estructuras deben poseer una ductilidad global intrínseca mínima de 1.5.
- Cg La tabla 10.5 asigna ductilidades locales a algunos sistemas sismorresistentes de acero y define ductilidades globales asignadas a algunos sistemas estructurales. En estos casos, esta tabla 10.5 sustituye a la tabla 4.3, para efectos de determinar los valores de la ductilidad global asignada.
- Ch Las estructuras de acero de los tipos marcos ordinarios (OMF) y marcos ordinarios arriostrados (OCBF) no tienen muchos requisitos de detalle y su uso tiene las limitaciones descritas en las notas 1, 2 y 3 de la tabla 10.5.
- Ci A criterio del profesional responsable del diseño, las tapias pueden ser diseñadas como sistemas estructurales o como sistemas o componentes no estructurales (capítulo 14). Cuando se consideren sistemas estructurales, se puede utilizar alguna ductilidad ( $\mu = 1.5$ ) ya que el comportamiento difiere al de un voladizo convencional en que no toda la longitud de la tapia se mueve en la misma dirección al mismo tiempo (modo de oscilación ondulado en planta).

## C4.5. Aspectos de irregularidad para determinar el tipo de análisis

Los requisitos de este artículo eran utilizados en el CSCR 2002 para modificar la regularidad en planta o altura y por tanto influían en la selección de la ductilidad global asignada a la edificación. En el CSCR 2010 se considera que estos requisitos no influyen en la escogencia de la ductilidad global asignada pero sí en el tipo de análisis que se debe realizar.

Si se cumplen las relaciones indicadas en las ecuaciones [4.7] y [4.8], la relación entre frecuencia rotacional y frecuencia lateral es mayor que 1.41 (Kan y Chopra

1977), de manera que los efectos de la torsión en planta no son incrementados por la respuesta dinámica. Por lo tanto, si se incumplen estas ecuaciones, se requiere realizar un análisis tridimensional dinámico de la estructura.

En el cálculo de las rigideces torsionales, debe prestársele particular atención a los ductos de pared delgada, en el sentido de considerarlos abiertos o cerrados según mejor modele la realidad.

Si se incumple alguna de las condiciones mencionadas en el inciso 4.5.b, un análisis estático podría no representar apropiadamente la respuesta sísmica del edificio. En estos casos, se considera que un análisis tridimensional dinámico no es necesario, por lo que se permite realizar un análisis bidimensional dinámico en dos dimensiones ortogonales.

Se permite un análisis estático si, además de cumplir con los tres requisitos del inciso 4.5.b, se cumple con el inciso 7.4.2. Este análisis se debe realizar en cada una de las dos direcciones ortogonales.

Las excepciones mencionadas en este artículo pretenden eliminar la posibilidad que partes no importantes de la edificación puedan influir en la selección del tipo de análisis a realizar.

## C4.6. Diafragmas

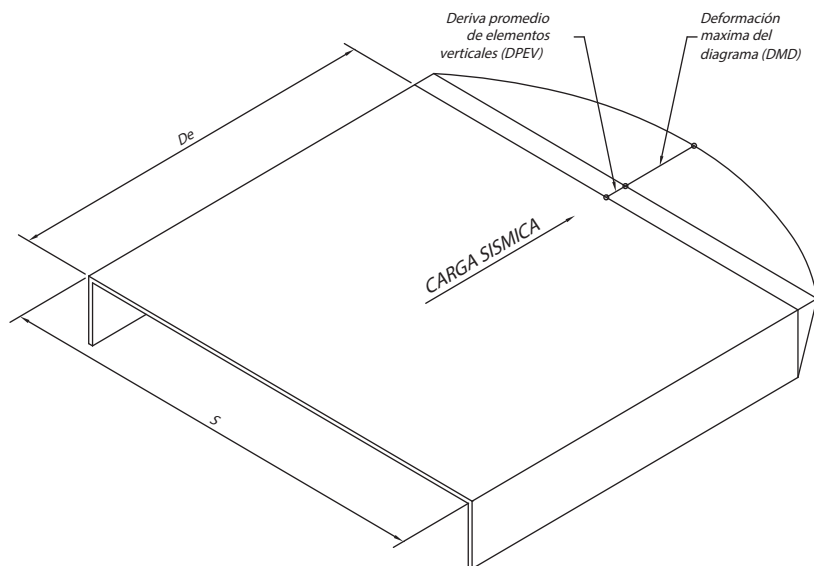
El comportamiento de los diafragmas de entrepiso es uno de los más complejos y aún poco entendidos aspectos del comportamiento sísmico de las edificaciones. Los diafragmas de entrepiso son elementos estructurales determinantes en el comportamiento sismorresistente de la edificación. Estos elementos sirven a la transferencia de fuerzas horizontales hacia los elementos resistentes verticales e inclinados [Gardiner y Bull 2008].

Es necesario visualizar los mecanismos de transmisión de cargas y el flujo de fuerzas entre sus diferentes elementos para dimensionar todos los componentes del diafragma. Se debe prestar atención en particular al dimensionamiento de las cuerdas o elementos de borde que trabajan esencialmente a tracción-compresión y por lo tanto se debe garantizar el anclaje de las barras de refuerzo y el confinamiento del concreto. De igual importancia son los elementos colectores y el acero de refuerzo de las sobrelosas de concreto y su anclaje a los elementos sismorresistentes verticales e inclinados.

Las irregularidades en la geometría de los diafragmas presentan desafíos para el detallado de los componentes, debido a la concentración de esfuerzos que generan, produciendo altas deformaciones y concentración de daño. Esto es de particular importancia cuando la configuración del diafragma presenta entrantes o reducciones mayores que el 15% de su dimensión en planta y cuando los diafragmas presentan aberturas o discontinuidades mayores que el 50% de su área bruta.

Es usual que los diafragmas sean idealizados como infinitamente rígidos durante la etapa de análisis y diseño, aun cuando no lo sean, lo cual puede conducir a resultados no conservadores [Barron y Hueste 2004]. Es necesario entonces definir qué es un diafragma flexible y qué es un diafragma rígido, pues la respuesta de la edificación ante cargas laterales depende de ello. Se considera que un diafragma es rígido, para efectos de distribuir las fuerzas cortantes de piso y momentos torsionales, si la deformación lateral máxima del diafragma en su propio plano es menor o igual a dos veces el promedio de las derivas máxima y mínima del diafragma, como se muestra en la figura C4.2. En forma alternativa se permite obviar la revisión de deformaciones en el diafragma de entrepiso y suponer que es infinitamente rígido si presenta longitud total limitada, razón de aspecto menor a tres y espesor mínimo de losa o sobrelosa de concreto. Con esto se pretende de forma simplificada asegurar que el diafragma tenga la rigidez necesaria. Se ha demostrado que las deformaciones de los diafragmas son muy sensibles a factores como la longitud, la razón de aspecto y la rigidez efectiva [Nakaki 2000].

Los requisitos actuales de detallado para el armado de los diafragmas de entrepiso no permiten el desarrollo de gran ductilidad, por lo que el comportamiento preferido para los diafragmas es el de una respuesta elástica, previniendo la cedencia por flexión del diafragma. Estos elementos son considerados elementos frágiles y para su dimensionamiento o diseño se deben utilizar las fuerzas incrementadas por el factor incremental,  $F_I$  [FEMA 450, Fleishman-Restrepo 2004].



NOTA: Diafragma es flexible si  $(DMD) > 2(DPEV)$   
y rígido si  $(DMD) \leq 2(DPEV)$

Figura C4.2. Diafragmas rígidos y flexibles

## Referencias

- ASCE/SEI 7-05, 2005. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures".
- Barron, J.M., Hueste, M.B., 2004. "Diaphragm Effects in Rectangular Reinforced Concrete Buildings", ACI Structural Journal.
- Building Seismic Safety Council, 2003. "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures".
- Fleischman, R., Restrepo, J. "FEMA 450".
- Fleischman, R., Restrepo, J., Sause, R., Naito, C., Ghosh, S.K., 2004. "Development of a Seismic Design Methodology for Precast Diaphragms". 13WCEE.
- Gardiner, D.R., Bull, D.K. & Carr, A., 2008. "International forces of concrete floor diaphragms in multi storey buildings", New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Wairakei, Nueva Zelanda.
- Ghosh, S.K., Fleischman, R., et ál., 2003. "Diaphragm Seismic Design Methodology", DSDM Task Group.
- Kan, C.L., Chopra, A.K., 1977. "Coupled Lateral Torsional Response of Buildings to Ground Shaking". Report No. EERC 76-13, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Naito, C., Cao, L., 2004. "Precast Diaphragm Panel Joint Connector Performance". 13WCEE.
- Nakaki, S.D., 2000. "Design Guidelines for Precast and Cast in Place Concrete Diaphragms", 1998 NEHRP Professional Fellowship Report, Earthquake Engineering Research Institute.
- Reinforced Concrete Buildings", ACI Structural Journal. SEAOC, VISION 2000.

# C5

## Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico,  $C$ , se define en la ecuación [5-1] como el producto de la aceleración pico efectiva de diseño,  $a_{er}$ , el factor de importancia,  $I$ , y el factor espectral dinámico,  $FED$ , dividido entre la sobrerresistencia,  $SR$ . Este coeficiente equivale a un espectro de diseño de aceleraciones para valores de ductilidad y amortiguamiento constantes.

La aceleración pico efectiva de diseño está definida en el capítulo 2 y se obtiene de la tabla 2.3, según la zonificación sísmica y el sitio de cimentación.

El factor de importancia de una edificación, indicado en la tabla 4.1, pretende asignar, de acuerdo con la ocupación o función, un nivel de sacudida sísmica definido en el artículo 2.3, acorde con los objetivos de desempeño indicados en el inciso 4.1.b.

La sobrerresistencia está definida en el capítulo 3 como la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente. La capacidad real sismorresistente normalmente es mayor que la capacidad nominal sismorresistente debido a varias razones, entre ellas: diferencia entre la resistencia real de los materiales utilizados y los especificados, diferencia entre lo especificado por el diseñador y la demanda considerada, redundancia presente en las estructuras y otras.

La sobrerresistencia constituye un aumento en la capacidad de una estructura. Aunque se podría comparar la capacidad real sismorresistente de la edificación, es decir, la capacidad nominal aumentada por  $SR$ , con su demanda, en este código se compara la capacidad nominal de la edificación con la demanda dividida por  $SR$ . Es por esta razón que el coeficiente  $SR$  aparece en el denominador en la ecuación [5-1].

El factor espectral dinámico,  $FED$ , define la forma del espectro y se presenta en las figuras 5.1 a 5.12, para diferentes sitios de cimentación, zonas sísmicas y ductilidades globales asignadas. Este factor fue introducido en el CSCR-2002 y no ha sido modificado para esta versión.

El amortiguamiento del sistema estructural se supuso constante e igual al 5% del amortiguamiento crítico, valor bastante característico para edificaciones comunes. El profesional responsable del diseño puede suponer otros valores de amortiguamiento con el debido respaldo técnico, pero debe modificar el  $FED$  de manera correspondiente.

## Derivación de los $FED$ elásticos

Los  $FED$  elásticos (ductilidad unitaria) de este código se basaron en los espectros de diseño propuestos por la Asociación de Ingenieros de California (SEAOC 1999), los cuales son similares a los del Uniform Building Code (UBC 1997) y a los del Internacional Building Code (IBC 2000). Sin embargo, estos fueron modificados con base en conceptos básicos descritos por Newmark y Hall (1973, 1982) y Chopra (2001).

Los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno ( $a_o$ ,  $v_o$  y  $d_o$ , respectivamente), así como los valores de respuesta en las zonas de aceleración, velocidad y desplazamiento ( $S_a$ ,  $S_v$  y  $S_d$ , respectivamente) y la forma final del espectro de diseño, fueron determinados tomando en cuenta lo siguiente:

- a) Valor de amortiguamiento del sistema estructural ( $\xi$ ) del 5%.
- b) Aceleración del terreno igual a la aceleración pico efectiva,  $a_o = a_{ef}$ , expresada como fracción de la gravedad.
- c) Zona de transición, períodos cortos:  $T = T_a = 0.0303$  seg y  $T_b = 0.125$  seg.
- d) Valores máximos de  $S_a$  ( $S_a = 2.5 a_o$ ) y  $S_v$ , así como valor de  $T_c$  según SEAOC 1999, para diferentes tipos de sitios de cimentación y de zona sísmica. El valor de  $T_c$  se define como el período en el que se tienen valores máximos concurrentes de  $S_a$  y  $S_v$ .
- e)  $v_o = \frac{S_v}{2.07}$ .
- f) Relación  $\frac{a_o d_o}{v_o^2} = 6$ .
- g)  $S_d = 1.86 d_o$ .

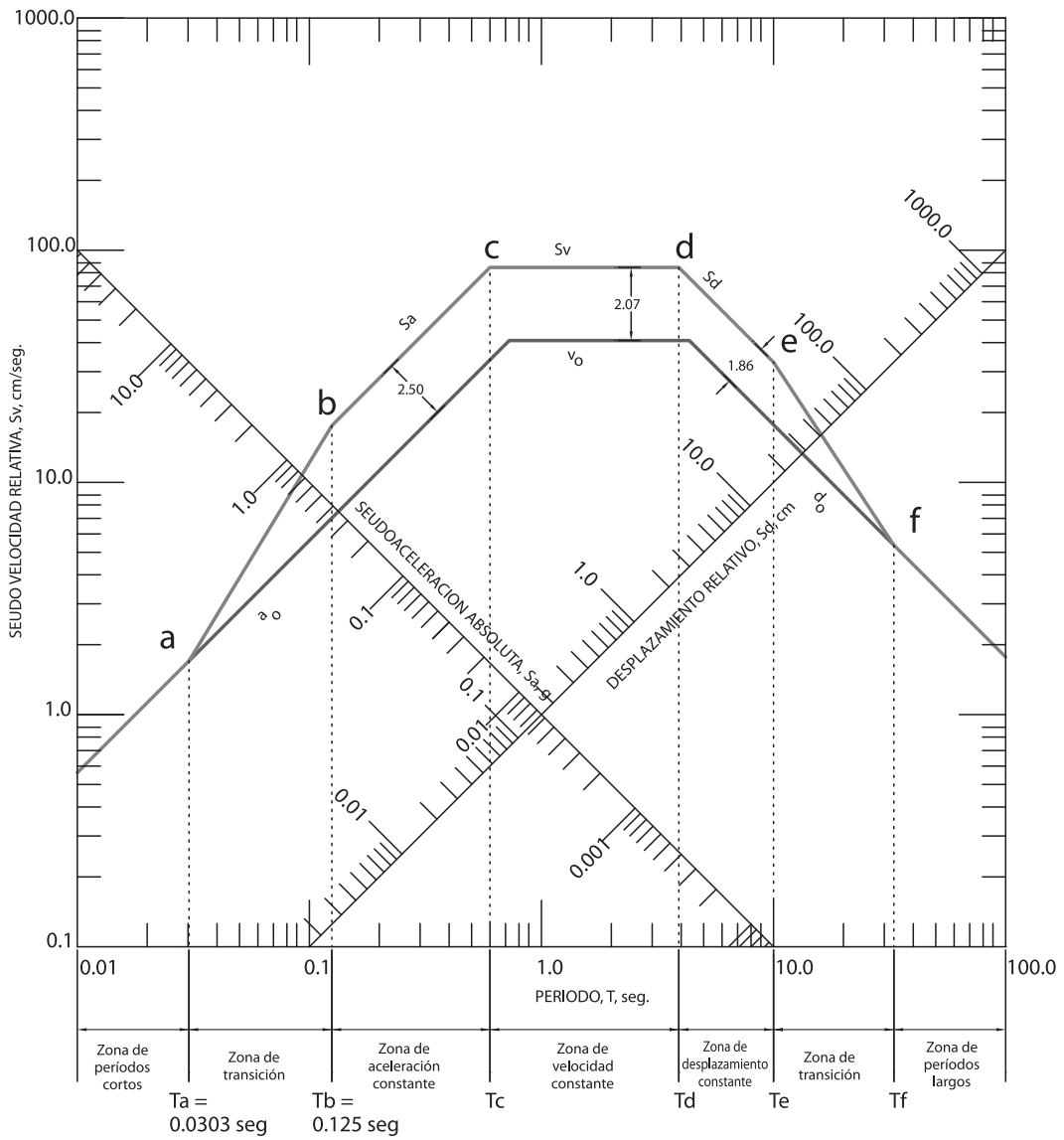


Figura C5.1 Derivación de espectros elásticos del CSCR 2002 y CSCR 2010. Ejemplo con sitio de cimentación  $S_3$  y zona sísmica III.

Estas consideraciones se resumen a continuación, con base en la figura C5.1:

Zona de períodos cortos y de transición	$T = T_a = 0.0303 \text{ seg} : S_a = a_{ef}$ $T_a \leq T \leq T_b = 0.125 \text{ seg} : S_a \text{ lineal (en gráfico log-log) de } a_{ef} \text{ a } 2.5 a_{ef}$
Zona de aceleración constante	$T_b \leq T \leq T_c : S_a = 2.5 a_{ef}$
Zona de velocidad constante	$T_c \leq T \leq T_d : S_v = 2.07 v_0$ ( $T_d$ corresponde a período de inicio de zona de desplazamientos constantes).
Zona de desplazamiento constante	$T_d \leq T \leq T_e = 10 \text{ seg} : S_d = 1.86 d_0$
Zona de transición y de períodos largos	No se consideraron períodos $T > T_e$ .

## Influencia del tipo de sitio de cimentación en los espectros elásticos

Para zonas sísmicas con aceleraciones bajas, entre más suave es el suelo, mayor es el valor de la aceleración pico efectiva  $a_{ef}$ , ya que existe una tendencia a que se amplifique la señal sísmica. Sin embargo, para zonas sísmicas con aceleraciones altas, el suelo tiende a responder inelásticamente y puede no darse el incremento o suceder lo contrario (ver tabla 2.3).

En cuanto a los *FED* elásticos, en los suelos suaves, se extiende el período  $T_s$  en el que inicia el descenso de las aceleraciones (ver figura C5.2).

## Influencia del tipo de zona sísmica en los espectros elásticos

En general, para un mismo sitio de cimentación, entre más alta sea la zona sísmica (zona sísmica IV > zona sísmica III > zona sísmica II), mayor es el valor de la aceleración pico efectiva  $a_{ef}$ . Excepción a esta regla lo constituye el sitio de cimentación tipo  $S_4$  ya que, debido a las razones explicadas en el punto anterior, al pasar de la zona sísmica III a la zona sísmica IV, mantiene su valor de  $a_{ef}$  (ver tabla 2.3).

En cuanto a los *FED* elásticos, para los sitios de cimentación  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$  no existe diferencia en la forma espectral para las zonas sísmicas II, III y IV. Sin embargo, para el sitio de cimentación  $S_4$ , al pasar de la zona sísmica II a las zonas sísmicas III y IV, se extiende el período  $T_s$  en el que inicia el descenso de las aceleraciones (ver figura C5.3).

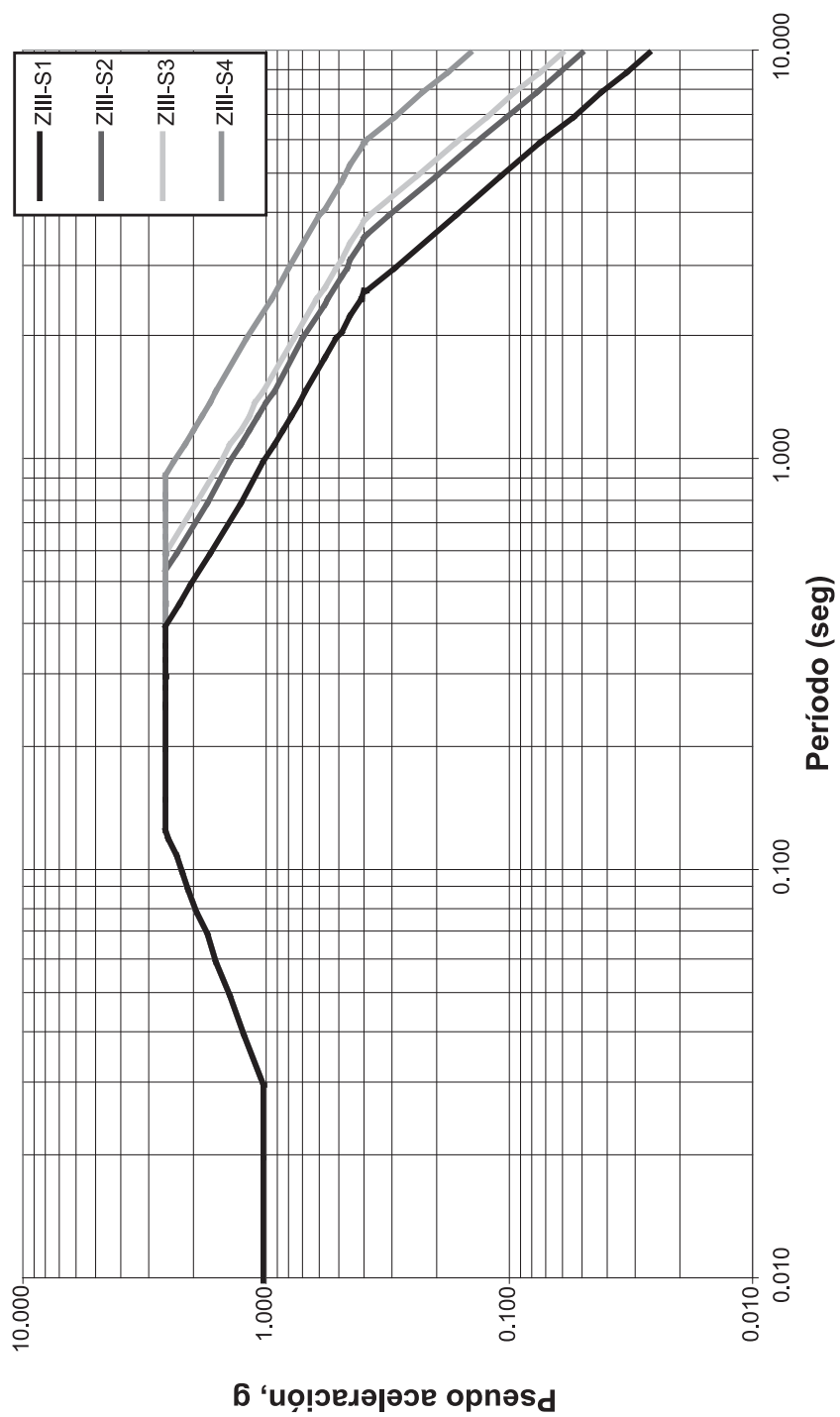


Figura C5.2. Espectros normalizados para zona III de suelo S<sub>1</sub> a S<sub>4</sub> (amortiguamiento  $\xi = 5\%$ )

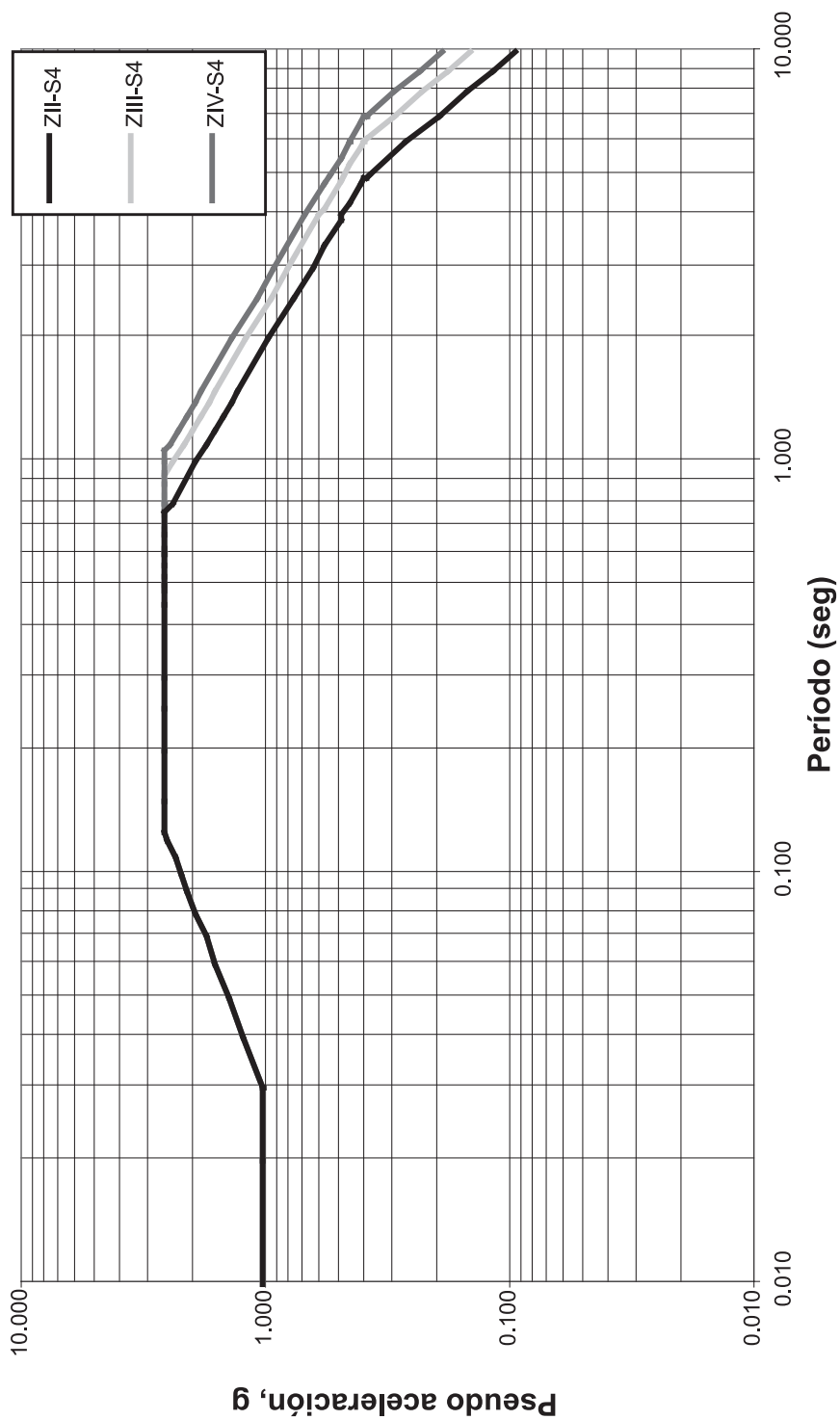


Figura C5.3. Espectros normalizados de suelo  $S_d$ , zona II a zona IV (amortiguamiento  $\xi = 5\%$ )

## Derivación de los FED inelásticos

Se realizaron estudios para la construcción de los *FED* inelásticos de diseño a partir de los *FED* elásticos, todos tomando en consideración factores de reducción  $R$ , en función del período (Miranda y Bertero 1994; Newmark y Hall 1973 y 1982; Newmark y Ridell 1980, y Ridell y Newmark 1979). Se seleccionó la metodología de Newmark-Hall (Newmark 1973 y Newmark 1982), tomando en cuenta su sencillez y que los valores sugeridos por estos autores son adecuados para el amortiguamiento utilizado ( $\xi=5\%$ ). Los valores de reducción utilizados son:

- a) Para la zona de aceleración:  $R = \sqrt{2\mu - 1}$ .
- b) Para la zona de velocidades:  $R = \mu$ .
- c) Para la zona de desplazamientos:  $R = \mu$ .

Para cada zona sísmica (II, III y IV) y para cada sitio de cimentación ( $S_1, S_2, S_3$  y  $S_4$ ) y para las ductilidades consideradas (1, 1.5, 2, 3, 4, 6), el código presenta los FED elásticos e inelásticos en las figuras 5.1 a 5.12.

## Referencias

- Chopra, A.K. 2001. "Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering"; Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2ª edición.
- International Code Council, 2000. "International Building Code (2000)"; International Code Council (ICC), BOCA, ICBO, CBCCL.
- International Conference of Building Officials, 1997. "Uniform Building Code (1997)"; International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, California.
- Miranda, E., y Bertero, V.V., 1994. "Evaluation of Strength Reduction Factors For Earthquake-Resistant Design," *Earthquake Spectra*, Volumen 10, No. 2, Earthquake Engineering Research Institute.
- Newmark, N.M., y Hall, W.J., 1973. "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design"; Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, Building Science Series No. 46.
- Newmark, N.M., y Hall, W.J., 1982 "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California-
- Newmark, N.M., y Ridell, R., 1980. "Inelastic Spectra for Seismic Design," 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía.
- Ridell, R., y Newmark, N.M. 1979. "Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes," Civil Engineering Studies, *Structural Research Series No. 468*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.

Seismology Committee, 1999. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary – 1999 – Seventh Edition"; Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, California.

# C6

## Cargas y factores de participación

### C6.1 Cargas gravitacionales

#### C6.1.1 Carga permanente

La carga permanente de una edificación participa con toda su inercia, por lo que se debe considerar en su totalidad para el cálculo de las fuerzas sísmicas.

- a) La carga permanente está compuesta por los pesos propios de la totalidad de los componentes de la estructura, ya sea que formen parte o no del sistema sismorresistente, así como los pesos de la totalidad de los elementos no estructurales fijos a la estructura.
- b) Los pesos de los sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos que estén fijos a la estructura y que se desplazan con esta, forman parte de la carga permanente. Tanto los elementos como sus conexiones a la estructura deben ser diseñados según las especificaciones del capítulo 14.
- c) El peso de los productos líquidos y sólidos contenidos en depósitos fijos a la estructura serán considerados parte de la carga permanente suponiendo el depósito lleno. Se puede considerar porcentajes de llenado menores a la totalidad siempre y cuando se justifique mediante un análisis probabilístico. En el caso de los líquidos, el efecto de la masa oscilante del depósito se puede considerar para el análisis y el diseño de los elementos estructurales.

## C6.1.2 Carga temporal

Las cargas temporales, propias del uso del edificio, son cargas de intensidad variable en el tiempo.

Los valores de las cargas temporales mínimas a considerar están dados en la tabla 6.1 y han sido tomados de la reglamentación internacional, donde han sido determinados teniendo en cuenta su naturaleza probabilística y la simplificación de los modelos de análisis que se emplean en el diseño. La variación de la intensidad en el tiempo de las cargas temporales es mucho más significativa que la de las cargas permanentes, por lo que tienen diferentes factores de modificación en las combinaciones de carga.

## C6.1.3 Carga sísmica

El peso de cada nivel  $W_n$ , para efectos del cálculo de la carga sísmica, está compuesto por la carga permanente más una fracción de la carga temporal. Esa fracción depende de la naturaleza de la carga temporal, de su variabilidad en el tiempo y de la manera en que se sujete a la estructura.

- a) Las cargas temporales fijas aportan toda su inercia al movimiento y es muy probable que se encuentren en la edificación durante el sismo de diseño, por lo que la fracción a incluir en el peso es de 1.0.
- b) La carga temporal de bodegas aporta parte de su inercia al movimiento sísmico, pero es poco probable que el valor máximo se presente durante el sismo de diseño. Por lo tanto, se utiliza una fracción de 0.25.
- c) La carga temporal en edificios de oficinas, vivienda y otros usos no está sujeta al piso, por lo que tiende a deslizar y a ofrecer poca inercia al movimiento. Adicionalmente, la carga temporal de diseño es un valor máximo, por lo que tiene poca probabilidad de estar presente durante el sismo de diseño. Por las razones anteriores, la fracción a utilizar en el peso de piso es de 0.15.
- d) La carga temporal en azoteas, marquesinas y techos tiene probabilidad casi nula de estar presente durante el sismo y en la gran mayoría de los casos no está sujeta a la estructura. Por lo tanto, la fracción a utilizar en el peso es de cero.

Es importante enfatizar que las fracciones anteriores son valores mínimos por lo que el diseñador debe considerar aquellas condiciones de variabilidad de carga o de su fijación a la estructura que requieran que dichas fracciones sean incrementadas.

Para efecto de calcular la carga sísmica, no se permite la reducción de carga temporal según el artículo 6.3. Según se menciona en este inciso, para el cálculo de la carga sísmica se utiliza una fracción de la carga temporal, por lo que no se permite una reducción adicional por el factor  $f_R$ .

Para el cálculo de la carga sísmica de cada nivel se deben considerar todos los pesos que ofrecen inercia en dicho nivel. Es decir, si hay elementos verticales sujetos a dos niveles, la fuerza inercial se distribuye de manera simplificada, en partes iguales entre los niveles donde están apoyados dichos elementos. Si hay elementos sujetos a un solo nivel, la totalidad de sus efectos inerciales se transmite al nivel de donde se sujeta.

Es necesario calcular la distribución en planta de las cargas permanentes y temporales a fin de calcular la ubicación del centro de masa. Cuando por efectos de la excentricidad sea necesario realizar un análisis dinámico tridimensional, se debe calcular el momento polar de inercia o su masa rotacional  $I_{ci}$ . Este momento polar de inercia debe tener unidades congruentes con las de las masas traslacionales calculadas a partir de los pesos de piso.

## C6.2 Participación de las diferentes acciones

### C6.2.1 Combinaciones para obtener la carga última

Las combinaciones para obtener la carga última representan solicitudes con poca probabilidad de ser excedidas en la vida útil de la estructura.

Las cargas gravitacionales multiplicadas por el factor de modificación tienen una probabilidad del orden del 5% o menos de ser excedidas.

Los valores máximos de las diferentes acciones tienen poca probabilidad de que se presenten simultáneamente.

Las combinaciones dadas por las ecuaciones [6-1] y [6-2] están dirigidas a lograr un buen desempeño bajo condiciones de cargas gravitacionales.

El factor  $f_R$  de la ecuación [6-5] se utiliza en las ecuaciones [6-2] y [6-3] para tomar en cuenta que la carga temporal tiene poca probabilidad de estar presente en su totalidad, por lo que puede reducirse según las indicaciones del artículo 6.3.

El factor  $f_I$  se utiliza en la combinación [6-3] para considerar el hecho de que la carga temporal máxima puede no estar presente durante el evento sísmico.

Debe existir un límite para la reducción de la carga temporal por ambos factores  $f_I$  y  $f_R$  simultáneamente, el cual se establece en 0.5.

Las acciones permanentes intervienen en todas las combinaciones ya que siempre están presentes. Las acciones temporales intervienen en las ecuaciones [6-2] y [6-3], pero no necesariamente con sus valores máximos. En la ecuación [6-4] las acciones temporales no intervienen y las acciones permanentes se presentan ligeramente reducidas. Esta última combinación se propone para considerar los efectos adversos que puedan tener el sismo y el empuje cuando se tiene la menor carga gravitacional posible. Esto tiene importancia en el análisis de la inestabilidad de cimentaciones y en el diseño de aquellos elementos cuya carga axial sea relevante.

Las acciones sísmicas, en todas las combinaciones donde se incluyen, tienen un factor de modificación de carga igual a 1.0, ya que las probabilidades de excedencia de dicha acción ya fueron consideradas en la demanda sísmica descrita en el capítulo 2. Por otro lado, el diseño sismorresistente está gobernado por desplazamientos que aceptan la incursión en el rango inelástico, es decir que agotan la capacidad elástica de los elementos y sacan provecho de la ductilidad.

### C6.2.2 Factor incremental FI

Según se menciona en el artículo C3.4, es recomendable evitar el uso de elementos, componentes y uniones frágiles en edificaciones ubicadas en ambientes sísmicos. Sin embargo, cuando no es posible evitarlos, es necesario diseñarlos para que permanezcan en el rango elástico durante el sismo, sin que alcancen su capacidad estructural. Su diseño consiste en aumentar las demandas derivadas del análisis estructural por un factor incremental,  $FI$ , así como el considerar las regulaciones de diseño especificadas en las otras secciones del Código. Para la determinación del factor incremental,  $FI$ , se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones, además de las indicadas en el artículo C3.4:

- a) El tipo de trayectoria de fuerzas: en serie o en paralelo (ver artículo C3.2).
- b) La sobrerresistencia del componente frágil y su relación con respecto a la sobrerresistencia,  $SR$ , del sistema estructural.
- c) La inclusión de un factor de seguridad adicional para que los elementos, componentes y uniones frágiles permanezcan en el rango elástico cuando se alcancen los desplazamientos máximos inelásticos del sistema estructural.

### C6.2.3 Caso especial: redundante de postensión

Las acciones provenientes de los efectos de postensión en estructuras hiperestáticas tienen un nivel de variación en el tiempo y una dispersión de sus magnitudes ligeramente mayor a la de las cargas gravitacionales permanentes. Por lo tanto, su factor de modificación en las combinaciones propuestas es de 1.1 cuando su efecto aumente el valor de la combinación y 0.9 cuando su efecto disminuya el valor de la combinación.

### C6.2.4 Diseño para carga última

La metodología del Código está basada en el método de diseño por resistencia, denominado LRFD ("Load and Resistance Factor Design", por sus siglas en inglés). No se permite el método de diseño por esfuerzos permisibles (o de trabajo).

## C6.3 Reducción de carga temporal

Este artículo permite pero no obliga a reducir las cargas temporales. La reducción aquí presentada está basada en el International Building Code (IBC 2006). Cuando las cargas temporales sean bajas (menores que 200 kg/m<sup>2</sup>) no se permite su reducción.

La reducción de carga temporal se realiza por medio de un factor  $f_R$  que multiplica a la carga temporal en las ecuaciones [6-2] y [6-3]. En la ecuación [6-5] se indica la relación entre este factor  $f_R$  y el término de reducción de carga temporal  $R_{CT}$ , el cual se define en las líneas posteriores a dicha ecuación.

El concepto de la reducción de carga temporal está basado en que la probabilidad que toda esta carga temporal esté presente al mismo tiempo es menor conforme el área tributaria del elemento estructural sea mayor.

La influencia de la carga temporal en el diseño de los elementos horizontales es mayor que en la de los verticales, por lo que se es más conservador para los elementos horizontales, limitando el porcentaje de reducción a 40%, en vez de 60% para los verticales.

La relación "carga permanente / carga temporal" también influye en el porcentaje de reducción de carga temporal. Entre mayor sea esta relación, mayor es el porcentaje de reducción permitido, ya que la carga temporal influye menos en el diseño de los elementos estructurales.

Excepciones:

- Ca De la misma manera que no se permite reducir la carga temporal cuando esta sea menor o igual a 200 kg/m<sup>2</sup>, la carga temporal no puede reducirse a un valor menor que 200 kg/m<sup>2</sup>.
- Cb A los elementos estructurales que soportan áreas pequeñas (menores que 14 m<sup>2</sup>) no se les permite reducir su carga temporal. Esto se debe a que la probabilidad que esta área pequeña tenga toda la carga es alta.
- Cc Los casos especiales de pisos de estacionamiento y pisos con carga temporal alta (como bodegas) tienen una probabilidad alta de estar con toda su carga temporal en algún momento de su vida útil, por lo que para un piso no se permite reducción alguna. En el caso de dos o más pisos, esta probabilidad es un poco menor, por lo que se permite una reducción, siempre basada en los criterios del artículo 6.3, pero con un límite máximo más exigente del 20%.
- Cd Los sitios de reunión pública también tienen una probabilidad alta de estar ocupados al 100% de la carga temporal en algún momento de su vida útil por lo que no se permite reducción de carga temporal alguna.

## Referencias

International Code Council, 2006. "International Building Code (2006)"; EE.UU.

---

---

# Métodos de análisis y desplazamientos límite

## C 7.1 Generalidades

Ca Los métodos de análisis identificados como método estático y método dinámico son propuestos para el cálculo de las fuerzas internas, las deformaciones y los desplazamientos en la edificación que genera el sismo. El cálculo de las fuerzas internas y de los desplazamientos laterales se realiza mediante el análisis elástico para una demanda sísmica que considera que la estructura se deforma en el rango inelástico y que posee una sobrerresistencia  $SR$ . El comportamiento inelástico es considerado mediante una reducción de fuerzas en función de la ductilidad global asignada  $\mu$ , la cual se define en la tabla 4.3. Adicionalmente se toma en consideración el factor de importancia  $I$ .

La ductilidad global asignada, que es deseable que sea menor que la ductilidad global intrínseca que la estructura es capaz de desarrollar, modifica los valores del factor espectral dinámico  $FED$ , de la ecuación [5-1]. Esta modificación considera la reducción que sufre la fuerza máxima elástica en función del nivel de desplazamiento inelástico que la estructura pueda tolerar, el cual también depende de la ductilidad global asignada. Como las fuerzas sísmicas también están reducidas por el factor  $SR$ , los desplazamientos resultantes del análisis elástico deben ser incrementados a su valor de diseño multiplicándolos por los factores  $SR$  y  $\mu$  según se indica en el artículo 7.6.

- Cb Se admite utilizar métodos alternos de análisis inelástico para realizar verificaciones del diseño y evaluaciones del desempeño o, inclusive, para realizar modificaciones al diseño. Para esto, el Código propone dos métodos, a saber: el método de capacidad espectral y el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo. Ambos métodos tienen sus ventajas relativas y pueden ser utilizados indistintamente. Las indicaciones de dichos métodos se encuentran en el artículo 7.7. Asimismo, el Código permite que el profesional responsable del diseño utilice cualquier otro método que también modele el comportamiento inelástico de la edificación, siempre que cuente con el adecuado respaldo técnico.
- Cc Los desplazamientos y las deformaciones laterales de la estructura deben ser limitados según las disposiciones del artículo 7.8. Estas son limitaciones propias de la estructura y de sus componentes estructurales y no estructurales; por lo tanto, son independientes del método de análisis utilizado.

## C7.2 Modelado de la estructura

### C7.2.1 Aspectos generales

- Ca En el análisis estructural, el modelo para el cálculo de desplazamientos y acciones internas debe considerar, como mínimo, los grados de libertad correspondientes a desplazamientos laterales, incluyendo posibles rotaciones en planta, así como las rotaciones de las uniones rígidas de la estructura.

Los desplazamientos verticales de las uniones, causados por deformación axial de los muros y las columnas, son usualmente pequeños, especialmente en edificios de poca altura, y deben ser considerados si su efecto modifica significativamente las fuerzas internas y los desplazamientos laterales. De manera alternativa, el diseñador puede tener en cuenta esos desplazamientos desde la definición misma del modelo. Conviene que el modelo estructural considere la secuencia constructiva de la edificación, ya que la respuesta puede ser significativamente afectada por la deformación axial de las columnas y muros.

- Cb Si se desea que los entrepisos sean considerados como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, es decir, que mantienen su forma original sin deformaciones en el plano, antes, durante y después de la aplicación de las fuerzas sísmicas, las cuales son transmitidas por estos diafragmas a los sistemas sismorresistentes, es necesario verificarlo. La verificación de la rigidez de los entrepisos y su capacidad para transmitir fuerzas puede realizarse mediante modelos planos que incluyen apoyos laterales en

los sistemas sismorresistentes. En esta verificación debe observarse lo comentado en los artículos 3.4, 3.5 y 4.6 y el inciso 6.2.2.

- Cc Las vigas que sean parte de diafragmas rígidos pueden considerarse con rigidez axial infinita, es decir, sin deformaciones axiales a lo largo de su longitud.

La rigidez torsional de ductos de pared delgada compuestos por muros continuos debe ser explícitamente considerada en el modelo. En aquellos ductos que contengan aberturas, cuando existan dinteles que vinculen de manera efectiva los muros del ducto y que posean resistencia y rigidez adecuadas, puede utilizarse la rigidez calculada de acuerdo a secciones cerradas de pared delgada. En caso contrario, esta rigidez se calcula de acuerdo a secciones abiertas de pared delgada.

Para entrepisos que puedan considerarse como diafragmas rígidos, el modelo de análisis puede considerar las masas traslacionales en las direcciones ortogonales horizontales y el momento rotacional de inercia concentrados por nivel y ubicados en su centro de masa. Este modelo se aplica al análisis tridimensional del edificio. En los casos que lo admita el inciso 7.2.1.f y el artículo 7.3, en edificaciones sin acoplamiento torsional puede utilizarse solamente la masa traslacional, realizando análisis separados en cada dirección ortogonal.

- Cd La existencia de escaleras, rampas u otro tipo de elemento que vincule diferentes niveles del edificio introduce resistencias y rigideces adicionales que deben ser consideradas en el análisis. Estos elementos pueden causar modificaciones en la respuesta sísmica, que de no ser incluidos en el análisis, pueden causar diferencias apreciables en los resultados del diseño.

Una solución alternativa, para evitar la incidencia de estos elementos, puede ser apoyarlos en un nivel y permitirles libre movimiento horizontal en el otro nivel. Esta solución debe ser congruente con el proceso constructivo.

- Ce El modelo estructural procura reflejar las condiciones reales de la estructura, por lo cual las dimensiones reales de elementos, nudos de unión y zonas rígidas deben ser incluidas de la manera más realista posible. Es particularmente importante incluir los efectos de carga axial en elementos esbeltos o muy cargados axialmente, así como los efectos de cortante en elementos poco esbeltos (chatos) y los efectos de torsión en ductos continuos y en elementos de secciones apreciables.

La flexibilidad de los apoyos puede incidir significativamente en el análisis ya que las deformaciones de los apoyos incrementan los desplazamientos laterales de piso y afectan la consecuente distribución de fuerzas internas.

- Cf Para edificios con diafragmas rígidos, la regularidad en planta permite reducir al mínimo la rotación en planta durante un sismo, ya que los modos

torsionales están desacoplados de los modos traslacionales; por lo tanto, es posible recurrir a modelos planos que consideran únicamente un grado de libertad de traslación por nivel para cada dirección ortogonal de la estructura. Para edificios con diafragmas rígidos, la excentricidad en planta, presente en estructuras irregulares en planta, genera modos traslacionales con acoplamiento torsional que son excitados durante un sismo, por lo que el análisis debe ser realizado con al menos tres grados de libertad por nivel: dos traslaciones horizontales del centro de masa y una rotación en planta. En los casos en que los diafragmas de piso no sean rígidos, de acuerdo con el artículo 4.6, el modelo debe considerar la deformación del diafragma, incluyendo grados de libertad adicionales, según se requiera.

- Cg Los efectos  $P - \Delta$  pueden ser considerados en el modelo de análisis de manera explícita, para lo cual es necesario realizar un análisis de segundo orden, es decir, que la rigidez de la estructura se vuelve dependiente de la carga gravitacional y de los desplazamientos laterales. Salvo que algún artículo del Código lo exija, el análisis de segundo orden puede obviarse tomando en cuenta que los desplazamientos calculados según el artículo 7.6 deben cumplir con los límites impuestos en la tabla 7.2.

## C7.2.2 Propiedades de las secciones

Durante el sismo las secciones de los elementos pueden sufrir modificaciones tales como pandeo local, agrietamiento, etc. Estas modificaciones deben ser consideradas en el cálculo de las propiedades geométricas de las secciones de los elementos. La sección 3 del Código indica algunas maneras de considerar las propiedades geométricas de las secciones para los diferentes materiales estructurales.

## C7.2.3 Flexibilidad vertical de estructura, elementos y componentes

En general, en edificios y otras edificaciones semejantes, la flexibilidad vertical no es significativa y la estructura simplemente reproduce, sin mayores amplificaciones, las aceleraciones verticales del terreno. En estas condiciones, los factores incrementales aplicados a las cargas gravitacionales, según el artículo 6.2, cubren las posibles fuerzas verticales de inercia. Sin embargo, conforme al artículo 3.6, en aquellas edificaciones, elementos o componentes cuya flexibilidad en el sentido vertical sea significativa, debe considerarse el efecto de esta componente en el sismo de diseño, conforme se indica en el artículo 7.3. Adicionalmente, el profesional responsable del diseño debe asegurar que el modelo incorpore este efecto en el modelo global de la edificación, así como en el de aquellos elementos y componentes que sean significativamente flexibles en la dirección vertical. Una

forma de lograr este último propósito es introduciendo grados de libertad verticales adicionales en el interior de estos elementos o componentes, subdividiéndolos así en varios subelementos o subcomponentes.

### C7.2.4 Nudos de unión

Los nudos de unión viga-columna y viga-muro deben ser los últimos elementos en fallar en una estructura pues su falla compromete sensiblemente la estabilidad de la misma; por lo tanto, se pueden considerar en el análisis como elementos infinitamente rígidos y diseñarlos para esta condición. En este caso, sus dimensiones deben ser iguales a las reales, de manera que la longitud deformable de los elementos se considera a partir de las caras de los nudos.

La flexibilidad del nudo puede ser considerada en el análisis para permitir la deformación propia del nudo según las condiciones en que se encuentra; sin embargo, se debe mantener la invariabilidad del ángulo de unión de los ejes del nudo.

### C7.2.5 Rigidez de los apoyos

Dependiendo de las dimensiones de los elementos de fundación y de las condiciones de flexibilidad del terreno, los apoyos del modelo estructural en el terreno pueden ser considerados como rígidos (empotramiento perfecto) o como flexibles. Cuando se consideren rígidos, se debe proveer cimientos que garanticen la condición de rigidez supuesta en el modelo estructural, tales como zapatas, pilas, pilotes, vigas de amarre, etc., los cuales deben ser diseñados para resistir las fuerzas sísmicas generadas en estos apoyos rígidos.

Por el contrario, cuando las condiciones de flexibilidad del terreno y las dimensiones de los cimientos así lo justifiquen, los apoyos del modelo estructural en el terreno deben modelarse como flexibles, con rigideces calculadas según dimensiones de los cimientos y condiciones de flexibilidad del terreno entre otros, conforme a los artículos 13.5 y 13.9.

## C7.3 Componentes direccionales

La sollicitación sísmica es un evento espacial con componentes de movimiento traslacional de un punto cualquiera en tres direcciones ortogonales (normalmente dos direcciones ortogonales contenidas en un plano horizontal y una dirección vertical, ortogonal a las dos anteriores). En el plano horizontal, el ángulo de incidencia crítico de la sacudida sísmica, entendido como el ángulo con respecto a las direcciones ortogonales de la estructura que produce su respuesta máxima, varía con el tipo de sacudida y con el tipo de edificación. Se hace la observación que aún en el caso

de que este ángulo de incidencia sea cero, es decir que la dirección crítica de la sacudida coincida con uno de los ejes ortogonales del edificio, debe considerarse la otra componente horizontal de la sacudida sísmica, ortogonal a la primera.

Para los casos de los métodos estático y dinámico de los artículos 7.4 y 7.5, la combinación de los efectos en cada dirección ortogonal horizontal, tal y como lo propone el Código, calculando la suma vectorial de los efectos en una dirección más 30% de los efectos en la otra, aproxima los valores máximos de la respuesta según el ángulo de incidencia crítico. En edificaciones regulares con sistemas sismorresistentes paralelos u ortogonales entre sí, la respuesta en una dirección no incide apreciablemente en su respuesta en la otra dirección, por lo que en estos casos puede omitirse la combinación del 30% de la máxima respuesta en la otra dirección.

Conforme al artículo 3.6, para edificaciones, elementos o componentes cuya flexibilidad en el sentido vertical sea significativa debe considerarse el efecto de la componente vertical del sismo. Las características de esta componente dependen de múltiples factores tales como distancia epicentral, profundidad del hipocentro y propiedades físicas del sitio por lo que, si esta componente fuese relevante, es recomendable un estudio específico para el sitio. En ausencia de estos estudios, y como una primera aproximación, suele utilizarse el espectro para componentes horizontales multiplicado por 2/3. Cuando se considere la respuesta en la dirección vertical, a cada una de las dos combinaciones definidas en el párrafo anterior debe agregárseles un 30% del efecto de la componente vertical. Adicionalmente, debe considerarse otra combinación con un 100% de este efecto vertical y un 30% de los efectos correspondientes a cada una de las dos direcciones horizontales.

## C7.4 Método estático

### C7.4.1 Descripción general

El método estático es una aproximación al método de análisis modal, también conocido como análisis espectral de respuesta (Chopra, 2011) que este código presenta como método dinámico en el artículo 7.5. La aproximación consiste en considerar únicamente un primer modo de oscilación y aproximarlos como proporcional a la altura, y calcular así las fuerzas sísmicas laterales y sus correspondientes desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis elástico y lineal. Además, se considera la masa inercial total de la estructura (no solo la del primer modo), para lo cual se calcula el cortante basal como el producto del coeficiente sísmico  $C$ , por el peso total de la edificación.

Lógicamente, para que estas aproximaciones produzcan resultados aceptables, deben satisfacerse varias limitaciones, las cuales se definen en el inciso 7.4.2.

Aunque la estructura puede estar en el rango inelástico, el diseño se basa en un análisis elástico y lineal considerando un coeficiente sísmico  $C$  reducido mediante consideraciones de sobrerresistencia y ductilidad global asignada, y afectado por el factor de importancia  $I$ , según se indica en el capítulo 5. Las consideraciones de sobrerresistencia y ductilidad global asignada también se toman en cuenta para estimar los desplazamientos inelásticos a partir de los elásticos (artículo 7.6).

Debe observarse que bajo el cortante basal estimado según el método estático propuesto, la suposición de otra distribución de cortante en altura (otra distribución de fuerzas aplicadas en cada nivel) puede dar como resultado un momento en la base menor al indicado por este método. Por lo tanto, si algún evento sísmico excede el sismo de diseño, esto podría conllevar a que la demanda de cortante en la base exceda su capacidad en cortante, mientras que la demanda de momento basal siga siendo menor que su capacidad en flexión. Por lo tanto, si se quiere que esto no ocurra, el profesional responsable del diseño debe tomar este aspecto en consideración.

## C7.4.2 Limitaciones

Debido a su carácter aproximado, este método solo se aplica a edificaciones de cinco pisos o menos y altura no superior a 20 metros que sean regulares en altura y en planta, según incisos 4.3.1 y 4.3.2, respectivamente. En efecto, la distribución de cortante basada en la suposición de un primer modo de oscilación con valores proporcionales a la altura no tiene validez en edificios irregulares en altura. Lo mismo ocurre en edificaciones que, debido a su irregularidad en planta, presenten efectos de acoplamiento lateral-torsional. El límite del número de pisos a cinco y de la altura de la edificación a veinte metros se debe a que la participación de otros modos de oscilación, además del primero, es importante en la respuesta de edificios que excedan estos límites.

## C7.4.3 Cortante en la base

Como se comenta en C7.4.1, para incluir la masa inercial total de la estructura en lugar de la masa efectiva del primer modo, el cortante en la base se calcula como el producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación.

Debido a que el coeficiente sísmico depende del período de la estructura y que inicialmente no se conoce su valor, puede estimarse conforme a las indicaciones del inciso 7.4.5.

## C7.4.4 Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

La distribución de fuerzas aplicadas en cada nivel, según la ecuación [7-2], supone una configuración lineal del primer modo y considera la masa inercial total

de la edificación. Estas fuerzas se aplican en los respectivos centros de masa de cada nivel.

### C7.4.5 Estimación del período del primer modo de vibración

Para calcular el período del primer modo se utiliza el método de Rayleigh (Chopra, 2011). Este método requiere calcular los desplazamientos elásticos correspondientes a un conjunto de fuerzas laterales de sismo para lo cual se hace una estimación inicial del  $FED$  utilizando alguna de estas dos opciones: a) estimar el  $FED$  correspondiente a un período aproximado de la edificación, suponiendo una fracción del número de pisos que, a su vez, depende del tipo de estructura (marco de acero, marco de concreto, tipo dual o tipo muro), o b) suponer que el  $FED$  corresponde al mayor valor de todo el rango de períodos.

### C7.4.6 Recálculo del período del primer modo de vibración

Con las fuerzas laterales de sismo obtenidas con cualquiera de las opciones del inciso anterior, se calcula el período de la edificación conforme al método de Rayleigh (Chopra 2011), ecuación [7-3]. Esta ecuación calcula una excelente aproximación al período del primer modo de oscilación que se utiliza para recalculer el  $FED$  y, de ser necesario, escalar los valores de las fuerzas y desplazamientos encontrados inicialmente, multiplicándolos por el factor  $(FED_{nuevo} / FED_{inicial})$ .

## C7.5 Método dinámico

### C7.5.1 Generalidades

El Código denomina método dinámico al método de superposición modal espectral, también conocido como análisis espectral de respuesta (Chopra, 2011). El inciso 7.5.1 describe en detalle el método, el cual calcula las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de una edificación que es sometida a una demanda sísmica mediante un análisis elástico-lineal. Para realizar todos estos cálculos se recomienda utilizar algoritmos disponibles en programas comerciales de cómputo que cuenten con el debido respaldo tecnológico.

Un detalle a tener en cuenta con este método es que utiliza el principio de superposición, propio de un análisis elástico y lineal, pero los coeficientes sísmicos utilizados para el cálculo de la respuesta máxima correspondiente a cada modo de oscilación han sido reducidos por consideraciones de la ductilidad global asignada y

la sobrerresistencia de la estructura (ver Capítulo 5), propios de un comportamiento inelástico y no lineal. A pesar de que no existe justificación teórica para este procedimiento, se considera aceptable en tanto conduce a diseños que han demostrado ser adecuados para resistir los sismos de diseño que el Código prescribe.

## C7.5.2 Modelo de análisis

### Ca Edificaciones regulares en planta

Todo sistema estructural es tridimensional; no obstante, en edificaciones regulares en planta en las que no existe acoplamiento lateral-torsional, es posible descomponer el problema tridimensional en sendos problemas bidimensionales en dos direcciones horizontales ortogonales entre sí, simplificando considerablemente el análisis. Este inciso describe de manera prolija el procedimiento a seguir y las consideraciones que deben ser tomadas en cuenta cuando se presenta esta condición.

### Cb Edificaciones irregulares en planta

Para sistemas estructurales que sean irregulares en planta, hay acoplamiento lateral-torsional, por lo que debe realizarse un análisis en tres dimensiones de manera que puedan considerarse los efectos de torsión en planta en la respuesta del edificio. Para diafragmas de entrepiso rígidos en su propio plano, sus desplazamientos en el plano pueden ser representados por tres grados de libertad, dos traslaciones ortogonales horizontales y una rotación en planta. Para asegurar la condición diagonal de la matriz de masa, los grados de libertad de traslación horizontal deben colocarse en el centro de masa de cada entrepiso, aunque estos no necesariamente estén ubicados en un mismo eje vertical.

Para asegurar la rigidez y capacidad de los diafragmas de entrepiso, deben satisfacer las indicaciones de los artículos 3.5 y 4.6.

### Cc Edificaciones con entrepisos sin diafragmas rígidos

Para diafragmas de entrepiso que no sean rígidos, debe tomarse en cuenta su flexibilidad en el análisis, tal como se describe en el artículo 4.6, ya que tiene influencia en la distribución de fuerzas internas en la estructura. Asimismo, el diseño del entrepiso y de los sistemas sismorresistentes debe tomar en cuenta las consideraciones del artículo 3.5.

Debe tenerse presente que los diafragmas flexibles son altamente indeseables, no solo por el hecho de que complican excesivamente el análisis estructural sino porque, al no permitir una deseable distribución de fuerzas sísmicas hacia aquellos sistemas sismorresistentes más idóneos, sea por rigidez, capacidad o ductilidad, debilita sensiblemente la capacidad del sistema estructural para enfrentar los efectos de la sacudida sísmica.

**Cd** Número mínimo de modos a considerar

La masa efectiva modal se define como la cantidad que, multiplicada por la gravedad  $g$  (el peso efectivo) y por el coeficiente sísmico  $C$ , da lugar al cortante en la base correspondiente a cada modo de oscilación. La masa efectiva es muy adecuada para definir el número mínimo de modos a considerar pues la suma de estos valores para todos los modos es numéricamente igual a la masa total de la edificación y sus magnitudes decrecen significativamente para los modos superiores. Un número mínimo de modos que corresponda a una masa efectiva acumulada de al menos 90% en cada dirección horizontal asegura la inclusión de los modos superiores que inciden de manera significativa en la respuesta.

### C7.5.3 Determinación de la carga sísmica y combinación modal

Este inciso establece la metodología para la determinación de la carga sísmica  $CS$ , tanto para edificaciones regulares como irregulares en planta, con diafragmas rígidos o sin ellos. En todos los casos, para cada dirección horizontal ortogonal del sismo y para cada modo de oscilación deben calcularse los valores máximos de todas las variables de interés, sean estos desplazamientos absolutos o relativos, acciones internas en los elementos o reacciones en los apoyos.

Para cada dirección horizontal del sismo la combinación de los valores máximos obtenidos para cada una de estas variables, en cada modo de oscilación, se hace dependiendo de la proximidad de los períodos correspondientes a los distintos modos de oscilación. Para edificios regulares en planta, con respuestas desacopladas en sus dos direcciones horizontales, suelen presentarse períodos claramente diferenciados, por lo que es posible combinar los valores mencionados como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés). En cambio, los edificios irregulares en planta, con acoplamiento lateral torsional en cada dirección horizontal del sismo, pueden presentar períodos cercanos entre sí; en estos casos, debe utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC). Estas combinaciones brindan valores máximos probables y se basan en principios de la dinámica estructural (Chopra, 2011). Obsérvese que la combinación CQC equivale a la combinación SRSS para aquellos casos en que los períodos están claramente diferenciados pues el coeficiente  $\rho_{jk}$  tiende a cero.

Habiendo obtenido los valores máximos probables de todas las variables de interés para cada componente horizontal de sismo, las combinaciones indicadas en el artículo 7.3 permiten estimar los valores máximos de la respuesta causados por la superposición de los efectos en las

dos direcciones ortogonales horizontales. Cuando su participación es significativa, debe añadirse además la dirección vertical del sismo.

## C7.6 Cálculo de desplazamientos y derivas

Como se ha comentado, los métodos estático y dinámico descritos en los artículos 7.4 y 7.5 representan la acción sísmica mediante fuerzas obtenidas a partir de coeficientes sísmicos que consideran reducciones por efecto de la ductilidad global asignada  $\mu$  (ver figuras 5.1 a 5.12) y  $SR$  (donde  $SR = 2$  para estructuras tipo marco, dual o muro y  $SR = 1.2$  para estructuras tipo voladizo u otros, ver capítulo 5) y calculan los desplazamientos correspondientes mediante un análisis elástico y lineal. Como la demanda sísmica calculada con estos coeficientes ha sido reducida por el factor  $SR$ , la capacidad nominal sismorresistente está afectada por este factor. Por definición, la capacidad real sismorresistente es  $SR$  veces la capacidad nominal. Es claro entonces que, a su vez, los desplazamientos calculados con estos análisis elásticos deben ser incrementados por  $SR$  para obtener los desplazamientos elásticos asociados con la capacidad real sismorresistente de la estructura. Adicionalmente, estos desplazamientos deben ser multiplicados por  $\mu$  para calcular los correspondientes desplazamientos inelásticos. Lo anterior se ilustra en la figura C7.1.

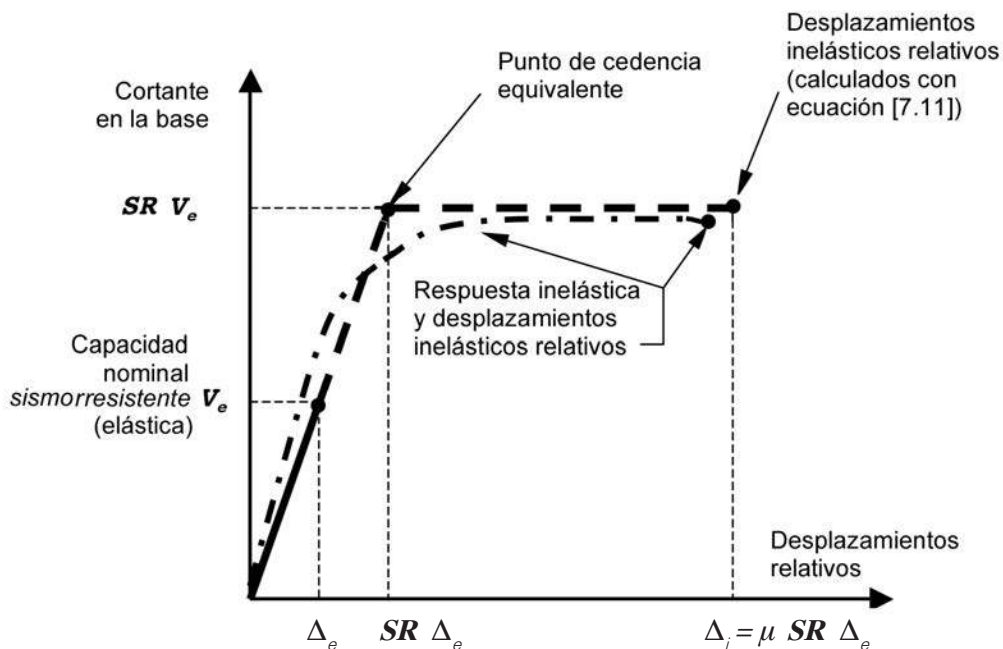


Figura C 7.1. Cálculo de los desplazamientos inelásticos a partir de los valores de desplazamientos elásticos para los métodos estático y dinámico (artículos 7.4 y 7.5).

Debe notarse que los valores de  $SR$  dados en el capítulo 5 son aproximaciones conservadoras a las verdaderas sobrerresistencias de la edificación, por lo que su capacidad real sismorresistente podría ser diferente (probablemente mayor) a lo aquí descrito.

Este cálculo aproximado de los desplazamientos inelásticos presupone que en cada uno de los pisos se desarrolla la ductilidad global asignada. Lo anterior es válido para calcular los desplazamientos inelásticos relativos  $\Delta_i$ , entre los niveles superior e inferior de un piso cualquiera, pero resulta conservador para calcular los desplazamientos inelásticos absolutos  $\delta_i$ , en los sistemas estructurales tipo marco, dual y muro, pues es muy poco probable que en todos y cada uno de sus pisos se desarrolle esta ductilidad simultáneamente.

Por consiguiente, en estructuras de más de un piso, para calcular los desplazamientos inelásticos absolutos en estos sistemas estructurales, se introduce un factor de desplazamiento inelástico  $\alpha$ , cuyo valor es de 0.7. Por razones obvias, para estructuras de un piso, así como para sistemas estructurales tipo voladizo y otros, se asigna siempre un valor  $\alpha = 1.0$  (ver tabla 7.1).

## C 7.7 Métodos alternos de análisis

### 7.7.1 Generalidades

El cálculo de desplazamientos inelásticos del artículo 7.6 es aproximado y no permite conocer a cabalidad la respuesta inelástica de la estructura ni los niveles de deformación interna y demandas de ductilidad local de sus elementos, componentes y uniones. Estos datos son indispensables para poder cuantificar los indicadores de daño u otros parámetros que permitan calcular los niveles de desempeño de la edificación ante un determinado nivel de sacudida sísmica.

Para obviar esta importante limitación, el Código presenta en el artículo 7.7 dos métodos alternos de análisis, los cuales, por ser métodos no lineales, permiten estimar la respuesta inelástica de la estructura y evaluar el desempeño de la edificación. Estos métodos se denominan método de capacidad espectral y método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo. Conviene recordar que, en el inciso 7.1.b, el Código permite la utilización de otros métodos no lineales, incluyendo los métodos de diseño basado en desplazamientos, en contraposición de los métodos de diseño basado en fuerzas, siempre y cuando cuenten con un sólido respaldo técnico.

### 7.7.2 Método de capacidad espectral

El método de capacidad espectral es un método no lineal estático que ha sido propuesto como una alternativa simplificada de análisis para evaluar la respuesta no lineal de la estructura, sin tener que resolver sus ecuaciones dinámicas del

movimiento. En su versión original (SEAOC, 1995; ATC, 1996; FEMA, 1997 y FEMA, 2000) este método adolece del defecto de utilizar espectros elásticos de diseño con un incremento en su amortiguamiento para aproximar espectros inelásticos de diseño. Esto es así pues los códigos norteamericanos en los que se basó el método, no consideran explícitamente la ductilidad global de la estructura en la definición del coeficiente sísmico. Sin embargo, se ha demostrado que el uso de espectros elásticos de diseño con valores incrementados de amortiguamiento produce resultados incorrectos que no están del lado de la seguridad (Chopra y Goel, 1999).

El CSCR-2002 y el CSCR-2010 sacan ventaja del hecho de que la ductilidad global de la estructura está explícitamente considerada en el cálculo del coeficiente sísmico (ver capítulo 5) y proponen un método de capacidad espectral mucho más racional, que conduce a resultados más precisos, mediante el uso de espectros inelásticos de ductilidad constante, expresados en gráficos  $S_a - S_d$  (Gutiérrez, 2006). El procedimiento para análisis para cada dirección horizontal del sismo consiste en once pasos, los cuales se comentan a continuación:

- Ca. Para propósitos de diseño, los espectros de aceleraciones  $S_a$ , tanto elásticos como inelásticos para ductilidad constante, se obtienen a partir del coeficiente sísmico  $C$ . Para este cálculo debe utilizarse  $SR = 1.0$  pues, como se ha comentado, la verdadera demanda sísmica no debe ser reducida por este factor. El coeficiente sísmico  $C$  así calculado se debe multiplicar por la aceleración de la gravedad  $g$ , para obtener los espectros de aceleraciones  $S_a$  expresados en unidades de aceleración (ecuación [7-9]).
- Cb. De acuerdo con los principios establecidos de la dinámica estructural (Chopra, 2011), el espectro de desplazamientos de cedencia  $S_{dy}$ , correspondiente al espectro de aceleraciones  $S_a$ , se obtiene dividiendo este último valor por la correspondiente frecuencia  $\omega$  al cuadrado. Lógicamente, el valor  $S_{dy}$  debe multiplicarse por la ductilidad  $\mu$  para obtener el correspondiente valor del espectro de desplazamientos inelásticos  $S_d$ . Como  $\omega = 2\pi / T$ , siendo  $T$  el período, el cálculo del espectro inelástico de desplazamientos corresponde a la ecuación [7-10].
- Cc. La información contenida en los espectros de diseño inelásticos para ductilidad constante de aceleración  $S_a$  y de desplazamiento  $S_d$  puede ser convenientemente representada en un espectro  $S_a - S_d$  con  $S_a$  en la ordenada y  $S_d$  en la abscisa. Esto puede hacerse para cualquiera de las tres zonas sísmicas y de los cuatro tipos de sitios de cimentación que contempla el Código, cuyos  $FED$  están representados en las figuras 5.1 a 5.12. A manera de ejemplo, la figura C7.2 representa el espectro  $S_a - S_d$  correspondiente a la zona III y sitio tipo  $S_2$ , cuya aceleración pico efectiva, según la tabla 2.3, es  $0.33g = 3.24 \text{ m/s}^2$ , precisamente el valor de  $S_a$  en  $T=0$  en la figura C7.2.

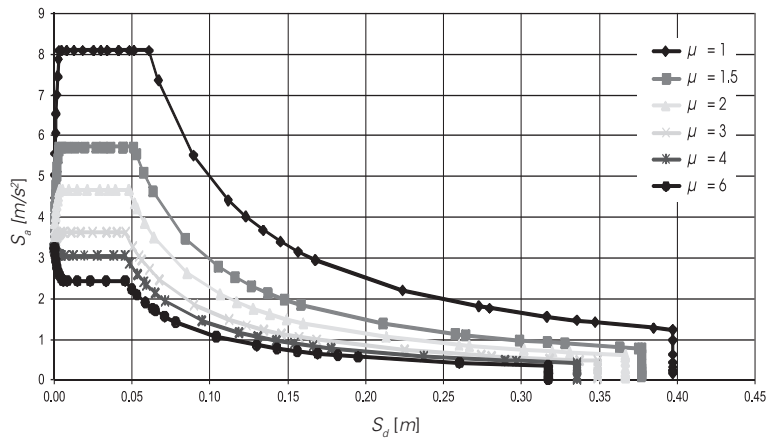


Figura C7.2. Espectro  $S_a - S_d$  correspondiente a zona III y sitio tipo  $S_2$ .

Estos espectros constituyen una forma novedosa de representar la demanda sísmica y permiten, de manera muy conveniente, compararla con la capacidad de la estructura mediante los procedimientos que se comentan a continuación. Los valores numéricos de los doce conjuntos de espectros  $S_a - S_d$  correspondientes a las tres zonas sísmicas y los cuatro tipos de sitio, para un factor de importancia  $I = 1$  se presentan al final de este capítulo (tablas C7.1 a C7.12 y sus correspondientes figuras).

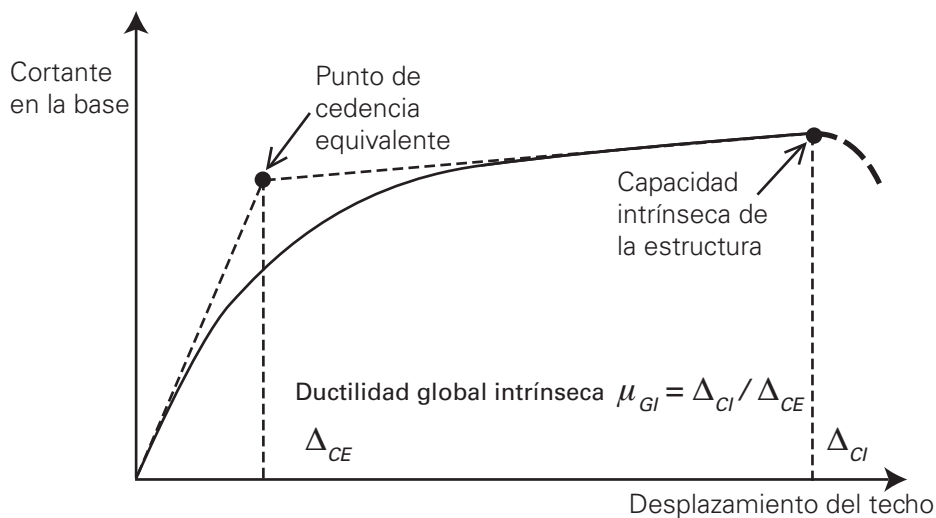
- Cd. Como su nombre lo indica, el análisis no lineal estático con incremento monótonico de fuerzas laterales (conocido en inglés como análisis tipo "pushover") permite evaluar la respuesta inelástica de la estructura ante fuerzas laterales cuasi-estáticas que representan la acción sísmica y que se incrementan monótonica y proporcionalmente desde cero hasta alcanzar los desplazamientos laterales correspondientes a los niveles de desempeño definidos para la estructura. Este tipo de análisis ha sido ampliamente descrito en la literatura (SEAOC, 1995; ATC, 1996; FEMA, 1997 y FEMA, 2000) e incorporado a programas comerciales de análisis por computadora. Las fuerzas laterales correspondientes a cada piso son proporcionales al primer modo de oscilación de la estructura y se incrementan monótonicamente manteniendo esa proporción, aun cuando la estructura incursiona en el rango inelástico. Si se desea, se pueden efectuar análisis adicionales utilizando otras formas de proporcionalidad de las fuerzas correspondientes a cada piso (por ejemplo fuerzas constantes o proporcionales a los pesos).

Aunque la representación usual de este análisis es mediante un gráfico de fuerza cortante en la base versus desplazamiento lateral de la estructura en su nivel superior o techo (figura C7.3), en realidad para cada par "fuerza cortante en la base - desplazamiento en el techo" el algoritmo de cómputo

dispone información completa sobre los niveles de fuerzas, deformaciones internas y correspondiente daño de todos y cada uno de los elementos, componentes y uniones que son determinantes para el comportamiento del sistema estructural.

En este gráfico denominado curva de capacidad nominal sismorresistente de la estructura, es posible introducir una aproximación bilineal para así definir el punto de cedencia equivalente, correspondiente al cambio de pendiente entre estas dos rectas (SEAOC, 1995; ATC, 1996; FEMA, 1997 y FEMA, 2000).

Los cortantes en la base así calculados representan capacidades últimas nominales. Sin embargo, las capacidades reales son aún mayores debido a factores tales como capacidad real de los materiales, dimensiones reales de los elementos y componentes estructurales, contribución de los elementos y componentes "no estructurales"; naturaleza tridimensional de la estructura, etc. En consecuencia, el sistema estructural posee una sobrerresistencia sobre los valores nominales calculados y representados en la curva de capacidad nominal. Esta sobrerresistencia se estima en un 20% por lo que, para obtener la curva de capacidad real sismorresistente, los cortantes en la base de la curva de capacidad nominal sismorresistente deben incrementarse por un factor  $SR = 1.2$  (figura C7.3).



**Figura C7.3.** Curva de capacidad de la estructura. Estimación del punto de cedencia equivalente, de la capacidad intrínseca de la estructura y de su ductilidad global intrínseca.

- Ce. Mediante el análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas laterales (o análisis tipo “pushover”) también es posible determinar el punto de la curva de capacidad del sistema estructural correspondiente al estado en el cual aquellos elementos, componentes y uniones, así como los sistemas no estructurales, que son determinantes para definir el desempeño de la edificación (también llamados primarios), alcanzan niveles de deformaciones (o de fuerzas, tratándose de elementos, componentes o uniones frágiles) correspondientes a los niveles de desempeño asignados a la edificación (nivel de seguridad de vida en edificaciones del grupo B, D y E o nivel operativo en las del grupo A y C, según el artículo 4.1). Por lo tanto, el desplazamiento lateral así definido y las correspondientes fuerzas y deformaciones internas, determinan la capacidad intrínseca de la estructura para el correspondiente nivel de desempeño. Al dividir este desplazamiento lateral por el valor correspondiente al punto de cedencia equivalente, se obtiene la ductilidad global intrínseca  $\mu_{GI}$  de la edificación (figura C7.3). Nótese que los desplazamientos, en particular el del punto de cedencia equivalente y el de capacidad intrínseca de la estructura son los mismos para las curvas de capacidad nominal y capacidad real; tampoco se modifican las deformaciones internas correspondientes.

Se debe tener presente que, conforme lo estipula el inciso 4.4.2, la ductilidad global intrínseca mínima para seguridad de vida de cualquier edificación nueva debe ser 1.5. Adicionalmente, en un sistema estructural bien concebido es conveniente, pero no necesario, que la ductilidad global intrínseca  $\mu_{GI}$  sea igual o mayor a la ductilidad global asignada a la estructura  $\mu$ , establecida en la tabla 4.3 del Código, la cual se utiliza para definir el coeficiente sísmico  $C$  y las correspondientes fuerzas sísmicas de diseño cuando se utilizan los métodos estático o dinámico, los cuales, como se ha comentado, utilizan análisis lineales elásticos.

- Cf. Puede demostrarse, mediante principios establecidos de la dinámica estructural (Chopra, 2011), que los valores de fuerza cortante en la base y del desplazamiento en el techo, utilizados para representar la curva de capacidad de la estructura, pueden ser respectivamente expresados en términos de valores de  $S_a$  y  $S_d$  mediante cambios de escala. En efecto, el cortante en la base es proporcional al espectro de aceleraciones y el desplazamiento inelástico en el nivel superior lo es al espectro inelástico de desplazamientos, conforme a las siguientes ecuaciones.

$$S_a = \Delta V_b \quad [C7-1]$$

donde,

$$\Lambda = g \frac{\left[ \sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1 \right]^2}{\left[ \sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1 \right]^2} \quad [C7-2]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{\eta_1 (\varphi_N)_1} \quad [C7-3]$$

donde,

$$\eta_1 = \frac{\left[ \sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1 \right]}{\left[ \sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1^2 \right]} \quad [C7-4]$$

En estas ecuaciones:

$S_a$  y  $S_d$ : son valores espectrales de aceleración y desplazamiento inelástico correspondientes respectivamente a cada valor de  $V_b$  y  $\Delta_{techo}$  de la curva de capacidad.

$V_b$  y  $\Delta_{techo}$ : son el cortante en la base y el desplazamiento en el techo en cada punto de la curva de capacidad.

$(\varphi_k)_1$ : valores del primer modo en el nivel k.

$W_k$ : peso asignado al nivel k para efectos sísmicos, conforme al artículo 6.1 del Código.

$g$ : constante de la gravedad.

La curva así obtenida, ahora expresada en coordenadas  $S_a - S_d$ , se denomina curva de capacidad espectral (sea nominal o real) de la estructura.

Debe tenerse presente que estas transformaciones suponen que la respuesta inelástica de la estructura está determinada fundamentalmente por su primer modo de oscilación. Si en el análisis se han utilizado otras formas para distribuir las fuerzas, esos valores deben sustituir a los valores del primer modo de oscilación en las ecuaciones C7.2, C7.3 y C7.4.

- Cg. La transformación de la curva de capacidad a la curva de capacidad espectral es muy conveniente pues permite visualizar, en un mismo gráfico, la demanda sísmica, representada por el espectro  $S_a - S_d$ , y la capacidad real, representada por la curva de capacidad espectral real. De estos dos gráficos puede determinarse el punto de desempeño de la estructura, en términos de  $S_a$  y  $S_d$ .

Este es el punto de la curva de capacidad espectral real donde la ductilidad global, calculada al dividir ese valor de  $S_d$  por el correspondiente al punto de cedencia equivalente, coincide con la ductilidad global obtenida de los gráficos del espectro  $S_a - S_d$  mediante interpolación. La ductilidad global así determinada se denomina ductilidad global requerida o demanda de ductilidad pues es la ductilidad que el sismo de diseño demanda a la estructura. A manera de ejemplo, en la figura C7.4 el punto de desempeño  $S_d \approx 0.1$  m, corresponde a una ductilidad global de 1.7, la cual se obtiene tanto de dividir ese valor de 0.1m por el 0.06m del punto de cedencia equivalente ( $0.1/0.06 \approx 1.7$ ) como de calcularla como interpolación entre las curvas correspondientes a ductilidades de 1.5 y 2 en los espectros  $S_a - S_d$ .

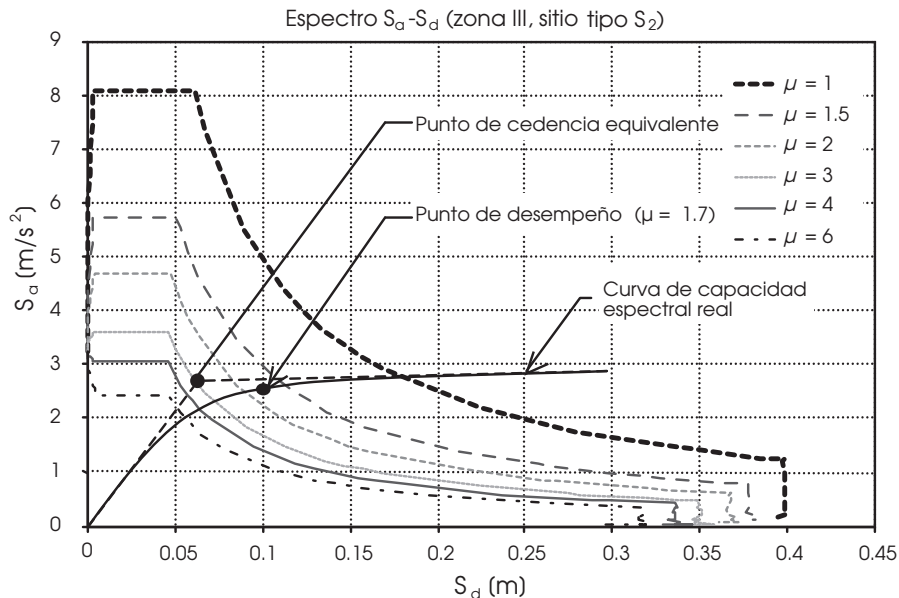


Figura C7.4. Determinación gráfica del punto de desempeño.

- Ch Tal y como se comentó en el inciso Ce anterior, en un sistema estructural bien concebido es conveniente, pero no indispensable, que la ductilidad global requerida o demanda de ductilidad, calculada conforme al inciso anterior, no exceda la ductilidad global asignada, determinada según la tabla 4.3 y utilizada en el cálculo del coeficiente sísmico y de las correspondientes fuerzas sísmicas. Es decir, no es conveniente que el sismo requiera de la estructura una ductilidad mayor que la que se utilizó para su diseño.

Sin embargo, lo que es un requisito indispensable es que la ductilidad global requerida o demanda de ductilidad esté convenientemente alejada de la ductilidad global intrínseca de la estructura para seguridad de vida. El factor de 0.7 (70%) toma en cuenta el carácter analítico del cálculo de la ductilidad global intrínseca y pretende cubrir las incertidumbres que puedan presentarse en la estructura real. Obsérvese que, para un valor mínimo de este parámetro de 1.5 (inciso 4.4.2) la ductilidad global requerida no puede exceder de  $0.7 \times 1.5 = 1.05$ , lo cual justifica los valores unitarios definidos para la ductilidad global asignada de ciertas estructuras en la tabla 4.3 y sus notas. El factor 0.7 solo aplica para el objetivo de desempeño de seguridad de vida, ya que a nivel operativo no se esperan grandes demandas de ductilidad.

- Ci. Habiendo calculado los valores  $S_a$  y  $S_d$  correspondientes al punto de desempeño, es posible determinar el cortante en la base y el desplazamiento en el techo correspondientes a ese punto mediante una transformación inversa a la contenida en las ecuaciones del inciso Cf.

$$V_b = \frac{S_a}{\Lambda} \quad [C7-5]$$

$$\Delta_{techo} = [\eta_1(\varphi_N)_1] S_d \quad [C7-6]$$

- Cj. Los desplazamientos absolutos y relativos para todos los niveles, correspondientes al punto de desempeño, se obtienen de la información generada en el análisis tipo pushover correspondiente a ese punto. Estos desplazamientos inelásticos relativos no pueden exceder los límites definidos en el artículo 7.8 para cada categoría de edificación y sistema estructural.
- Ck. Dado que en el inciso 7.7.2.d, para estimar la capacidad real sismorresistente de la estructura se incrementó su capacidad nominal por una sobrerresistencia  $SR = 1.2$ , si se desea calcular la capacidad nominal sismorresistente en el punto de desempeño se debe dividir el valor real por el mismo factor  $SR = 1.2$ . Lógicamente, las fuerzas y las deformaciones internas, así como las reacciones en los apoyos, corresponden a esta capacidad nominal.

En todo caso, debe tenerse presente que, conforme al inciso 1.1.c, “el diseño sismorresistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas”, por lo que son estos los parámetros que controlan el diseño.

### C7.7.3 Método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo

El método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo es, en principio, el método de análisis de mayor precisión, pues la estructura es modelada considerando el comportamiento inelástico de sus elementos, componentes y uniones y se procede a efectuar análisis dinámicos no lineales, para varios acelerogramas congruentes con el espectro de diseño, para obtener la historia de desplazamientos, deformaciones y fuerzas internas para cada uno de estos acelerogramas, los cuales se promedian para obtener los valores estimados.

Sin embargo, a pesar de que el análisis produce información muy detallada de la respuesta estructural, los resultados deben ser utilizados con suma cautela por las incertidumbres inherentes al modelo y por la excesiva sensibilidad ante variaciones en los datos que representan la sacudida sísmica del terreno. Para edificios con acoplamiento lateral torsional significativo, se requiere de programas de cómputo que consideren la naturaleza tridimensional de la respuesta.

El procedimiento de análisis es muy complicado y, para aproximar la realidad adecuadamente, se requieren modelos de la estructura muy refinados. Sin embargo, su nivel de detalle y sofisticación puede inducir a una falsa confianza en los resultados. La realidad es que pequeñas variaciones en el modelo o en la historia de aceleraciones pueden modificar la respuesta significativamente. Por estas razones es difícil obtener buenas predicciones analíticas, capaces de reproducir la respuesta observada en terremotos reales.

Su aplicación en un principio estuvo limitada principalmente a la investigación, para reproducir en modelos analíticos el comportamiento experimental observado o para evaluar otros modelos analíticos menos complicados, tales como el método estático (artículo 7.4), el método dinámico (artículo 7.5) o el método de capacidad espectral (inciso 7.7.2) del Código. Pese a que aún hace falta mucha investigación, tanto en los aspectos del modelado de la estructura, como en la representación de los posibles movimientos del terreno y su incidencia en la respuesta, un creciente grupo de académicos y profesionales lo consideran una alternativa viable y hoy en día está siendo utilizado tanto para el diseño de edificios nuevos como para la evaluación y adecuación de edificios existentes. El tema sigue siendo objeto de debate (Maison, 2005; Goel y Chopra, 2005).

- Ca. Por tratarse de un método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo, para analizar la estructura no pueden utilizarse espectros de diseño, sino que se requiere utilizar acelerogramas. Por congruencia con la demanda sísmica que define este código, los acelerogramas a utilizar, sean obtenidos de registros reales o generados artificialmente, deben producir espectros de respuesta elásticos, para un 5% de amortiguamiento crítico, que aproximen los espectros de diseño derivados a partir de la información del capítulo 5, utilizando el procedimiento del inciso 7.7.2 (a) para  $\mu = 1$  y

$SR = 1$ . Como los espectros correspondientes a acelerogramas presentan “crestas y valles” con respecto al espectro de diseño que pretenden representar, es necesario utilizar varios acelerogramas (el Código exige un mínimo de tres) para que sea su promedio el que efectivamente aproxime al espectro de diseño en los períodos significativos de la estructura.

- Cb. En estructuras sin acoplamiento lateral torsional es posible realizar análisis bidimensionales no lineales de respuesta en el tiempo de manera independiente para cada una de sus direcciones horizontales. En estos casos se puede utilizar los mismos acelerogramas en cada dirección. Sin embargo, en estructuras con acoplamiento lateral torsional, se debe modelar la estructura tridimensional y aplicar sucesivamente los acelerogramas horizontales en cada dirección horizontal. Los programas de cómputo que se utilizan deben ser capaces de modelar el comportamiento dinámico no lineal de la estructura de la manera más realista posible, incluyendo sus relaciones fuerza - deformación ante carga cíclica. En caso de estructuras con acoplamiento lateral torsional, estos programas deben considerar el análisis no lineal tridimensional.
- Cc. Como se ha utilizado un mínimo de tres acelerogramas, los valores máximos que resulten de cada análisis para cada una de las variables de interés (desplazamientos, deformaciones, fuerzas internas, reacciones y cualquier otro parámetro que se utilice como indicador de daño o para evaluar el desempeño) deben a su vez promediarse para estimar el máximo probable.
- Cd. Los desplazamientos relativos entre niveles que resultan de estos promedios son valores inelásticos que deben satisfacer los límites establecidos en el artículo 7.8. En edificios con acoplamiento lateral torsional estos valores deben evaluarse en los puntos más críticos entre niveles adyacentes.
- Ce. Debe verificarse que los valores correspondientes a las deformaciones internas de los elementos y componentes dúctiles, y cualquier otro parámetro asociado con el daño estructural, se mantengan por debajo de los valores correspondientes a sus límites de deformación congruentes con los objetivos de desempeño. Para elementos y componentes frágiles (artículo 4.4), debe revisarse que no se excedan sus fuerzas internas límite.

## C 7.8 Consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones

De los comentarios a los artículos 7.4, 7.5 y 7.7, resulta evidente que con cualquiera de los cuatro métodos de análisis que presenta el Código es posible estimar los desplazamientos inelásticos absolutos y relativos que puede experimentar la edificación durante el sismo de diseño. En caso de que la demanda de ductilidad sea

mayor que 1.0, precisamente por excederse el rango elástico, los desplazamientos inelásticos relativos pueden causar algún nivel de daño, tanto en los elementos, componentes y uniones de la estructura, como en los sistemas y componentes no estructurales (capítulo 14) que se deformen con ella.

- Ca Los límites superiores de la razón de deriva de la tabla 7.2 se relacionan con los objetivos de desempeño del inciso 4.1.2 y la tabla 4.2 (ver C4.1.2). Estos límites se denominan limitación especial y limitación normal y corresponden respectivamente a los niveles de desempeño operativo y de seguridad de vida que establece el Código. Sus valores son el resultado de investigaciones analíticas y experimentales para los distintos materiales estructurales contemplados en la sección 3.

Nótese que, para edificaciones de los grupos A y C, los límites de la razón de deriva de la tabla 7.2, impuestos para alcanzar un objetivo de desempeño de nivel operativo, probablemente den lugar a estructuras con mayor rigidez e, incluso, mayor capacidad, de las que resultan de calcularlas con la ductilidad global asignada de la tabla 4.3.

- Cb En las edificaciones de categoría B, D o E, diseñadas para el nivel de desempeño de seguridad de vida, se puede incrementar hasta en un 50% los límites superiores de la razón de deriva de la tabla 7.2 siempre que los elementos, componentes y uniones se diseñen para ductilidad local óptima. Sin embargo, para estos nuevos límites, el efecto  $P - \Delta$  de las cargas gravitacionales al desplazarse la estructura puede ser muy significativo; por consiguiente, este efecto tiene que ser considerado en el análisis, el cual debe ser no-lineal, para lo que se puede utilizar alguno de los métodos alternos del artículo 7.7. Adicionalmente, para garantizar una adecuada estabilidad lateral, la pérdida de capacidad estructural correspondiente a estos límites incrementados de desplazamientos relativos, no puede ser mayor que el 20% de la capacidad estructural máxima.
- Cc Si los muros y particiones se han supuesto desligados de los sistemas sismorresistentes, las separaciones deberán ser capaces de permitir los desplazamientos inelásticos relativos que resulten del análisis.
- Cd Para evitar impactos entre dos edificaciones adyacentes o entre partes de una misma edificación separadas por juntas de construcción, la separación debe ser mayor que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus desplazamientos inelásticos absolutos. Esta disposición supone que los desplazamientos máximos de cada edificio o parte de una misma edificación no ocurren en el mismo instante ni tienen direcciones opuestas, pues esta condición es extremadamente improbable.
- Ce Los dispositivos y materiales de relleno que se coloquen en las juntas de expansión deben ser capaces de permitir los desplazamientos relativos

calculados, sea cediendo plásticamente o fracturándose, sin afectar las partes estructurales.

- Cf Para lograr que el sistema estructural de una edificación se comporte adecuadamente, de acuerdo con los objetivos de desempeño mencionados en el inciso 4.1.2, todos sus componentes, sean estos parte o no de los sistemas sismorresistentes, deben ser capaces de deformarse acorde con los desplazamientos elásticos e inelásticos del sistema estructural, manteniendo su integridad y estabilidad. Esto puede conllevar a un incremento de la demanda sísmica de cada componente que debe ser tomado en cuenta. En particular, los elementos frágiles deben diseñarse para esta condición, según se indica en el inciso 6.2.2.
- Cg Los marcos industriales de un solo nivel, de menos de 15 m de altura y con cargas menores que  $75 \text{ kg/m}^2$  se consideran estructuras que pueden deformarse con mayor libertad que otras estructuras, sin tener que proteger componentes de valor ligados a ellos, incluidos acabados arquitectónicos y electromecánicos. Por esta razón se les permite desplazarse un 50% adicional. Sin embargo, debe revisarse que los detalles provistos para estos marcos puedan soportar las deformaciones impuestas a nivel elástico e inelástico. En el caso de marcos con mezzanines, debe evaluarse el tipo de carga que contenga, de manera que clasifique dentro de los grupos D o E de la tabla 4.1 y que su uso sea industrial.

## Referencias

- ATC, 1996. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 y 2"; Reporte ATC-40, Applied Technology Council, Report N° SSC-96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.
- Chopra, A.K. y Goel, R.K., 1999. "Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum"; Earthquake Spectra, Vol. 15, N° 4, EERI, Oakland, California.
- Chopra, A.K., 2011. "Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering"; 4ª Edición, Prentice-Hall.
- FEMA, 1997 "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Reporte FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- FEMA, 2000. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Reporte FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

- Goel, R.K. & Chopra, A.K., 2005. Response to B. Maison's Discussion of "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings"; Earthquake Spectra, Vol. 21, N° 1, EERI, Oakland, California.
- Gutiérrez, J.A., 2006. "Performance-based Engineering in the Costa Rican Seismic Code", en "Earthquake Engineering – Challenges and Trends", J.J. Pérez Gavilán (Editor), Instituto de Ingeniería, UNAM, México (o buscar en <http://eventos.iingen.unam.mx/SimposioLE/>)
- Maison, B.F., 2005. Discussion of "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings"; Earthquake Spectra, Vol. 21, N° 1, EERI, Oakland, California.
- SEAOC, 1995. "Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings", Structural Engineering Association of California, Sacramento, California.

Tabla C7.1.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_r$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	
0.010000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	0.000005	0.000007	0.000010	0.000015	0.000020	0.000030	0.000040	0.000050	0.000060	0.000070	0.000080	0.000090	0.000100	0.000110	0.000120	0.000130
0.020000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	0.000020	0.000030	0.000040	0.000060	0.000080	0.000100	0.000130	0.000170	0.000220	0.000280	0.000350	0.000430	0.000520	0.000620	0.000730	0.000850
0.030000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	0.000045	0.000067	0.000089	0.000134	0.000179	0.000236	0.000304	0.000384	0.000476	0.000580	0.000696	0.000824	0.000964	0.001116	0.001280	0.001456
0.030303	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	1.962000	0.000046	0.000068	0.000091	0.000137	0.000183	0.000244	0.000314	0.000396	0.000488	0.000592	0.000708	0.000836	0.000976	0.001128	0.001296	0.001472
0.040000	2.347813	2.193686	2.040903	1.856302	1.775490	0.000095	0.000133	0.000171	0.000244	0.000315	0.000400	0.000496	0.000604	0.000724	0.000856	0.000992	0.001136	0.001288	0.001448	0.001616	0.001792
0.050000	2.712230	2.399586	2.233685	2.040903	1.923103	0.000172	0.000228	0.000283	0.000388	0.000487	0.000600	0.000728	0.000864	0.001008	0.001160	0.001320	0.001488	0.001664	0.001848	0.002040	0.002240
0.060000	3.051589	2.582083	2.341682	2.070412	1.909133	0.000278	0.000353	0.000427	0.000566	0.000696	0.000840	0.001000	0.001168	0.001344	0.001528	0.001720	0.001920	0.002128	0.002344	0.002568	0.002800
0.070000	3.371433	2.747170	2.437055	2.095693	1.897401	0.000418	0.000511	0.000605	0.000780	0.000942	0.001136	0.001344	0.001568	0.001808	0.002064	0.002336	0.002616	0.002904	0.003200	0.003504	0.003816
0.080000	3.675469	2.898682	2.522806	2.17843	1.887297	0.000596	0.000705	0.000818	0.001030	0.001224	0.001464	0.001728	0.002008	0.002304	0.002608	0.002928	0.003264	0.003616	0.003984	0.004368	0.004768
0.090000	3.966328	3.039247	2.600944	2.137574	1.878429	0.000814	0.000935	0.001067	0.001316	0.001542	0.001808	0.002096	0.002400	0.002720	0.003056	0.003408	0.003768	0.004144	0.004536	0.004944	0.005368
0.100000	4.245960	3.170752	2.672890	2.155380	1.870532	0.001076	0.001205	0.001354	0.001638	0.001895	0.002208	0.002544	0.002896	0.003264	0.003648	0.004048	0.004464	0.004896	0.005344	0.005808	0.006288
0.110000	4.515864	3.294609	2.739686	2.171615	1.863417	0.001384	0.001515	0.001679	0.001997	0.002285	0.002640	0.003000	0.003376	0.003768	0.004176	0.004596	0.005024	0.005464	0.005916	0.006384	0.006864
0.120000	4.777222	3.411900	2.802122	2.186544	1.856944	0.001743	0.001867	0.002044	0.002393	0.002709	0.003080	0.003464	0.003864	0.004280	0.004704	0.005136	0.005576	0.006024	0.006480	0.006944	0.007416
0.125000	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.001941	0.002059	0.002242	0.002605	0.002935	0.003312	0.003704	0.004112	0.004536	0.004976	0.005424	0.005880	0.006344	0.006816	0.007296	0.007784
0.150000	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.002796	0.002965	0.003228	0.003751	0.004226	0.004768	0.005328	0.005904	0.006496	0.007104	0.007728	0.008368	0.009024	0.009696	0.010384	0.011088
0.200000	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.004970	0.005271	0.005739	0.006668	0.007514	0.008376	0.009264	0.010176	0.011112	0.012072	0.013048	0.014036	0.015036	0.016048	0.017072	0.018112
0.250000	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.00765	0.008236	0.008967	0.010418	0.011740	0.013120	0.014528	0.015960	0.017416	0.018896	0.020392	0.021904	0.023424	0.024952	0.026496	0.028056
0.257174	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.008217	0.008716	0.009489	0.011025	0.012424	0.013848	0.015296	0.016768	0.018256	0.019760	0.021280	0.022816	0.024368	0.025928	0.027504	0.029096
0.280793	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.009796	0.010390	0.011312	0.013143	0.014810	0.016512	0.018240	0.019992	0.021768	0.023576	0.025408	0.027264	0.029144	0.031048	0.032976	0.034928
0.300000	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.011182	0.011860	0.012912	0.015002	0.016823	0.018672	0.020544	0.022432	0.024336	0.026256	0.028192	0.030144	0.032112	0.034096	0.036096	0.038112
0.299635	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.011155	0.011832	0.012881	0.014966	0.016804	0.018664	0.020544	0.022440	0.024352	0.026280	0.028224	0.030184	0.032160	0.034144	0.036144	0.038160
0.330243	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.013550	0.014372	0.015646	0.018495	0.020718	0.023472	0.026240	0.029024	0.031824	0.034648	0.037488	0.040344	0.043216	0.046096	0.048984	0.051888
0.355983	4.905000	3.468359	2.831903	2.193583	1.853916	0.015745	0.016700	0.018066	0.021780	0.024436	0.027624	0.030832	0.034064	0.037320	0.040592	0.043884	0.047192	0.050512	0.053844	0.057184	0.060536
0.400000	4.905000	3.086690	2.338037	1.643186	1.301416	0.019879	0.018765	0.018951	0.019979	0.021098	0.022312	0.023536	0.024768	0.026008	0.027256	0.028512	0.029776	0.031048	0.032328	0.033608	0.034896
0.450000	4.360000	2.743724	2.078255	1.460610	1.156815	0.022364	0.021110	0.021320	0.022476	0.023735	0.025000	0.026272	0.027544	0.028816	0.030096	0.031376	0.032656	0.033936	0.035216	0.036496	0.037776
0.500000	3.924000	2.469352	1.870430	1.314549	1.041133	0.024849	0.023456	0.023689	0.024973	0.026372	0.027768	0.029160	0.030544	0.031928	0.033312	0.034696	0.036080	0.037464	0.038848	0.040232	0.041616
0.600000	3.270000	2.057793	1.558691	1.095457	0.867611	0.029819	0.028147	0.028427	0.029968	0.031647	0.033280	0.034912	0.036544	0.038176	0.039808	0.041440	0.043072	0.044704	0.046336	0.047968	0.049600

Continúa

0.800000	2.452500	0.039758	1.543345	0.037530	1.169019	0.037903	0.821593	0.039957	0.650708	0.042196	0.475423	0.046244
1.000000	1.962000	0.049698	1.234676	0.046912	0.935215	0.047379	0.657274	0.049947	0.520567	0.052744	0.380339	0.057805
1.100000	1.783636	0.054668	1.122433	0.051603	0.850195	0.052116	0.597522	0.054942	0.473242	0.058019	0.345762	0.063585
1.200000	1.635000	0.059638	1.028897	0.056294	0.779346	0.056654	0.547729	0.059936	0.433805	0.063293	0.316949	0.069365
1.300000	1.509231	0.064607	0.949751	0.060986	0.719396	0.061592	0.505596	0.064931	0.400436	0.068568	0.292568	0.075146
1.400000	1.401429	0.069577	0.881911	0.065677	0.668011	0.066330	0.469482	0.069926	0.371833	0.073842	0.271671	0.080926
1.500000	1.308000	0.074547	0.823117	0.070368	0.623477	0.071068	0.438183	0.074920	0.347044	0.079117	0.253559	0.086707
1.787785	1.097447	0.088849	0.690618	0.083869	0.523114	0.084703	0.367647	0.089294	0.291180	0.094296	0.212743	0.103342
2.000000	0.981000	0.099396	0.617338	0.093824	0.467607	0.094757	0.328637	0.099894	0.260283	0.105489	0.169991	0.103342
2.073916	0.946036	0.103070	0.595336	0.097292	0.450942	0.098259	0.316924	0.103586	0.251007	0.109387	0.158090	0.103342
2.276703	0.861772	0.113148	0.542309	0.106805	0.410776	0.107867	0.288696	0.113714	0.208283	0.109387	0.131182	0.103342
2.500000	0.784800	0.124245	0.493870	0.117280	0.374086	0.118446	0.239427	0.113714	0.172738	0.109387	0.108794	0.103342
2.523099	0.777615	0.125393	0.489349	0.118364	0.370661	0.119541	0.235063	0.113714	0.169590	0.109387	0.106811	0.103342
2.604495	0.753313	0.129438	0.474056	0.122182	0.347855	0.119541	0.220600	0.113714	0.159155	0.109387	0.100239	0.103342
2.619954	0.744450	0.129438	0.471259	0.122907	0.343762	0.119541	0.218005	0.113714	0.157282	0.109387	0.099060	0.103342
3.000000	0.567780	0.129438	0.359422	0.122907	0.262182	0.119541	0.166269	0.113714	0.119957	0.109387	0.075552	0.103342
4.000000	0.319376	0.129438	0.202175	0.122907	0.147477	0.119541	0.093526	0.113714	0.067476	0.109387	0.042498	0.103342
5.000000	0.204401	0.129438	0.129392	0.122907	0.094386	0.119541	0.059857	0.113714	0.043184	0.109387	0.027199	0.103342
6.000000	0.141945	0.129438	0.089855	0.122907	0.065546	0.119541	0.041567	0.113714	0.029989	0.109387	0.018888	0.103342
7.000000	0.104286	0.129438	0.066016	0.122907	0.048156	0.119541	0.030539	0.113714	0.022033	0.109387	0.013877	0.103342
8.000000	0.079844	0.129438	0.050544	0.122907	0.036869	0.119541	0.023382	0.113714	0.016869	0.109387	0.010624	0.103342
9.000000	0.063087	0.129438	0.039936	0.122907	0.029131	0.119541	0.018474	0.113714	0.013329	0.109387	0.008395	0.103342
10.000000	0.051100	0.129438	0.032348	0.122907	0.023596	0.119541	0.007482	0.056857	0.010796	0.109387	0.006800	0.103342

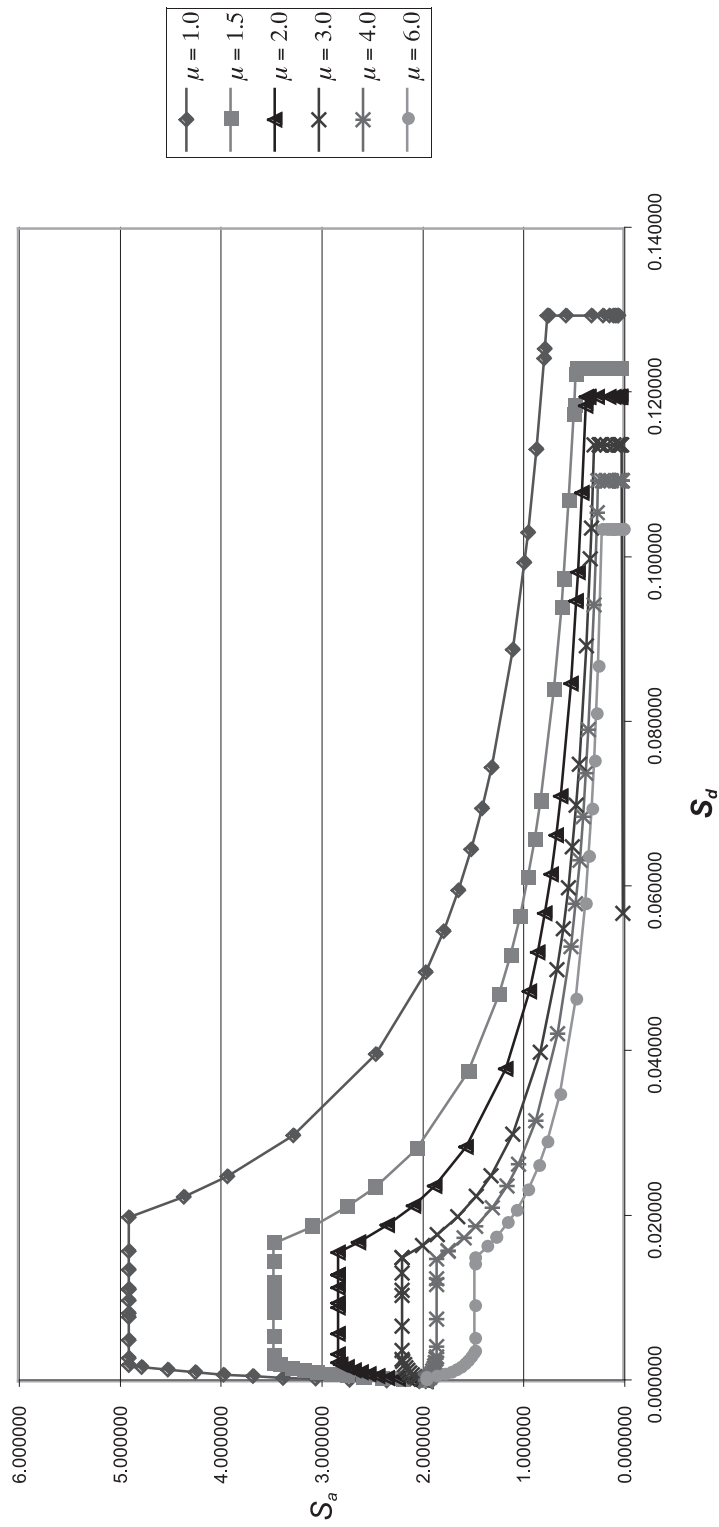


Figura de la tabla C7.1.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_1$ ,  $l=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.2.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_2$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.01000	2.354400	0.000006	2.354400	0.000009	2.354400	0.000012	2.354400	0.000018	2.354400	0.000018	2.354400	0.000024	2.354400	0.000024	2.354400	0.000036
0.02000	2.354400	0.000024	2.354400	0.000036	2.354400	0.000048	2.354400	0.000072	2.354400	0.000072	2.354400	0.000095	2.354400	0.000095	2.354400	0.000143
0.03000	2.354400	0.000054	2.354400	0.000081	2.354400	0.000107	2.354400	0.000161	2.354400	0.000161	2.354400	0.000215	2.354400	0.000215	2.354400	0.000322
0.030303	2.354400	0.000055	2.354400	0.000082	2.354400	0.000110	2.354400	0.000164	2.354400	0.000164	2.354400	0.000219	2.354400	0.000219	2.354400	0.000329
0.04000	2.817375	0.000114	2.632424	0.000160	2.529915	0.000205	2.406432	0.000293	2.328407	0.000293	2.328407	0.000377	2.227562	0.000377	2.227562	0.000542
0.05000	3.254676	0.000206	2.879503	0.000274	2.680422	0.000339	2.449084	0.000465	2.307723	0.000465	2.307723	0.000585	2.130588	0.000585	2.130588	0.000810
0.06000	3.661907	0.000334	3.098500	0.000424	2.810018	0.000512	2.484494	0.000680	2.290960	0.000680	2.290960	0.000836	2.054497	0.000836	2.054497	0.001124
0.07000	4.045720	0.000502	3.296604	0.000614	2.924466	0.000726	2.514832	0.000936	2.276882	0.000936	2.276882	0.001130	1.992287	0.001130	1.992287	0.001484
0.08000	4.410563	0.000715	3.478419	0.000846	3.027367	0.000982	2.541411	0.001236	2.264757	0.001236	2.264757	0.001469	1.939923	0.001469	1.939923	0.001887
0.09000	4.759593	0.000977	3.647096	0.001122	3.121133	0.001281	2.565089	0.001579	2.254115	0.001579	2.254115	0.001850	1.894878	0.001850	1.894878	0.002333
0.10000	5.095152	0.001291	3.804903	0.001446	3.207468	0.001625	2.586456	0.001965	2.244638	0.001965	2.244638	0.002274	1.855471	0.002274	1.855471	0.002820
0.11000	5.419037	0.001661	3.953530	0.001818	3.287623	0.002015	2.605938	0.002396	2.236100	0.002396	2.236100	0.002741	1.820530	0.002741	1.820530	0.003348
0.12000	5.732666	0.002091	4.094280	0.002240	3.362547	0.002453	2.623852	0.002871	2.228333	0.002871	2.228333	0.003251	1.789205	0.003251	1.789205	0.003916
0.12500	5.886000	0.002330	4.162031	0.002471	3.398284	0.002690	2.632299	0.003125	2.224699	0.003125	2.224699	0.003522	1.774696	0.003522	1.774696	0.004214
0.15000	5.886000	0.003355	4.162031	0.003558	3.398284	0.003874	2.632299	0.004501	2.224699	0.004501	2.224699	0.005072	1.774696	0.005072	1.774696	0.006069
0.20000	5.886000	0.005964	4.162031	0.006326	3.398284	0.006886	2.632299	0.008001	2.224699	0.008001	2.224699	0.009016	1.774696	0.009016	1.774696	0.010789
0.25000	5.886000	0.009318	4.162031	0.009884	3.398284	0.010760	2.632299	0.012502	2.224699	0.012502	2.224699	0.014088	1.774696	0.014088	1.774696	0.016858
0.30000	5.886000	0.013418	4.162031	0.014232	3.398284	0.015494	2.632299	0.018003	2.224699	0.018003	2.224699	0.020287	1.774696	0.020287	1.774696	0.024275
0.342899	5.886000	0.017530	4.162031	0.018594	3.398284	0.020242	2.632299	0.023520	2.224699	0.023520	2.224699	0.026504	1.774696	0.026504	1.774696	0.031714
0.374391	5.886000	0.020898	4.162031	0.022166	3.398284	0.024131	2.632299	0.028038	2.224699	0.028038	2.224699	0.031595	1.625420	0.031595	1.625420	0.034626
0.399513	5.886000	0.023797	4.162031	0.025241	3.398284	0.027478	2.632299	0.031927	2.084802	0.031927	2.084802	0.033715	1.523208	0.033715	1.523208	0.036950
0.440323	5.886000	0.028907	4.162031	0.030661	3.398284	0.033379	2.388333	0.035188	1.891579	0.035188	1.891579	0.037159	1.382034	0.037159	1.382034	0.040724
0.450000	5.886000	0.030192	4.162031	0.032023	3.325208	0.034113	2.336976	0.035962	1.850903	0.035962	1.850903	0.037976	1.352315	0.037976	1.352315	0.041619
0.474644	5.886000	0.033589	4.162031	0.035626	3.152562	0.035981	2.215639	0.037931	1.754804	0.037931	1.754804	0.040056	1.282103	0.040056	1.282103	0.043898

Continúa

0.500000	5.886000	0.037274	3.950963	0.037530	2.992688	0.037903	2.103278	0.039957	1.665813	0.042196	1.217084	0.046244
0.533333	5.886000	0.042409	3.704028	0.040032	2.805645	0.040430	1.971823	0.042621	1.561700	0.045009	1.141016	0.049327
0.600000	5.232000	0.047710	3.292469	0.045036	2.493906	0.045483	1.752732	0.047949	1.388177	0.050635	1.014237	0.055492
0.800000	3.924000	0.063613	2.469352	0.060047	1.870430	0.060645	1.314549	0.063932	1.041133	0.067513	0.760677	0.073990
1.000000	3.139200	0.079517	1.975482	0.075059	1.496344	0.075806	1.051639	0.079915	0.832906	0.084391	0.608542	0.092487
1.100000	2.853818	0.087469	1.795892	0.082565	1.360313	0.083386	0.956035	0.087906	0.757188	0.092830	0.553220	0.101736
1.200000	2.616000	0.095420	1.646235	0.090071	1.246953	0.090967	0.876366	0.095898	0.694089	0.101269	0.507118	0.110985
1.300000	2.414769	0.103372	1.519601	0.097577	1.151034	0.098547	0.808953	0.103889	0.640697	0.109708	0.468109	0.120233
1.400000	2.242286	0.111324	1.411058	0.105083	1.068817	0.106128	0.751171	0.111881	0.594933	0.118147	0.434673	0.129482
1.500000	2.092800	0.119275	1.316988	0.112589	0.997563	0.113708	0.701093	0.119872	0.555271	0.126587	0.405695	0.138731
2.000000	1.569600	0.159034	0.987741	0.150119	0.748172	0.151611	0.525820	0.159830	0.416453	0.168782	0.304271	0.184975
2.383713	1.316937	0.189545	0.828741	0.178920	0.627736	0.180699	0.441177	0.190494	0.349416	0.201164	0.255292	0.220463
2.500000	1.255680	0.198792	0.790193	0.187648	0.598538	0.189514	0.420656	0.199787	0.333163	0.210978	0.232094	0.220463
2.765221	1.135244	0.219882	0.714403	0.207556	0.541130	0.209619	0.380309	0.220983	0.301208	0.233360	0.189708	0.220463
3.000000	1.046400	0.238551	0.658494	0.225178	0.498781	0.227417	0.350546	0.239745	0.255908	0.233360	0.161177	0.220463
3.035605	1.034127	0.241382	0.650770	0.227850	0.492931	0.230116	0.346435	0.242590	0.249940	0.233360	0.157418	0.220463
3.364131	0.933138	0.267505	0.587219	0.252509	0.444794	0.255020	0.282076	0.242590	0.203507	0.233360	0.128174	0.220463
3.472660	0.903976	0.276135	0.568867	0.260655	0.417426	0.255020	0.264720	0.242590	0.190986	0.233360	0.120287	0.220463
3.493272	0.893339	0.276135	0.565510	0.262202	0.412515	0.255020	0.261606	0.242590	0.188739	0.233360	0.118872	0.220463
4.000000	0.681336	0.276135	0.431306	0.262202	0.314619	0.255020	0.199523	0.242590	0.143948	0.233360	0.090662	0.220463
5.000000	0.436055	0.276135	0.276036	0.262202	0.201356	0.255020	0.127694	0.242590	0.092127	0.233360	0.058024	0.220463
6.000000	0.302816	0.276135	0.191691	0.262202	0.139830	0.255020	0.088677	0.242590	0.063977	0.233360	0.040294	0.220463
7.000000	0.222477	0.276135	0.140835	0.262202	0.102733	0.255020	0.065150	0.242590	0.047003	0.233360	0.029604	0.220463
8.000000	0.170334	0.276135	0.107826	0.262202	0.078655	0.255020	0.049881	0.242590	0.035987	0.233360	0.022665	0.220463
9.000000	0.134585	0.276135	0.085196	0.262202	0.062147	0.255020	0.039412	0.242590	0.028434	0.233360	0.017909	0.220463
10.000000	0.109014	0.276135	0.069009	0.262202	0.050339	0.255020	0.031924	0.242590	0.023032	0.233360	0.014506	0.220463

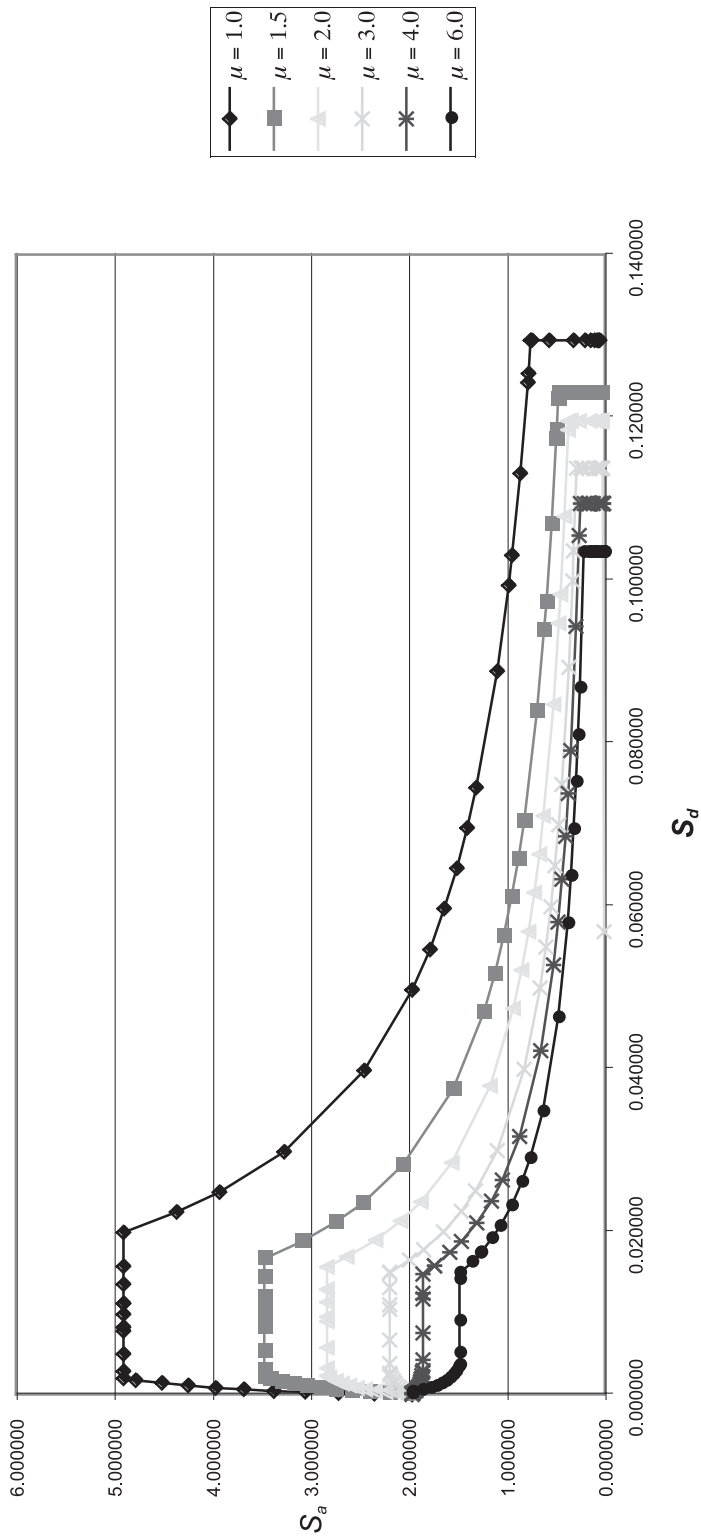


Figura de la tabla C7.2.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_{2,1}$   $\neq 1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.3.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_B$ ,  $I=1y$   $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$
0.010000	2.746800	0.000007	2.746800	0.000010	2.746800	0.000014	2.746800	0.000021	2.746800	0.000028	2.746800	0.000028	2.746800	0.000028	2.746800	0.000042
0.020000	2.746800	0.000028	2.746800	0.000042	2.746800	0.000056	2.746800	0.000083	2.746800	0.000111	2.746800	0.000111	2.746800	0.000111	2.746800	0.000167
0.030000	2.746800	0.000063	2.746800	0.000094	2.746800	0.000125	2.746800	0.000188	2.746800	0.000250	2.746800	0.000250	2.746800	0.000250	2.746800	0.000376
0.030303	2.746800	0.000064	2.746800	0.000096	2.746800	0.000128	2.746800	0.000192	2.746800	0.000256	2.746800	0.000256	2.746800	0.000256	2.746800	0.000383
0.040000	3.286938	0.000133	3.071161	0.000187	2.951567	0.000239	2.807504	0.000341	2.716475	0.000440	2.598822	0.000440	2.598822	0.000440	2.598822	0.000632
0.050000	3.797122	0.000240	3.359420	0.000319	3.127159	0.000396	2.857265	0.000543	2.692344	0.000682	2.485686	0.000682	2.485686	0.000682	2.485686	0.000944
0.060000	4.272225	0.000390	3.614917	0.000494	3.278354	0.000598	2.898577	0.000793	2.672786	0.000975	2.396913	0.000975	2.396913	0.000975	2.396913	0.001311
0.070000	4.720007	0.000586	3.846038	0.000716	3.411877	0.000847	2.933971	0.001092	2.656362	0.001319	2.324335	0.001319	2.324335	0.001319	2.324335	0.001731
0.080000	5.145657	0.000834	4.058155	0.000987	3.531928	0.001145	2.964980	0.001442	2.642216	0.001713	2.263243	0.001713	2.263243	0.001713	2.263243	0.002201
0.090000	5.552859	0.001139	4.254946	0.001310	3.641322	0.001494	2.992604	0.001842	2.629801	0.002158	2.210691	0.002158	2.210691	0.002158	2.210691	0.002721
0.100000	5.944344	0.001506	4.439053	0.001687	3.742046	0.001896	3.017532	0.002293	2.618745	0.002653	2.164716	0.002653	2.164716	0.002653	2.164716	0.003290
0.110000	6.322210	0.001938	4.612452	0.002121	3.835560	0.002351	3.040261	0.002795	2.608783	0.003198	2.123951	0.003198	2.123951	0.003198	2.123951	0.003906
0.120000	6.688110	0.002440	4.776661	0.002613	3.922971	0.002862	3.061161	0.003350	2.599722	0.003793	2.087406	0.003793	2.087406	0.003793	2.087406	0.004568
0.125000	6.867000	0.002718	4.855702	0.002883	3.964664	0.003138	3.071016	0.003646	2.595482	0.004109	2.070478	0.004109	2.070478	0.004109	2.070478	0.004917
0.150000	6.867000	0.003914	4.855702	0.004151	3.964664	0.004519	3.071016	0.005251	2.595482	0.005917	2.070478	0.005917	2.070478	0.005917	2.070478	0.007080
0.200000	6.867000	0.006958	4.855702	0.007380	3.964664	0.008034	3.071016	0.009335	2.595482	0.010519	2.070478	0.010519	2.070478	0.010519	2.070478	0.012587
0.250000	6.867000	0.010871	4.855702	0.011531	3.964664	0.012553	3.071016	0.014586	2.595482	0.016436	2.070478	0.016436	2.070478	0.016436	2.070478	0.019667
0.300000	6.867000	0.015655	4.855702	0.016605	3.964664	0.018077	3.071016	0.021003	2.595482	0.023668	2.070478	0.023668	2.070478	0.023668	2.070478	0.028321
0.367392	6.867000	0.023478	4.855702	0.024903	3.964664	0.027110	3.071016	0.031499	2.595482	0.035496	2.070478	0.035496	2.070478	0.035496	2.070478	0.042474
0.401133	6.867000	0.027989	4.855702	0.029687	3.964664	0.032319	3.071016	0.037551	2.595482	0.042315	1.896323	0.042315	1.896323	0.042315	1.896323	0.046375
0.428050	6.867000	0.031871	4.855702	0.033804	3.964664	0.036802	3.071016	0.042760	2.432269	0.045155	1.777075	0.045155	1.777075	0.045155	1.777075	0.049486
0.450000	6.867000	0.035223	4.855702	0.037360	3.964664	0.040673	2.921220	0.044952	2.313629	0.047470	1.690394	0.047470	1.690394	0.047470	1.690394	0.052024
0.471775	6.867000	0.038715	4.855702	0.041063	3.964664	0.044704	2.786389	0.047127	2.206842	0.049767	1.612373	0.049767	1.612373	0.049767	1.612373	0.054541
0.500000	6.867000	0.043486	4.855702	0.046124	3.740859	0.047379	2.629098	0.049947	2.052266	0.052744	1.521355	0.052744	1.521355	0.052744	1.521355	0.057805

Continúa

0.50547	6.867000	0.044985	4.855702	0.047714	3.677989	0.048188	2.584912	0.050801	2.047271	0.053646	1.495786	0.058793
0.571429	6.867000	0.056798	4.321366	0.053614	3.273252	0.054147	2.300460	0.057082	1.821983	0.060279	1.331185	0.066062
0.600000	6.540000	0.059638	4.115587	0.056294	3.117383	0.056854	2.190915	0.059936	1.735222	0.063293	1.267796	0.0693665
0.800000	4.905000	0.079517	3.086690	0.075059	2.338037	0.075806	1.643186	0.079915	1.301416	0.084391	0.950847	0.092487
1.000000	3.924000	0.099396	2.469352	0.093824	1.870430	0.094757	1.314549	0.099894	1.041133	0.105489	0.760677	0.115609
1.100000	3.567273	0.109336	2.244865	0.103207	1.700391	0.104233	1.195044	0.109883	0.946485	0.116038	0.691525	0.127170
1.200000	3.270000	0.119275	2.057793	0.112589	1.558691	0.113708	1.095457	0.119872	0.867611	0.126587	0.633898	0.138731
1.300000	3.018462	0.129215	1.899502	0.121971	1.438792	0.123184	1.011191	0.129862	0.800872	0.137135	0.585136	0.150292
1.400000	2.802857	0.139154	1.763823	0.131354	1.336021	0.132660	0.938963	0.139851	0.743667	0.147684	0.543341	0.161853
1.500000	2.616000	0.149094	1.646235	0.140736	1.246953	0.142136	0.876366	0.149841	0.694089	0.158233	0.507118	0.173414
2.000000	1.962000	0.198792	1.234676	0.187648	0.935215	0.189514	0.657274	0.199787	0.520567	0.210978	0.380339	0.232128
2.500000	1.569600	0.248490	0.987741	0.234560	0.748172	0.236893	0.525820	0.249734	0.416453	0.263722	0.304271	0.289023
2.553979	1.536426	0.253855	0.966865	0.239625	0.732359	0.242008	0.514706	0.255126	0.407651	0.269416	0.297840	0.295263
2.962737	1.324451	0.294484	0.833470	0.277976	0.631318	0.280740	0.443694	0.295959	0.351409	0.312536	0.221326	0.295263
3.000000	1.308000	0.298188	0.823117	0.281472	0.623477	0.284271	0.438183	0.299681	0.342734	0.312536	0.215862	0.295263
3.252433	1.206481	0.323279	0.759232	0.305157	0.575086	0.308191	0.404174	0.324898	0.291597	0.312536	0.183654	0.295263
3.604426	1.088661	0.358266	0.685089	0.338182	0.518926	0.341545	0.329089	0.324898	0.237425	0.312536	0.149536	0.295263
3.720707	1.054638	0.369824	0.663678	0.349092	0.486997	0.341545	0.308840	0.324898	0.222817	0.312536	0.140335	0.295263
3.742791	1.042229	0.369824	0.659762	0.351164	0.481267	0.341545	0.305207	0.324898	0.220195	0.312536	0.138684	0.295263
4.000000	0.912503	0.369824	0.577642	0.351164	0.421364	0.341545	0.267218	0.324898	0.192788	0.312536	0.121422	0.295263
5.000000	0.584002	0.369824	0.369691	0.351164	0.269673	0.341545	0.171019	0.324898	0.123384	0.312536	0.077710	0.295263
6.000000	0.405557	0.369824	0.256730	0.351164	0.187273	0.341545	0.118763	0.324898	0.085683	0.312536	0.053965	0.295263
7.000000	0.297960	0.369824	0.188618	0.351164	0.137588	0.341545	0.087255	0.324898	0.062951	0.312536	0.039648	0.295263
8.000000	0.228126	0.369824	0.144410	0.351164	0.105341	0.341545	0.066804	0.324898	0.048197	0.312536	0.030356	0.295263
9.000000	0.180248	0.369824	0.114102	0.351164	0.083232	0.341545	0.052784	0.324898	0.038082	0.312536	0.023985	0.295263
10.000000	0.146001	0.369824	0.092423	0.351164	0.067418	0.341545	0.042755	0.324898	0.030846	0.312536	0.019428	0.295263

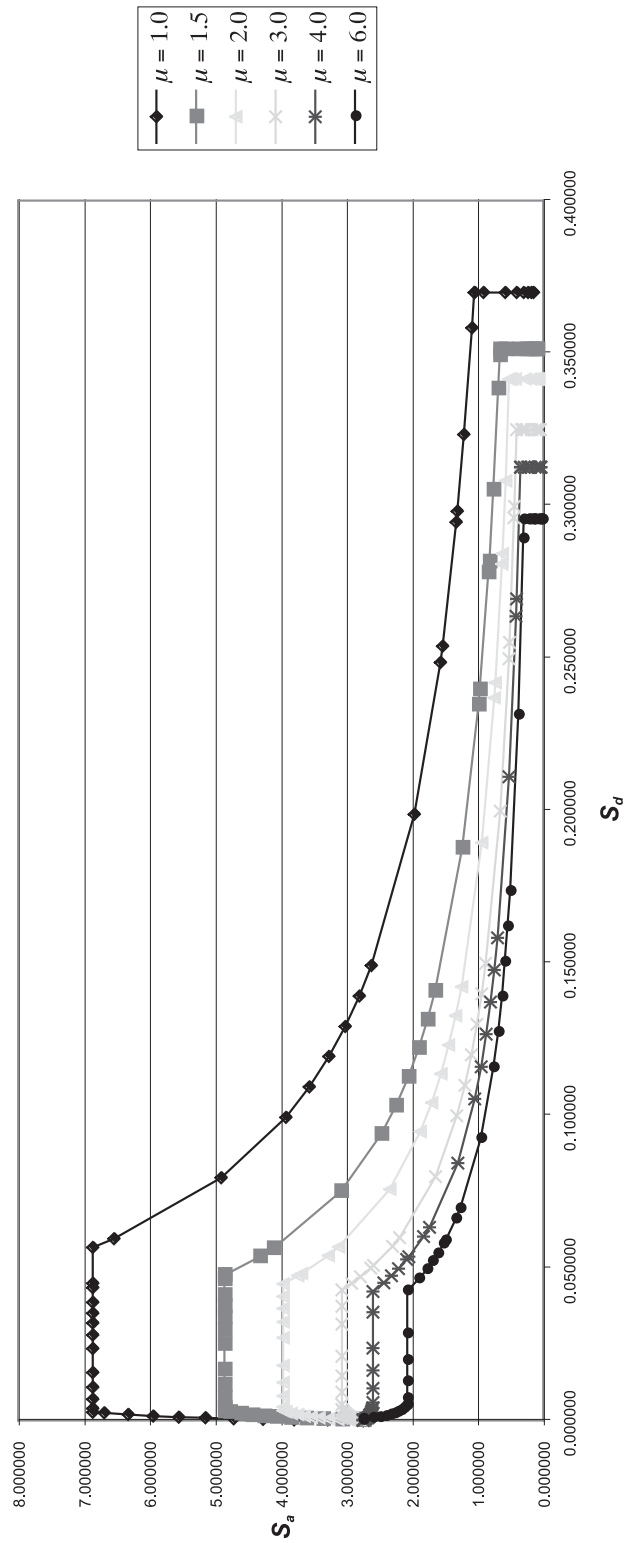


Figura de la tabla C73.  $S_d$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_y$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.4.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_{\mu}$   $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.01000	3.335400	0.000008	3.335400	0.000013	3.335400	0.000017	3.335400	0.000025	3.335400	0.000025	3.335400	0.000034	3.335400	0.000034	3.335400	0.000051
0.02000	3.335400	0.000034	3.335400	0.000051	3.335400	0.000068	3.335400	0.000101	3.335400	0.000101	3.335400	0.000135	3.335400	0.000135	3.335400	0.000203
0.03000	3.335400	0.000076	3.335400	0.000114	3.335400	0.000152	3.335400	0.000228	3.335400	0.000228	3.335400	0.000304	3.335400	0.000304	3.335400	0.000456
0.030303	3.335400	0.000078	3.335400	0.000116	3.335400	0.000155	3.335400	0.000233	3.335400	0.000233	3.335400	0.000310	3.335400	0.000310	3.335400	0.000465
0.04000	3.991282	0.000162	3.729267	0.000227	3.584046	0.000291	3.409112	0.000414	3.298576	0.000414	3.298576	0.000535	3.155713	0.000535	3.155713	0.000767
0.05000	4.610791	0.000292	4.079295	0.000387	3.797264	0.000481	3.469536	0.000659	3.269274	0.000659	3.269274	0.000828	3.018333	0.000828	3.018333	0.001147
0.06000	5.187701	0.000473	4.389542	0.000600	3.980859	0.000726	3.519700	0.000963	3.245526	0.000963	3.245526	0.001184	2.910538	0.001184	2.910538	0.001592
0.07000	5.731437	0.000711	4.670189	0.000869	4.142994	0.001028	3.562679	0.001327	3.225582	0.001327	3.225582	0.001601	2.822407	0.001601	2.822407	0.002102
0.08000	6.248298	0.001013	4.927760	0.001198	4.288770	0.001391	3.600333	0.001751	3.208405	0.001751	3.208405	0.002081	2.748224	0.002081	2.748224	0.002673
0.09000	6.742757	0.001383	5.166720	0.001590	4.421606	0.001814	3.633876	0.002237	3.193330	0.002237	3.193330	0.002621	2.684411	0.002621	2.684411	0.003305
0.10000	7.218132	0.001828	5.390279	0.002048	4.543913	0.002302	3.664146	0.002784	3.179904	0.002784	3.179904	0.003222	2.628584	0.003222	2.628584	0.003995
0.11000	7.676969	0.002353	5.600835	0.002575	4.657466	0.002855	3.691746	0.003395	3.167808	0.003395	3.167808	0.003884	2.579084	0.003884	2.579084	0.004743
0.12000	8.121277	0.002962	5.800231	0.003174	4.763608	0.003475	3.717124	0.004068	3.156806	0.004068	3.156806	0.004606	2.534708	0.004606	2.534708	0.005547
0.125000	8.338500	0.003300	5.896210	0.003500	4.814235	0.003811	3.729091	0.004428	3.151657	0.004428	3.151657	0.004990	2.514152	0.004990	2.514152	0.005970
0.150000	8.338500	0.004752	5.896210	0.005041	4.814235	0.005488	3.729091	0.006376	3.151657	0.006376	3.151657	0.007185	2.514152	0.007185	2.514152	0.008597
0.200000	8.338500	0.008449	5.896210	0.008961	4.814235	0.009756	3.729091	0.011335	3.151657	0.011335	3.151657	0.012773	2.514152	0.012773	2.514152	0.015284
0.250000	8.338500	0.013201	5.896210	0.014002	4.814235	0.015243	3.729091	0.017711	3.151657	0.017711	3.151657	0.019958	2.514152	0.019958	2.514152	0.023882
0.300000	8.338500	0.019009	5.896210	0.020163	4.814235	0.021950	3.729091	0.025504	3.151657	0.025504	3.151657	0.028740	2.514152	0.028740	2.514152	0.034389
0.450000	8.338500	0.042771	5.896210	0.045366	4.814235	0.049388	3.729091	0.057384	3.151657	0.057384	3.151657	0.064664	2.514152	0.064664	2.514152	0.077376
0.484093	8.338500	0.049498	5.896210	0.052500	4.814235	0.057155	3.729091	0.066408	3.151657	0.066408	3.151657	0.074834	2.514152	0.074834	2.514152	0.089545
0.500000	8.338500	0.052804	5.896210	0.056007	4.814235	0.060973	3.729091	0.070844	3.151657	0.070844	3.151657	0.079832	2.434168	0.079832	2.434168	0.092487
0.528552	8.338500	0.059007	5.896210	0.062586	4.814235	0.068135	3.729091	0.079166	3.151657	0.079166	3.151657	0.089210	2.302678	0.089210	2.302678	0.097769
0.564019	8.338500	0.067192	5.896210	0.071268	4.814235	0.077586	3.729091	0.090147	2.953469	0.090147	2.953469	0.095196	2.157877	0.095196	2.157877	0.104329
0.600000	8.338500	0.076038	5.896210	0.080650	4.814235	0.087801	3.505463	0.095898	2.776355	0.095898	2.776355	0.101269	2.028473	0.101269	2.028473	0.110985

Continúa

0.621633	8.338500	0.081620	5.896210	0.086571	4.814235	0.094247	3.383472	0.099356	2.679737	0.104921	1.957882	0.114986
0.670085	8.338500	0.094839	5.896210	0.100592	4.466130	0.101592	3.138822	0.107100	2.485972	0.113098	1.816312	0.123949
0.752941	8.338500	0.119743	5.247373	0.113030	3.974663	0.114154	2.793416	0.120343	2.212408	0.127083	1.616440	0.139275
0.800000	7.848000	0.127227	4.938704	0.120095	3.740859	0.121289	2.629098	0.127864	2.082266	0.135026	1.521355	0.147980
1.000000	6.278400	0.159034	3.950963	0.150119	2.992688	0.151611	2.103278	0.159830	1.665813	0.168782	1.217084	0.184975
1.100000	5.707636	0.174937	3.591785	0.165130	2.720625	0.166772	1.912071	0.175813	1.514375	0.185660	1.106440	0.203472
1.200000	5.232000	0.190840	3.292469	0.180142	2.493906	0.181934	1.752732	0.191796	1.388177	0.202539	1.014237	0.221969
1.300000	4.829538	0.206744	3.039202	0.195154	2.302067	0.197095	1.617906	0.207779	1.281395	0.219417	0.936218	0.240467
1.400000	4.484571	0.222647	2.822117	0.210166	2.137634	0.212256	1.502341	0.223762	1.189866	0.236295	0.869346	0.258964
1.500000	4.185600	0.238551	2.633975	0.225178	1.995125	0.227417	1.402185	0.239745	1.110542	0.253173	0.811389	0.277462
2.000000	3.139200	0.318067	1.975482	0.300237	1.496344	0.303223	1.051639	0.319660	0.832906	0.337564	0.608542	0.369949
2.500000	2.511360	0.397584	1.580385	0.375296	1.197075	0.379028	0.841311	0.399575	0.666325	0.421955	0.486834	0.462436
3.000000	2.092800	0.477101	1.316988	0.450356	0.997563	0.454834	0.701093	0.479490	0.555271	0.506346	0.405695	0.554924
3.365243	1.865660	0.535187	1.174050	0.505185	0.889293	0.510209	0.625000	0.537866	0.495005	0.567993	0.361663	0.622484
3.903842	1.608262	0.620842	1.012071	0.586039	0.766601	0.591866	0.538771	0.623951	0.426711	0.658899	0.268753	0.622484
4.000000	1.569600	0.636135	0.987741	0.600474	0.748172	0.606445	0.525820	0.639320	0.406442	0.658899	0.255986	0.622484
4.285559	1.465013	0.681548	0.921925	0.643342	0.698319	0.649739	0.490783	0.684961	0.354082	0.658899	0.223009	0.622484
4.749362	1.321946	0.755309	0.831893	0.712967	0.630124	0.720057	0.399608	0.684961	0.288302	0.658899	0.181579	0.622484
4.902579	1.280632	0.779675	0.805895	0.735968	0.591354	0.720057	0.375021	0.684961	0.270564	0.658899	0.170407	0.622484
4.931678	1.265564	0.779675	0.801140	0.740336	0.584396	0.720057	0.370608	0.684961	0.267380	0.658899	0.168402	0.622484
5.000000	1.231214	0.779675	0.779395	0.740336	0.568534	0.720057	0.360549	0.684961	0.260123	0.658899	0.163831	0.622484
6.000000	0.855010	0.779675	0.541247	0.740336	0.394815	0.720057	0.250381	0.684961	0.180641	0.658899	0.113772	0.622484
7.000000	0.628170	0.779675	0.397651	0.740336	0.290068	0.720057	0.183954	0.684961	0.132716	0.658899	0.083587	0.622484
8.000000	0.480943	0.779675	0.304451	0.740336	0.222084	0.720057	0.140839	0.684961	0.101610	0.658899	0.063997	0.622484
9.000000	0.380004	0.779675	0.240554	0.740336	0.175474	0.720057	0.111281	0.684961	0.090285	0.658899	0.050565	0.622484
10.000000	0.307803	0.779675	0.194849	0.740336	0.142134	0.720057	0.090137	0.684961	0.065031	0.658899	0.040958	0.622484

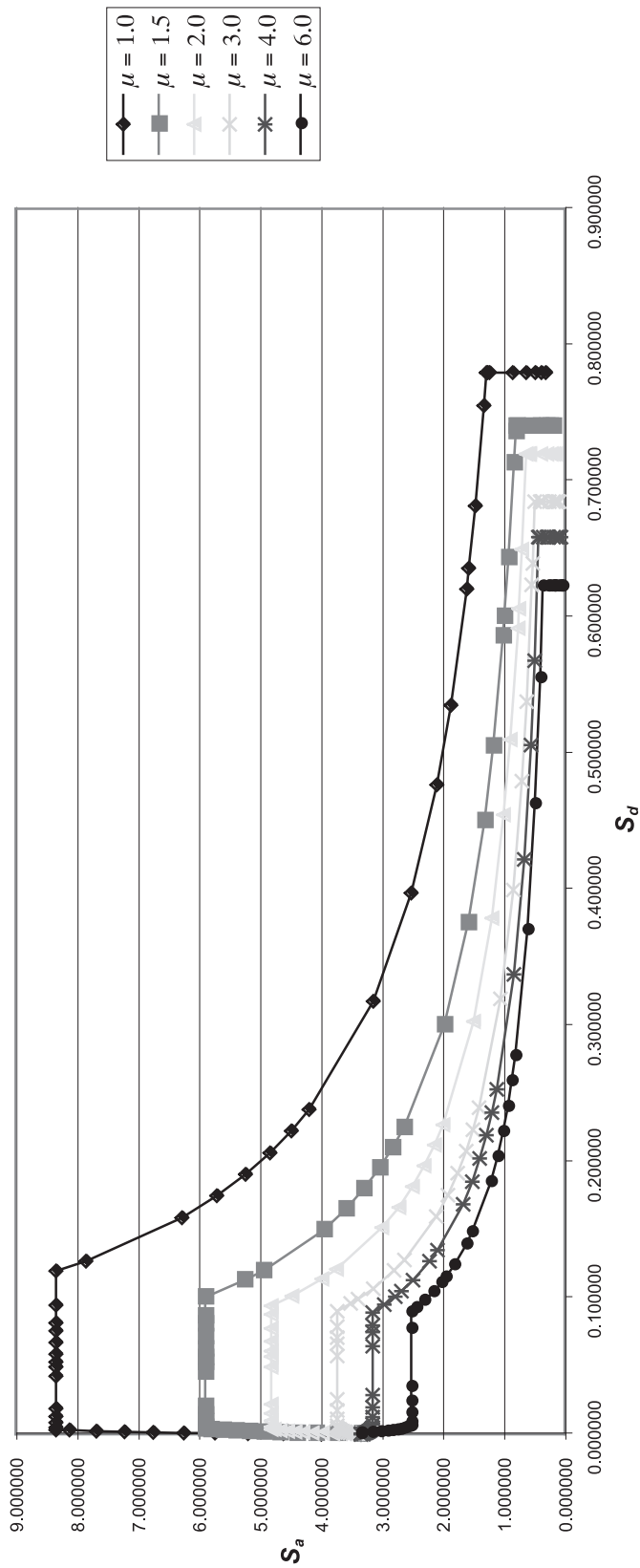


Figura de la tabla C74.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona II, sitio tipo  $S_{d, I} = 1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.5.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_r$ ,  $I=1$  y  $SR=1$

T (seg)	$S_a = 1.0$		$S_a = 1.5$		$S_a = 2.0$		$S_a = 3.0$		$S_a = 4.0$		$S_a = 6.0$	
	$\mu$	$I=1$	$\mu$	$I=1$	$\mu$	$I=1$	$\mu$	$I=1$	$\mu$	$I=1$	$\mu$	$I=1$
0.010000	2.943000	0.000007	2.943000	0.000011	2.943000	0.000015	2.943000	0.000022	2.943000	0.000030	2.943000	0.000045
0.020000	2.943000	0.000030	2.943000	0.000045	2.943000	0.000060	2.943000	0.000089	2.943000	0.000119	2.943000	0.000179
0.030000	2.943000	0.000067	2.943000	0.000101	2.943000	0.000134	2.943000	0.000201	2.943000	0.000268	2.943000	0.000403
0.030303	2.943000	0.000068	2.943000	0.000103	2.943000	0.000137	2.943000	0.000205	2.943000	0.000274	2.943000	0.000411
0.040000	3.521719	0.000143	3.290530	0.000200	3.162393	0.000256	3.008040	0.000366	2.910508	0.000472	2.784453	0.000677
0.050000	4.068345	0.000258	3.599378	0.000342	3.350527	0.000424	3.061355	0.000582	2.884654	0.000731	2.663235	0.001012
0.060000	4.577383	0.000417	3.873125	0.000530	3.512522	0.000641	3.105618	0.000850	2.863700	0.001045	2.568121	0.001405
0.070000	5.057150	0.000628	4.120755	0.000767	3.655583	0.000907	3.143540	0.001171	2.846102	0.001413	2.490359	0.001855
0.080000	5.513204	0.000894	4.348023	0.001057	3.784209	0.001227	3.176764	0.001545	2.830946	0.001836	2.424904	0.002359
0.090000	5.949492	0.001221	4.558870	0.001403	3.901417	0.001601	3.206361	0.001974	2.817644	0.002312	2.368598	0.002916
0.100000	6.368940	0.001613	4.756128	0.001807	4.009335	0.002031	3.233070	0.002457	2.805798	0.002843	2.319339	0.003525
0.110000	6.773797	0.002076	4.941913	0.002272	4.109529	0.002519	3.257423	0.002995	2.795125	0.003427	2.275662	0.004185
0.120000	7.165832	0.002614	5.117851	0.002800	4.203183	0.003066	3.279815	0.003589	2.786417	0.004064	2.236507	0.004895
0.125000	7.357500	0.002912	5.202538	0.003089	4.247855	0.003362	3.290374	0.003907	2.780874	0.004403	2.218370	0.005268
0.150000	7.357500	0.004193	5.202538	0.004448	4.247855	0.004842	3.290374	0.005626	2.780874	0.006340	2.218370	0.007586
0.200000	7.357500	0.007455	5.202538	0.007907	4.247855	0.008608	3.290374	0.010002	2.780874	0.011270	2.218370	0.013486
0.250000	7.357500	0.011648	5.202538	0.012355	4.247855	0.013450	3.290374	0.015627	2.780874	0.017610	2.218370	0.021072
0.257174	7.357500	0.012326	5.202538	0.013074	4.247855	0.014233	3.290374	0.016537	2.780874	0.018635	2.218370	0.022299
0.280793	7.357500	0.014694	5.202538	0.015585	4.247855	0.016967	3.290374	0.019714	2.780874	0.022215	2.031775	0.024347
0.300000	7.357500	0.016773	5.202538	0.017791	4.247855	0.019368	3.290374	0.022503	2.602833	0.023735	1.901694	0.026012
0.299635	7.357500	0.016732	5.202538	0.017747	4.247855	0.019321	3.290374	0.022449	2.606002	0.023706	1.904009	0.025980
0.330243	7.357500	0.020325	5.202538	0.021558	4.247855	0.023470	2.985417	0.024742	2.364474	0.026128	1.727543	0.028634
0.355983	7.357500	0.023617	5.202538	0.025050	3.940703	0.025299	2.769549	0.026670	2.193504	0.028164	1.602628	0.030866
0.400000	7.357500	0.029819	4.630035	0.028147	3.507056	0.028427	2.464779	0.029968	1.952125	0.031647	1.426270	0.034683

Continúa

0.450000	6.540000	0.033546	4.115587	0.031666	3.117383	0.031981	2.190915	0.033714	1.735222	0.035602	1.267796	0.039018
0.500000	5.886000	0.037274	3.704028	0.035184	2.805645	0.035534	1.971823	0.037460	1.561700	0.039558	1.141016	0.043353
0.600000	4.905000	0.044728	3.086690	0.042221	2.338037	0.042641	1.643186	0.044952	1.301416	0.047470	0.950847	0.052024
0.800000	3.678750	0.059638	2.315017	0.056294	1.753528	0.056854	1.232389	0.059936	0.976062	0.063293	0.713135	0.069365
1.000000	2.943000	0.074547	1.852014	0.070368	1.402822	0.071068	0.985912	0.074920	0.780850	0.079117	0.570508	0.086707
1.100000	2.675455	0.082002	1.683649	0.077405	1.275293	0.078175	0.896283	0.082412	0.709863	0.087028	0.518644	0.095377
1.200000	2.452500	0.089456	1.543345	0.084442	1.169019	0.085281	0.821593	0.089904	0.650708	0.094940	0.475423	0.104048
1.300000	2.263846	0.096911	1.424626	0.091479	1.079094	0.092388	0.758394	0.097396	0.600654	0.102852	0.438852	0.112719
1.400000	2.102143	0.104366	1.322867	0.098515	1.002016	0.099495	0.704223	0.104888	0.557750	0.110763	0.407506	0.121390
1.500000	1.962000	0.111821	1.234676	0.105552	0.935215	0.106602	0.657274	0.112380	0.520567	0.118675	0.380339	0.130060
1.787785	1.646171	0.133274	1.035927	0.125803	0.784671	0.127054	0.551471	0.133941	0.456769	0.141444	0.319114	0.155013
2.000000	1.471500	0.149094	0.926007	0.140736	0.701411	0.142136	0.492956	0.149841	0.390425	0.158233	0.254986	0.155013
2.073916	1.419055	0.154604	0.893003	0.145937	0.676412	0.147389	0.475386	0.155378	0.376510	0.164081	0.237135	0.155013
2.276703	1.292658	0.169722	0.813463	0.160207	0.616164	0.161800	0.433043	0.170571	0.312425	0.164081	0.196772	0.155013
2.500000	1.177200	0.186368	0.740806	0.175920	0.561129	0.177669	0.359141	0.170571	0.259107	0.164081	0.163191	0.155013
2.523099	1.166423	0.188090	0.734024	0.177546	0.555992	0.179311	0.352595	0.170571	0.254384	0.164081	0.160217	0.155013
2.604495	1.129970	0.194157	0.711084	0.183273	0.521783	0.179311	0.330900	0.170571	0.238733	0.164081	0.150359	0.155013
2.619954	1.116674	0.194157	0.706888	0.184361	0.515644	0.179311	0.327007	0.170571	0.235924	0.164081	0.148590	0.155013
3.000000	0.851670	0.194157	0.539132	0.184361	0.393273	0.179311	0.249403	0.170571	0.179935	0.164081	0.113327	0.155013
4.000000	0.479064	0.194157	0.303262	0.184361	0.221216	0.179311	0.140289	0.170571	0.101214	0.164081	0.063747	0.155013
5.000000	0.306601	0.194157	0.194088	0.184361	0.141578	0.179311	0.089785	0.170571	0.064777	0.164081	0.040798	0.155013
6.000000	0.212917	0.194157	0.134783	0.184361	0.098318	0.179311	0.062351	0.170571	0.044984	0.164081	0.028332	0.155013
7.000000	0.156429	0.194157	0.099024	0.184361	0.072234	0.179311	0.045809	0.170571	0.033049	0.164081	0.020815	0.155013
8.000000	0.119766	0.194157	0.075815	0.184361	0.055304	0.179311	0.035072	0.170571	0.025303	0.164081	0.015937	0.155013
9.000000	0.094630	0.194157	0.059904	0.184361	0.043697	0.179311	0.027711	0.170571	0.019993	0.164081	0.012592	0.155013
10.000000	0.076650	0.194157	0.048522	0.184361	0.035395	0.179311	0.022446	0.170571	0.016194	0.164081	0.010199	0.155013

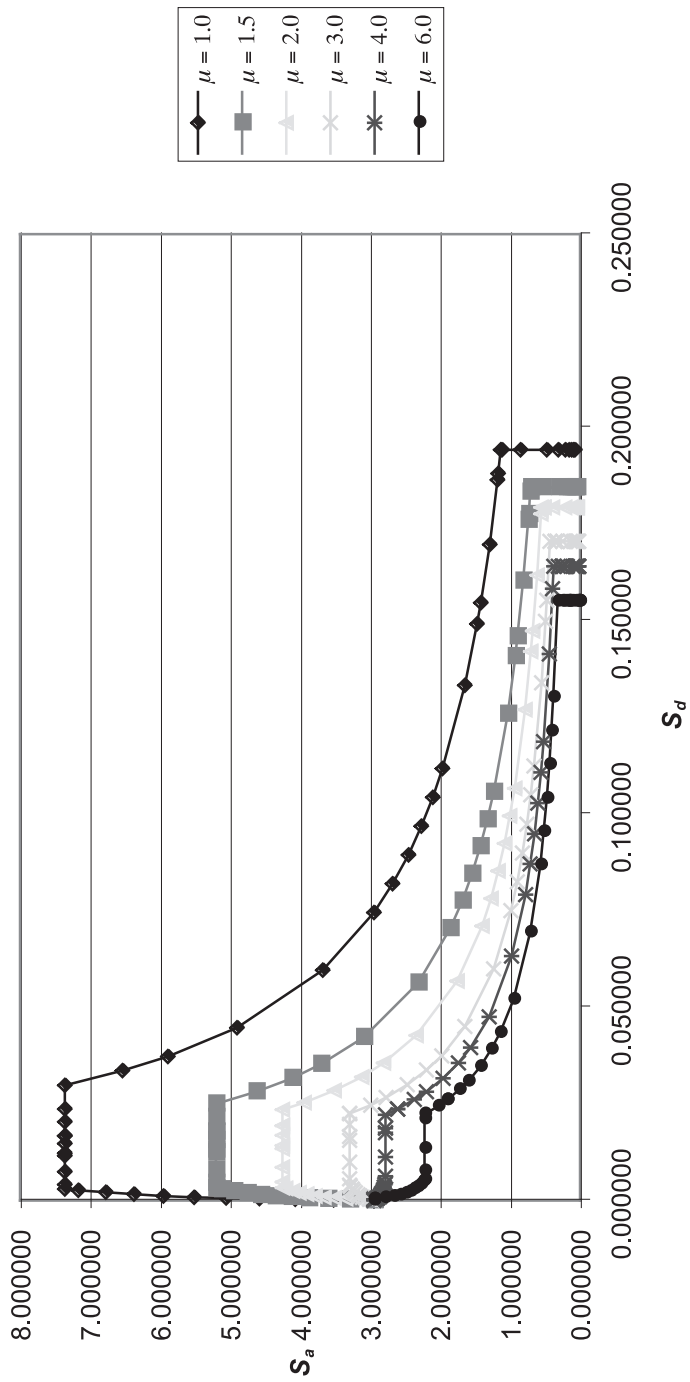


Figura de la tabla C7.5.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_1$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.6.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_2$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.01000	3.237300	0.000008	3.237300	0.000012	3.237300	0.000016	3.237300	0.000025	3.237300	0.000033	3.237300	0.000049	3.237300	0.000033	3.237300	0.000049
0.02000	3.237300	0.000033	3.237300	0.000049	3.237300	0.000066	3.237300	0.000098	3.237300	0.000131	3.237300	0.000197	3.237300	0.000131	3.237300	0.000197
0.03000	3.237300	0.000074	3.237300	0.000111	3.237300	0.000148	3.237300	0.000221	3.237300	0.000295	3.237300	0.000443	3.237300	0.000295	3.237300	0.000443
0.030303	3.237300	0.000075	3.237300	0.000113	3.237300	0.000151	3.237300	0.000226	3.237300	0.000301	3.237300	0.000452	3.237300	0.000301	3.237300	0.000452
0.04000	3.873891	0.000157	3.619583	0.000220	3.478633	0.000282	3.308844	0.000402	3.201559	0.000519	3.062898	0.000745	3.201559	0.000519	3.062898	0.000745
0.05000	4.475180	0.000283	3.959316	0.000376	3.685580	0.000467	3.367491	0.000640	3.173119	0.000804	2.929559	0.001113	3.173119	0.000804	2.929559	0.001113
0.06000	5.035122	0.000459	4.260438	0.000583	3.863775	0.000705	3.416180	0.000935	3.150070	0.001149	2.824934	0.001546	3.150070	0.001149	2.824934	0.001546
0.07000	5.562865	0.000690	4.532831	0.000844	4.021141	0.000998	3.457894	0.001288	3.130712	0.001554	2.739395	0.002040	3.130712	0.001554	2.739395	0.002040
0.08000	6.064525	0.000983	4.782826	0.001163	4.162630	0.001350	3.494441	0.001699	3.114040	0.002019	2.667394	0.002595	3.114040	0.002019	2.667394	0.002595
0.09000	6.544441	0.001343	5.014757	0.001543	4.291558	0.001761	3.526997	0.002171	3.099408	0.002544	2.605457	0.003207	3.099408	0.002544	2.605457	0.003207
0.10000	7.005834	0.001775	5.231741	0.001988	4.410269	0.002234	3.556377	0.002703	3.086378	0.003127	2.551273	0.003877	3.086378	0.003127	2.551273	0.003877
0.11000	7.451176	0.002284	5.436104	0.002499	4.520482	0.002771	3.583165	0.003295	3.074637	0.003769	2.503228	0.004603	3.074637	0.003769	2.503228	0.004603
0.12000	7.882416	0.002875	5.629636	0.003080	4.623502	0.003373	3.607797	0.003948	3.063958	0.004470	2.460157	0.005384	3.063958	0.004470	2.460157	0.005384
0.125000	8.093250	0.003203	5.722792	0.003397	4.672640	0.003699	3.619411	0.004298	3.058961	0.004843	2.440207	0.005795	3.058961	0.004843	2.440207	0.005795
0.150000	8.093250	0.004613	5.722792	0.004892	4.672640	0.005326	3.619411	0.006188	3.058961	0.006974	2.440207	0.008345	3.058961	0.006974	2.440207	0.008345
0.200000	8.093250	0.008200	5.722792	0.008698	4.672640	0.009469	3.619411	0.011002	3.058961	0.012397	2.440207	0.014835	3.058961	0.012397	2.440207	0.014835
0.250000	8.093250	0.012813	5.722792	0.013590	4.672640	0.014795	3.619411	0.017190	3.058961	0.019371	2.440207	0.023179	3.058961	0.019371	2.440207	0.023179
0.300000	8.093250	0.018450	5.722792	0.019570	4.672640	0.021305	3.619411	0.024754	3.058961	0.027894	2.440207	0.033378	3.058961	0.027894	2.440207	0.033378
0.350692	8.093250	0.025213	5.722792	0.026742	4.672640	0.029113	3.619411	0.033826	3.058961	0.038118	2.440207	0.045611	3.058961	0.038118	2.440207	0.045611
0.382900	8.093250	0.030056	5.722792	0.031879	4.672640	0.034706	3.619411	0.040325	3.058961	0.045441	2.234952	0.049800	3.058961	0.045441	2.234952	0.049800
0.408593	8.093250	0.034225	5.722792	0.036301	4.672640	0.039520	3.619411	0.045918	2.866603	0.048490	2.094410	0.053142	2.866603	0.048490	2.094410	0.053142
0.450331	8.093250	0.041574	5.722792	0.044096	4.672640	0.048006	3.283958	0.050608	2.600921	0.053443	1.900297	0.058570	2.600921	0.053443	1.900297	0.058570
0.450000	8.093250	0.041513	5.722792	0.044032	4.676074	0.047971	3.286372	0.050571	2.602833	0.053404	1.901694	0.058527	2.602833	0.053404	1.901694	0.058527
0.485431	8.093250	0.048308	5.722792	0.051238	4.334773	0.051748	3.046503	0.054553	2.412855	0.057608	1.762891	0.063135	2.412855	0.057608	1.762891	0.063135

Continúa

0.500000	8.093250	0.051251	5.556042	0.052776	4.208467	0.053301	2.957735	0.056190	2.342549	0.059337	1.711524	0.065030
0.545455	8.093250	0.060993	5.093038	0.057574	3.857761	0.058146	2.711257	0.061298	2.147337	0.064732	1.568897	0.070942
0.600000	7.357500	0.067092	4.630035	0.063331	3.507056	0.063961	2.464779	0.067428	1.952125	0.071205	1.426270	0.078036
0.800000	5.518125	0.089456	3.472526	0.084442	2.630292	0.085281	1.848584	0.089904	1.464093	0.094940	1.069703	0.104048
1.000000	4.414500	0.111821	2.778021	0.105552	2.104233	0.106602	1.478867	0.112380	1.171275	0.118675	0.855762	0.130060
1.100000	4.013182	0.123003	2.525474	0.116107	1.912940	0.117262	1.344425	0.123618	1.064795	0.130542	0.777966	0.143066
1.200000	3.678750	0.134185	2.315017	0.126663	1.753528	0.127922	1.232389	0.134857	0.976062	0.142410	0.713135	0.156072
1.300000	3.395769	0.145367	2.136939	0.137218	1.618641	0.138582	1.137590	0.146095	0.900981	0.154277	0.658279	0.169078
1.400000	3.153214	0.156549	1.984301	0.147773	1.503024	0.149242	1.056334	0.157333	0.836625	0.166145	0.611259	0.182084
1.500000	2.943000	0.167731	1.852014	0.158328	1.402822	0.159903	0.985912	0.168571	0.780850	0.178012	0.570508	0.195090
2.000000	2.207250	0.223641	1.389010	0.211104	1.052117	0.213203	0.739434	0.224761	0.555637	0.237350	0.427881	0.260120
2.437889	1.810788	0.272606	1.139519	0.257324	0.863138	0.259883	0.606618	0.273971	0.480446	0.289316	0.351026	0.317072
2.500000	1.765800	0.279551	1.111208	0.263880	0.841693	0.266504	0.591547	0.280951	0.468510	0.296687	0.333800	0.317072
2.828067	1.560960	0.316236	0.982304	0.298508	0.744054	0.301477	0.522925	0.317819	0.414161	0.335621	0.260848	0.317072
3.000000	1.471500	0.335462	0.926007	0.316656	0.701411	0.319805	0.492956	0.337141	0.368049	0.335621	0.231806	0.317072
3.104596	1.421924	0.347158	0.894809	0.327697	0.677780	0.330955	0.476348	0.348896	0.343667	0.335621	0.216450	0.317072
3.440589	1.283065	0.384729	0.807426	0.363161	0.611591	0.366773	0.387854	0.348896	0.279823	0.335621	0.176239	0.317072
3.551584	1.242967	0.397140	0.782192	0.374877	0.573961	0.366773	0.363991	0.348896	0.262606	0.335621	0.165395	0.317072
3.572664	1.228342	0.397140	0.777577	0.377102	0.567208	0.366773	0.359708	0.348896	0.259516	0.335621	0.163449	0.317072
4.000000	0.979904	0.397140	0.620309	0.377102	0.452488	0.366773	0.286955	0.348896	0.207028	0.335621	0.130391	0.317072
5.000000	0.627139	0.397140	0.396997	0.377102	0.289592	0.366773	0.183651	0.348896	0.132498	0.335621	0.083450	0.317072
6.000000	0.435513	0.397140	0.275693	0.377102	0.201106	0.366773	0.127536	0.348896	0.092012	0.335621	0.057951	0.317072
7.000000	0.319989	0.397140	0.202550	0.377102	0.147751	0.366773	0.093700	0.348896	0.067601	0.335621	0.042577	0.317072
8.000000	0.244976	0.397140	0.155077	0.377102	0.113122	0.366773	0.071739	0.348896	0.051757	0.335621	0.032598	0.317072
9.000000	0.193561	0.397140	0.122530	0.377102	0.089380	0.366773	0.056683	0.348896	0.040894	0.335621	0.025756	0.317072
10.000000	0.156785	0.397140	0.099249	0.377102	0.072398	0.366773	0.045913	0.348896	0.033124	0.335621	0.020863	0.317072

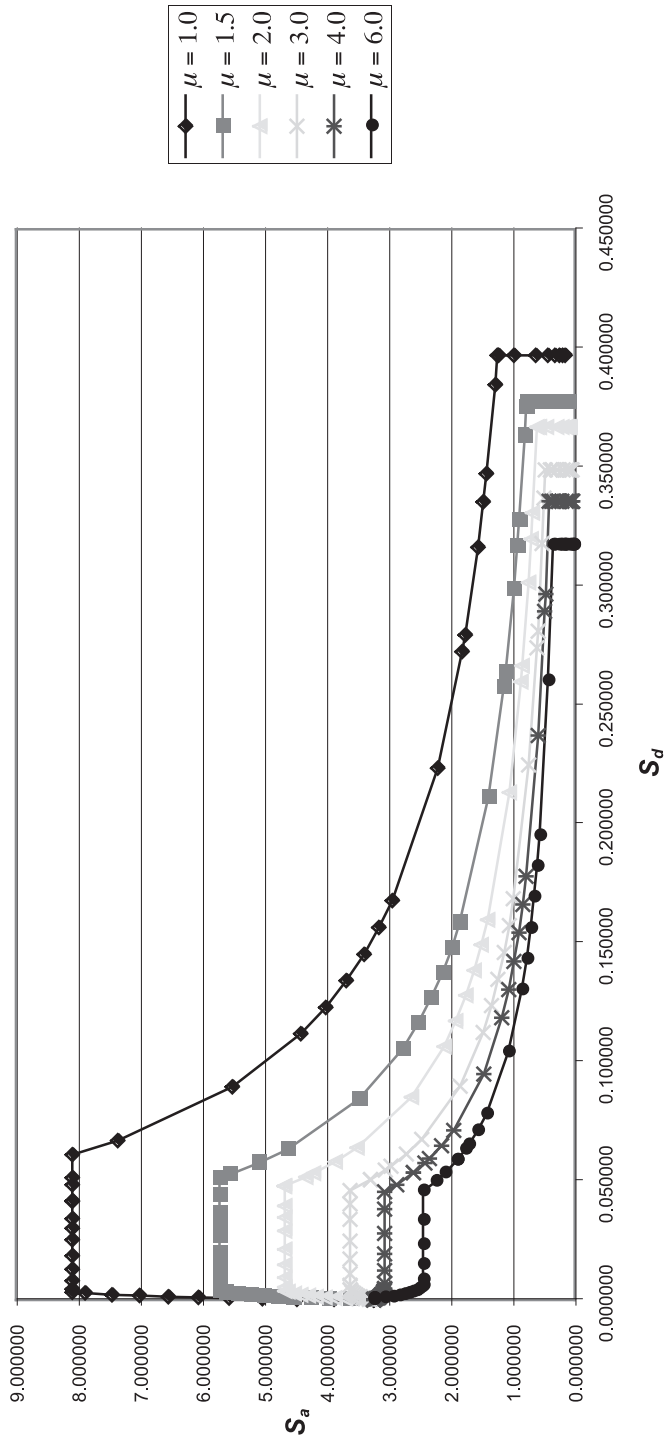


Figura de la tabla C7.6.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_2$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.7.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_y$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.010000	3.531600	0.000009	3.531600	0.000013	3.531600	0.000018	3.531600	0.000027	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000054
0.020000	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000072	3.531600	0.000107	3.531600	0.000143	3.531600	0.000215	3.531600	0.000215
0.030000	3.531600	0.000081	3.531600	0.000121	3.531600	0.000161	3.531600	0.000242	3.531600	0.000322	3.531600	0.000483	3.531600	0.000483
0.030303	3.531600	0.000082	3.531600	0.000123	3.531600	0.000164	3.531600	0.000246	3.531600	0.000329	3.531600	0.000493	3.531600	0.000493
0.040000	4.226063	0.000171	3.948635	0.000240	3.794872	0.000308	3.609648	0.000439	3.492610	0.000566	3.341343	0.000813	3.341343	0.000813
0.050000	4.882014	0.000309	4.319254	0.000410	4.020633	0.000509	3.673626	0.000698	3.461585	0.000877	3.195882	0.001214	3.195882	0.001214
0.060000	5.492860	0.000501	4.647750	0.000636	4.215027	0.000769	3.726741	0.001020	3.436440	0.001253	3.081746	0.001686	3.081746	0.001686
0.070000	6.068580	0.000753	4.944906	0.000921	4.386700	0.001089	3.772248	0.001405	3.415323	0.001696	2.988431	0.002226	2.988431	0.002226
0.080000	6.615845	0.001073	5.217628	0.001269	4.541051	0.001472	3.812117	0.001854	3.397135	0.002203	2.909884	0.002830	2.909884	0.002830
0.090000	7.139390	0.001465	5.470644	0.001684	4.681700	0.001921	3.847633	0.002368	3.381173	0.002775	2.842317	0.003499	2.842317	0.003499
0.100000	7.642728	0.001936	5.707354	0.002169	4.811202	0.002437	3.879684	0.002948	3.366958	0.003411	2.783207	0.004230	2.783207	0.004230
0.110000	8.128556	0.002491	5.930296	0.002726	4.931435	0.003023	3.908908	0.003594	3.354150	0.004112	2.730794	0.005022	2.730794	0.005022
0.120000	8.598999	0.003137	6.141421	0.003360	5.043820	0.003680	3.935779	0.004307	3.342500	0.004877	2.683808	0.005874	2.683808	0.005874
0.125000	8.829000	0.003494	6.243046	0.003706	5.097426	0.004035	3.948449	0.004688	3.337048	0.005283	2.662044	0.006322	2.662044	0.006322
0.150000	8.829000	0.005032	6.243046	0.005337	5.097426	0.005810	3.948449	0.006751	3.337048	0.007608	2.662044	0.009103	2.662044	0.009103
0.200000	8.829000	0.008946	6.243046	0.009488	5.097426	0.010330	3.948449	0.012002	3.337048	0.013525	2.662044	0.016183	2.662044	0.016183
0.250000	8.829000	0.013978	6.243046	0.014825	5.097426	0.016140	3.948449	0.018753	3.337048	0.021132	2.662044	0.025286	2.662044	0.025286
0.300000	8.829000	0.020128	6.243046	0.021349	5.097426	0.023241	3.948449	0.027004	3.337048	0.030430	2.662044	0.036412	2.662044	0.036412
0.385762	8.829000	0.033281	6.243046	0.035299	5.097426	0.038429	3.948449	0.044650	3.337048	0.050315	2.662044	0.060207	2.662044	0.060207
0.421189	8.829000	0.039674	6.243046	0.042081	5.097426	0.045812	3.948449	0.053228	3.337048	0.059982	2.438129	0.065736	2.438129	0.065736
0.449453	8.829000	0.045177	6.243046	0.047918	5.097426	0.052166	3.948449	0.060612	3.127203	0.064007	2.284811	0.070147	2.284811	0.070147
0.450000	8.829000	0.045287	6.243046	0.048034	5.097426	0.052293	3.943646	0.060685	3.123399	0.064084	2.282032	0.070233	2.282032	0.070233
0.495364	8.829000	0.054878	6.243046	0.058207	5.097426	0.063368	3.582500	0.066803	2.837369	0.070545	2.073051	0.077313	2.073051	0.077313
0.500000	8.829000	0.055910	6.243046	0.059302	5.050160	0.063961	3.549282	0.067428	2.811059	0.071205	2.053829	0.078036	2.053829	0.078036

Continúa

0.533974	8.829000	0.063766	6.243046	0.067635	4.728843	0.0688307	3.323458	0.072010	2.632205	0.076043	1.923154	0.0833339
0.600000	8.829000	0.080511	5.556042	0.075998	4.208467	0.076753	2.957735	0.080914	2.342549	0.085446	1.711524	0.093643
0.600000	8.829000	0.080511	5.556042	0.075998	4.208467	0.076753	2.957735	0.080914	2.342549	0.085446	1.711524	0.093643
0.800000	6.621750	0.107348	4.167031	0.101330	3.156350	0.102338	2.218301	0.107885	1.756912	0.113928	1.283643	0.124858
1.000000	5.297400	0.134185	3.333625	0.126663	2.525080	0.127922	1.774641	0.134857	1.405530	0.142410	1.026915	0.156072
1.100000	4.815818	0.147603	3.030568	0.139329	2.295527	0.140714	1.613310	0.148342	1.277754	0.156651	0.933559	0.171679
1.200000	4.414500	0.161022	2.778021	0.151995	2.104233	0.153506	1.478867	0.161828	1.171275	0.170892	0.855762	0.187287
1.300000	4.074923	0.174440	2.564327	0.164661	1.942369	0.166299	1.365108	0.175313	1.081177	0.185133	0.789934	0.202894
1.400000	3.783857	0.187859	2.381161	0.177328	1.803629	0.179091	1.267601	0.188799	1.003950	0.199374	0.733510	0.218501
1.500000	3.531600	0.201277	2.222417	0.189994	1.683387	0.191883	1.183094	0.202285	0.937020	0.213615	0.684610	0.234108
2.000000	2.648700	0.268369	1.666813	0.253325	1.262540	0.255844	0.887320	0.269713	0.702765	0.284820	0.513457	0.312145
2.500000	2.118960	0.335462	1.333450	0.316656	1.010032	0.319805	0.709856	0.337141	0.562212	0.356025	0.410766	0.390181
2.681678	1.975405	0.359840	1.243112	0.339668	0.941605	0.343046	0.661765	0.361642	0.524123	0.381897	0.382937	0.418535
3.000000	1.765800	0.402554	1.111208	0.379988	0.841693	0.383766	0.591547	0.404570	0.468510	0.427230	0.305984	0.418535
3.110874	1.702866	0.417432	1.071604	0.394031	0.811695	0.397949	0.570464	0.419522	0.451812	0.443019	0.284561	0.418535
3.415055	1.551190	0.458248	0.976156	0.432560	0.739397	0.436861	0.519652	0.460542	0.374910	0.443019	0.236127	0.418535
3.784648	1.399708	0.507842	0.880828	0.479373	0.667190	0.484140	0.423114	0.460542	0.305261	0.443019	0.192260	0.418535
3.906742	1.355964	0.524225	0.853301	0.494838	0.626140	0.484140	0.397081	0.460542	0.286479	0.443019	0.180431	0.418535
3.929931	1.340009	0.524225	0.848266	0.497775	0.618772	0.484140	0.392409	0.460542	0.283108	0.443019	0.178308	0.418535
4.000000	1.293474	0.524225	0.818807	0.497775	0.597284	0.484140	0.378781	0.460542	0.273277	0.443019	0.172116	0.418535
5.000000	0.827823	0.524225	0.524037	0.497775	0.382262	0.484140	0.242420	0.460542	0.174897	0.443019	0.110154	0.418535
6.000000	0.574877	0.524225	0.363914	0.497775	0.265459	0.484140	0.168347	0.460542	0.121456	0.443019	0.076496	0.418535
7.000000	0.422359	0.524225	0.267366	0.497775	0.195031	0.484140	0.123684	0.460542	0.089233	0.443019	0.056201	0.418535
8.000000	0.323368	0.524225	0.204702	0.497775	0.149321	0.484140	0.094695	0.460542	0.068319	0.443019	0.043029	0.418535
9.000000	0.255501	0.524225	0.161740	0.497775	0.117982	0.484140	0.074821	0.460542	0.053981	0.443019	0.033998	0.418535
10.000000	0.206956	0.524225	0.131009	0.497775	0.095565	0.484140	0.060605	0.460542	0.043724	0.443019	0.027539	0.418535

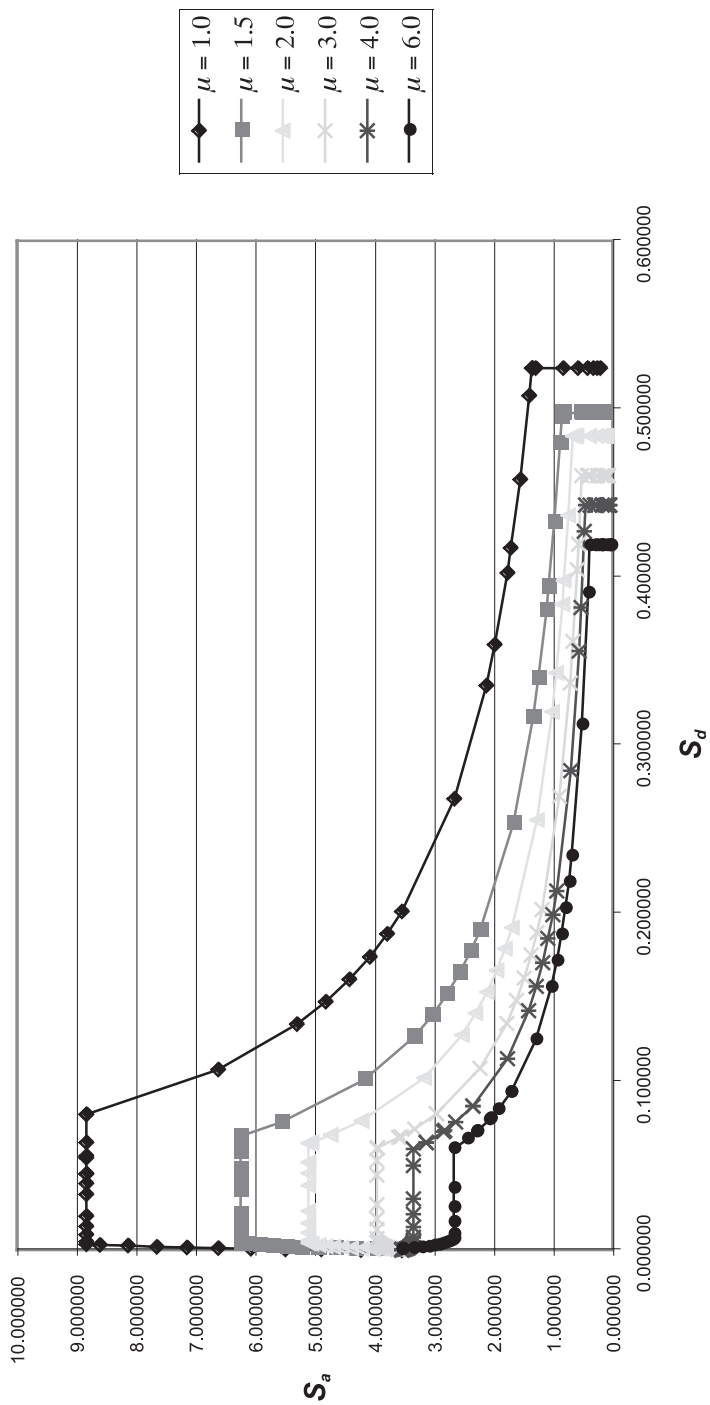


Figura de la tabla C7.7.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_{3y}$ ,  $\beta=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C78.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_a$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.010000	3.531600	0.000009	3.531600	0.000013	3.531600	0.000018	3.531600	0.000027	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000143	3.531600	0.000215
0.020000	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000072	3.531600	0.000107	3.531600	0.000143	3.531600	0.000215	3.531600	0.000322	3.531600	0.000483
0.030000	3.531600	0.000081	3.531600	0.000121	3.531600	0.000161	3.531600	0.000242	3.531600	0.000322	3.531600	0.000483	3.531600	0.000766	3.531600	0.001146
0.030303	3.531600	0.000082	3.531600	0.000123	3.531600	0.000164	3.531600	0.000246	3.531600	0.000329	3.531600	0.000493	3.531600	0.000775	3.531600	0.001161
0.040000	4.226063	0.000171	3.948635	0.000240	3.794872	0.000308	3.609648	0.000439	3.492610	0.000566	3.341343	0.000813	3.195882	0.001214	3.081746	0.001686
0.050000	4.882014	0.000309	4.319254	0.000410	4.020633	0.000509	3.673626	0.000698	3.461585	0.000877	3.195882	0.001214	2.988431	0.001696	2.783207	0.002226
0.060000	5.492860	0.000501	4.647750	0.000636	4.215027	0.000769	3.726741	0.001020	3.436440	0.001253	3.081746	0.001686	2.909884	0.002203	2.707079	0.002830
0.070000	6.068580	0.000753	4.944906	0.000921	4.386700	0.001089	3.772248	0.001405	3.415323	0.001696	2.988431	0.002226	2.842317	0.002775	2.662044	0.003499
0.080000	6.615845	0.001073	5.217628	0.001269	4.541051	0.001472	3.812117	0.001854	3.397135	0.002203	2.909884	0.002830	2.783207	0.003411	2.622044	0.004322
0.090000	7.139390	0.001465	5.470644	0.001684	4.681700	0.001921	3.847633	0.002368	3.381173	0.002775	2.842317	0.003499	2.662044	0.003594	2.581132	0.004528
0.100000	7.642728	0.001936	5.707354	0.002169	4.811202	0.002437	3.879684	0.002948	3.354150	0.004112	2.730794	0.005022	2.622044	0.004307	2.522044	0.005286
0.110000	8.128556	0.002491	5.930296	0.002726	4.931435	0.003023	3.908908	0.003594	3.342500	0.004877	2.683808	0.005874	2.581132	0.004307	2.481132	0.006322
0.120000	8.598999	0.003137	6.141421	0.003360	5.043820	0.003680	3.935779	0.004307	3.337048	0.005283	2.662044	0.006322	2.540132	0.004307	2.441132	0.007362
0.125000	8.829000	0.003494	6.243046	0.003706	5.097426	0.004035	3.948449	0.004688	3.337048	0.005283	2.662044	0.006322	2.500132	0.004307	2.401132	0.008402
0.150000	8.829000	0.005032	6.243046	0.005337	5.097426	0.005810	3.948449	0.006751	3.337048	0.007608	2.662044	0.009103	2.460132	0.004307	2.361132	0.009443
0.200000	8.829000	0.008946	6.243046	0.009488	5.097426	0.010330	3.948449	0.012002	3.337048	0.013525	2.662044	0.016183	2.420132	0.004307	2.321132	0.010484
0.250000	8.829000	0.013978	6.243046	0.014825	5.097426	0.016140	3.948449	0.018753	3.337048	0.021132	2.662044	0.025286	2.380132	0.004307	2.281132	0.011525
0.300000	8.829000	0.020128	6.243046	0.021349	5.097426	0.023241	3.948449	0.027004	3.337048	0.030430	2.662044	0.036412	2.340132	0.004307	2.241132	0.012566
0.450000	8.829000	0.045287	6.243046	0.048034	5.097426	0.052293	3.948449	0.060759	3.337048	0.068468	2.662044	0.081928	2.300132	0.004307	2.201132	0.013607
0.500000	8.829000	0.055910	6.243046	0.059302	5.097426	0.064560	3.948449	0.075012	3.337048	0.084528	2.662044	0.101146	2.260132	0.004307	2.161132	0.014648
0.600000	8.829000	0.080511	6.243046	0.085395	5.097426	0.092966	3.948449	0.108017	3.337048	0.121721	2.662044	0.145650	2.220132	0.004307	2.121132	0.015689
0.600074	8.829000	0.080531	6.243046	0.085416	5.097426	0.092989	3.948449	0.108043	3.337048	0.121751	2.662044	0.145685	2.220132	0.004307	2.121132	0.015714
0.655184	8.829000	0.096001	6.243046	0.101825	5.097426	0.110853	3.948449	0.128799	3.337048	0.145141	2.662044	0.159065	2.180132	0.004307	2.081132	0.016755
0.699149	8.829000	0.109318	6.243046	0.115949	5.097426	0.126229	3.948449	0.146665	3.127203	0.154880	2.284811	0.169739	2.140132	0.004307	2.041132	0.017796

Continúa

0.770566	8.829000	0.132792	6.243046	0.140847	5.097426	0.153335	3.582500	0.161647	2.837369	0.170701	2.073051	0.187077
0.800000	8.829000	0.143130	6.243046	0.151813	4.909878	0.159192	3.450691	0.167821	2.732974	0.177221	1.996778	0.194223
0.830626	8.829000	0.154299	6.243046	0.163659	4.728843	0.165286	3.323458	0.174246	2.632205	0.184006	1.923154	0.201659
0.933333	8.829000	0.194816	5.566042	0.183895	4.208467	0.185724	2.957735	0.195792	2.342549	0.206758	1.711524	0.226594
1.000000	8.240400	0.208732	5.185639	0.197031	3.927902	0.198990	2.760552	0.209777	2.186380	0.221527	1.597423	0.242779
1.100000	7.491273	0.229605	4.714217	0.216734	3.570820	0.218889	2.509593	0.230754	1.987618	0.243679	1.452202	0.267057
1.200000	6.867000	0.250478	4.321366	0.236437	3.273252	0.238788	2.300460	0.251732	1.821983	0.265832	1.331185	0.291335
1.300000	6.338769	0.271351	3.988953	0.256140	3.021463	0.258687	2.123502	0.272710	1.681830	0.287984	1.228787	0.315613
1.400000	5.886000	0.292224	3.704028	0.275843	2.805645	0.278586	1.971823	0.293687	1.561700	0.310137	1.141016	0.339891
1.500000	5.493600	0.313098	3.457093	0.295546	2.618602	0.298485	1.840368	0.314665	1.457586	0.332290	1.064948	0.364169
2.000000	4.120200	0.417463	2.592820	0.394061	1.963951	0.397980	1.380276	0.419554	1.093190	0.443053	0.798711	0.485558
2.500000	3.296160	0.521829	2.074256	0.492577	1.571161	0.497475	1.104221	0.524442	0.874552	0.553816	0.638969	0.606948
3.000000	2.746800	0.626195	1.728546	0.591092	1.309301	0.596969	0.920184	0.629330	0.728793	0.664580	0.532474	0.728337
4.000000	2.060100	0.834927	1.296410	0.788122	0.981976	0.795959	0.690138	0.839107	0.546595	0.886106	0.399356	0.971116
4.171499	1.975405	0.870724	1.243112	0.821913	0.941605	0.830086	0.661765	0.875084	0.524123	0.924098	0.382937	1.012753
4.839137	1.702866	1.010081	1.071604	0.953458	0.811695	0.962939	0.570464	1.015139	0.451812	1.071997	0.284561	1.012753
5.000000	1.648080	1.043659	1.037128	0.985153	0.785580	0.994949	0.552110	1.048884	0.423208	1.071997	0.266546	1.012753
5.312308	1.551190	1.108847	0.976156	1.046687	0.739397	1.057095	0.519652	1.114399	0.374910	1.071997	0.236127	1.012753
5.887230	1.399708	1.228852	0.880828	1.159965	0.667190	1.171499	0.423114	1.114399	0.305261	1.071997	0.192260	1.012753
6.000000	1.373400	1.252390	0.864273	1.182184	0.642346	1.171499	0.407358	1.114399	0.293894	1.071997	0.185101	1.012753
6.077155	1.355964	1.268495	0.853301	1.197386	0.626140	1.171499	0.397081	1.114399	0.286479	1.071997	0.180431	1.012753
6.113225	1.340009	1.268495	0.848266	1.204493	0.618772	1.171499	0.392409	1.114399	0.283108	1.071997	0.178308	1.012753
7.000000	1.022004	1.268495	0.646959	1.204493	0.471928	1.171499	0.299284	1.114399	0.215922	1.071997	0.135993	1.012753
8.000000	0.782472	1.268495	0.495328	1.204493	0.361320	1.171499	0.229139	1.114399	0.165315	1.071997	0.104119	1.012753
9.000000	0.618249	1.268495	0.391370	1.204493	0.285487	1.171499	0.181048	1.114399	0.130620	1.071997	0.082267	1.012753
10.000000	0.500782	1.268495	0.317010	1.204493	0.231245	1.171499	0.146649	1.114399	0.105802	1.071997	0.066636	1.012753

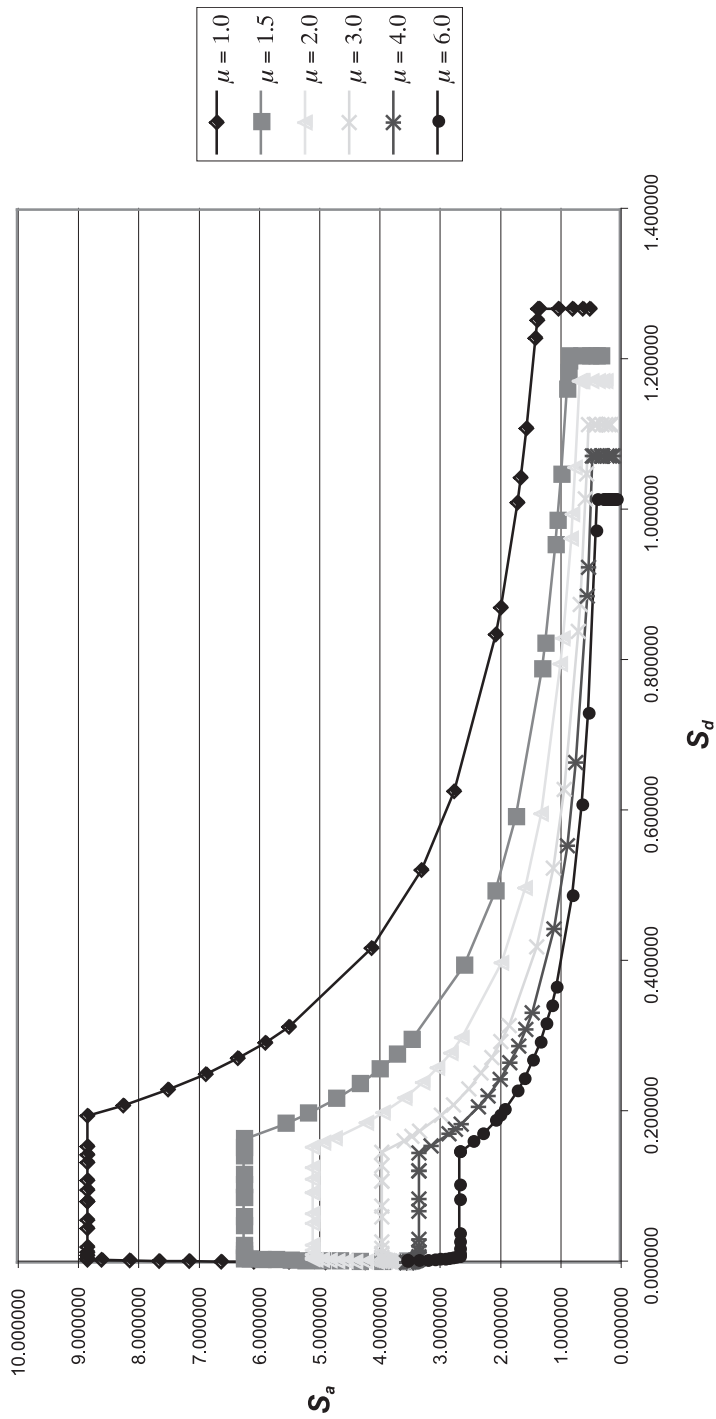


Figura de la tabla C7.8.  $S_a$  [ $\text{m/s}^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona III, sitio tipo  $S_{a,r}$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.9.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_r$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.01000	3.92400	0.00001	3.92400	0.00001	3.92400	0.00002	3.92400	0.00003	3.92400	0.00003	3.92400	0.00004	3.92400	0.00004	3.92400	0.00006
0.02000	3.92400	0.00004	3.92400	0.00006	3.92400	0.00008	3.92400	0.00012	3.92400	0.00012	3.92400	0.00016	3.92400	0.00016	3.92400	0.00024
0.03000	3.92400	0.00009	3.92400	0.00013	3.92400	0.00018	3.92400	0.00027	3.92400	0.00027	3.92400	0.00036	3.92400	0.00036	3.92400	0.00054
0.03030	3.92400	0.00009	3.92400	0.00014	3.92400	0.00018	3.92400	0.00027	3.92400	0.00027	3.92400	0.00037	3.92400	0.00037	3.92400	0.00055
0.04000	4.69563	0.00019	4.38737	0.00027	4.21652	0.00034	4.01072	0.00049	3.88068	0.00049	3.88068	0.00063	3.71260	0.00063	3.71260	0.00090
0.05000	5.42446	0.00034	4.79917	0.00046	4.46737	0.00057	4.08181	0.00078	3.84621	0.00078	3.84621	0.00097	3.55098	0.00097	3.55098	0.00135
0.06000	6.10318	0.00056	5.16417	0.00071	4.68336	0.00085	4.14082	0.00113	3.81827	0.00113	3.81827	0.00139	3.42416	0.00139	3.42416	0.00187
0.07000	6.74287	0.00084	5.49434	0.00102	4.87411	0.00121	4.19139	0.00156	3.79480	0.00156	3.79480	0.00188	3.32048	0.00188	3.32048	0.00247
0.08000	7.35094	0.00119	5.79736	0.00141	5.04561	0.00164	4.23569	0.00206	3.77459	0.00206	3.77459	0.00245	3.23320	0.00245	3.23320	0.00314
0.09000	7.93266	0.00163	6.07849	0.00187	5.20189	0.00213	4.27515	0.00263	3.75686	0.00263	3.75686	0.00308	3.15813	0.00308	3.15813	0.00389
0.10000	8.49192	0.00215	6.34150	0.00241	5.34578	0.00271	4.31076	0.00328	3.74106	0.00328	3.74106	0.00379	3.09245	0.00379	3.09245	0.00470
0.11000	9.03173	0.00277	6.58922	0.00303	5.47937	0.00336	4.34323	0.00399	3.72683	0.00399	3.72683	0.00457	3.03422	0.00457	3.03422	0.00558
0.12000	9.55444	0.00349	6.82380	0.00373	5.60424	0.00409	4.37309	0.00479	3.71389	0.00479	3.71389	0.00542	2.98201	0.00542	2.98201	0.00653
0.12500	9.81000	0.00388	6.93672	0.00412	5.66381	0.00448	4.38717	0.00521	3.70783	0.00521	3.70783	0.00587	2.95783	0.00587	2.95783	0.00702
0.15000	9.81000	0.00559	6.93672	0.00593	5.66381	0.00646	4.38717	0.00750	3.70783	0.00750	3.70783	0.00845	2.95783	0.00845	2.95783	0.01011
0.20000	9.81000	0.00994	6.93672	0.01054	5.66381	0.01148	4.38717	0.01334	3.70783	0.01334	3.70783	0.01503	2.95783	0.01503	2.95783	0.01798
0.25000	9.81000	0.01553	6.93672	0.01647	5.66381	0.01793	4.38717	0.02084	3.70783	0.02084	3.70783	0.02348	2.95783	0.02348	2.95783	0.02810
0.25717	9.81000	0.01643	6.93672	0.01743	5.66381	0.01898	4.38717	0.02205	3.70783	0.02205	3.70783	0.02485	2.95783	0.02485	2.95783	0.02973
0.28079	9.81000	0.01959	6.93672	0.02078	5.66381	0.02262	4.38717	0.02629	3.70783	0.02629	3.70783	0.02962	2.70903	0.02962	2.70903	0.03246
0.30000	9.81000	0.02236	6.93672	0.02372	5.66381	0.02582	4.38717	0.03000	3.47044	0.03000	3.47044	0.03165	2.53559	0.03165	2.53559	0.03468
0.29964	9.81000	0.02231	6.93672	0.02366	5.66381	0.02576	4.38717	0.02993	3.47467	0.02993	3.47467	0.03161	2.53868	0.03161	2.53868	0.03464
0.33024	9.81000	0.02710	6.93672	0.02874	5.66381	0.03129	3.98056	0.03299	3.15263	0.03299	3.15263	0.03484	2.30339	0.03484	2.30339	0.03818
0.35598	9.81000	0.03149	6.93672	0.03340	5.25427	0.03373	3.69273	0.03556	2.92467	0.03556	2.92467	0.03755	2.13684	0.03755	2.13684	0.04115
0.40000	9.81000	0.03976	6.17338	0.03753	4.67607	0.03790	3.28637	0.03996	2.60283	0.03996	2.60283	0.04220	1.90169	0.04220	1.90169	0.04624

Continúa

0.45000	8.72000	0.04473	5.48745	0.04222	4.15651	0.04264	2.92122	0.04495	2.31363	0.04747	1.69039	0.05202
0.50000	7.84800	0.04970	4.93870	0.04691	3.74086	0.04738	2.62910	0.04995	2.08227	0.05274	1.52135	0.05780
0.60000	6.54000	0.05964	4.11559	0.05629	3.11738	0.05685	2.19091	0.05994	1.73522	0.06329	1.26780	0.06937
0.80000	4.90500	0.07952	3.08669	0.07506	2.33804	0.07581	1.64319	0.07991	1.30142	0.08439	0.95085	0.09249
1.00000	3.92400	0.09940	2.46935	0.09382	1.87043	0.09476	1.31455	0.09989	1.04113	0.10549	0.76068	0.11561
1.10000	3.56727	0.10934	2.24487	0.10321	1.70039	0.10423	1.19504	0.10988	0.94648	0.11604	0.69152	0.12717
1.20000	3.27000	0.11928	2.05779	0.11259	1.55869	0.11371	1.09546	0.11987	0.86761	0.12659	0.63390	0.13873
1.30000	3.01846	0.12921	1.89950	0.12197	1.43879	0.12318	1.01119	0.12986	0.80087	0.13714	0.58514	0.15029
1.40000	2.80286	0.13915	1.76382	0.13135	1.33602	0.13266	0.93896	0.13985	0.74367	0.14768	0.54334	0.16185
1.50000	2.61600	0.14909	1.64623	0.14074	1.24695	0.14214	0.87637	0.14984	0.69409	0.15823	0.50712	0.17341
1.78779	2.19489	0.17770	1.38124	0.16774	1.04623	0.16941	0.73529	0.17859	0.58236	0.18859	0.42549	0.20668
2.00000	1.96200	0.19879	1.23468	0.18765	0.93521	0.18951	0.65727	0.19979	0.52057	0.21098	0.33998	0.20668
2.07392	1.89207	0.20614	1.19067	0.19458	0.90188	0.19652	0.63385	0.20717	0.50201	0.21877	0.31618	0.20668
2.27670	1.72354	0.22630	1.08462	0.21361	0.82155	0.21573	0.57739	0.22743	0.41657	0.21877	0.26236	0.20668
2.50000	1.56960	0.24849	0.98774	0.23456	0.74817	0.23689	0.47885	0.22743	0.34548	0.21877	0.21759	0.20668
2.52310	1.55523	0.25079	0.97870	0.23673	0.74132	0.23908	0.47013	0.22743	0.33918	0.21877	0.21362	0.20668
2.60449	1.50663	0.25688	0.94811	0.24436	0.69571	0.23908	0.44120	0.22743	0.31831	0.21877	0.20048	0.20668
2.61995	1.48890	0.25888	0.94252	0.24581	0.68752	0.23908	0.43601	0.22743	0.31456	0.21877	0.19812	0.20668
3.00000	1.13556	0.25888	0.71884	0.24581	0.52436	0.23908	0.33254	0.22743	0.23991	0.21877	0.15110	0.20668
4.00000	0.63875	0.25888	0.40435	0.24581	0.29495	0.23908	0.18705	0.22743	0.13495	0.21877	0.08500	0.20668
5.00000	0.40880	0.25888	0.25878	0.24581	0.18877	0.23908	0.11971	0.22743	0.08637	0.21877	0.05440	0.20668
6.00000	0.28389	0.25888	0.17971	0.24581	0.13109	0.23908	0.08313	0.22743	0.05998	0.21877	0.03778	0.20668
7.00000	0.20857	0.25888	0.13203	0.24581	0.09631	0.23908	0.06108	0.22743	0.04407	0.21877	0.02775	0.20668
8.00000	0.15969	0.25888	0.10109	0.24581	0.07374	0.23908	0.04676	0.22743	0.03374	0.21877	0.02125	0.20668
9.00000	0.12617	0.25888	0.07987	0.24581	0.05826	0.23908	0.03695	0.22743	0.02666	0.21877	0.01679	0.20668
10.00000	0.10220	0.25888	0.06470	0.24581	0.04719	0.23908	0.02993	0.22743	0.02159	0.21877	0.01360	0.20668

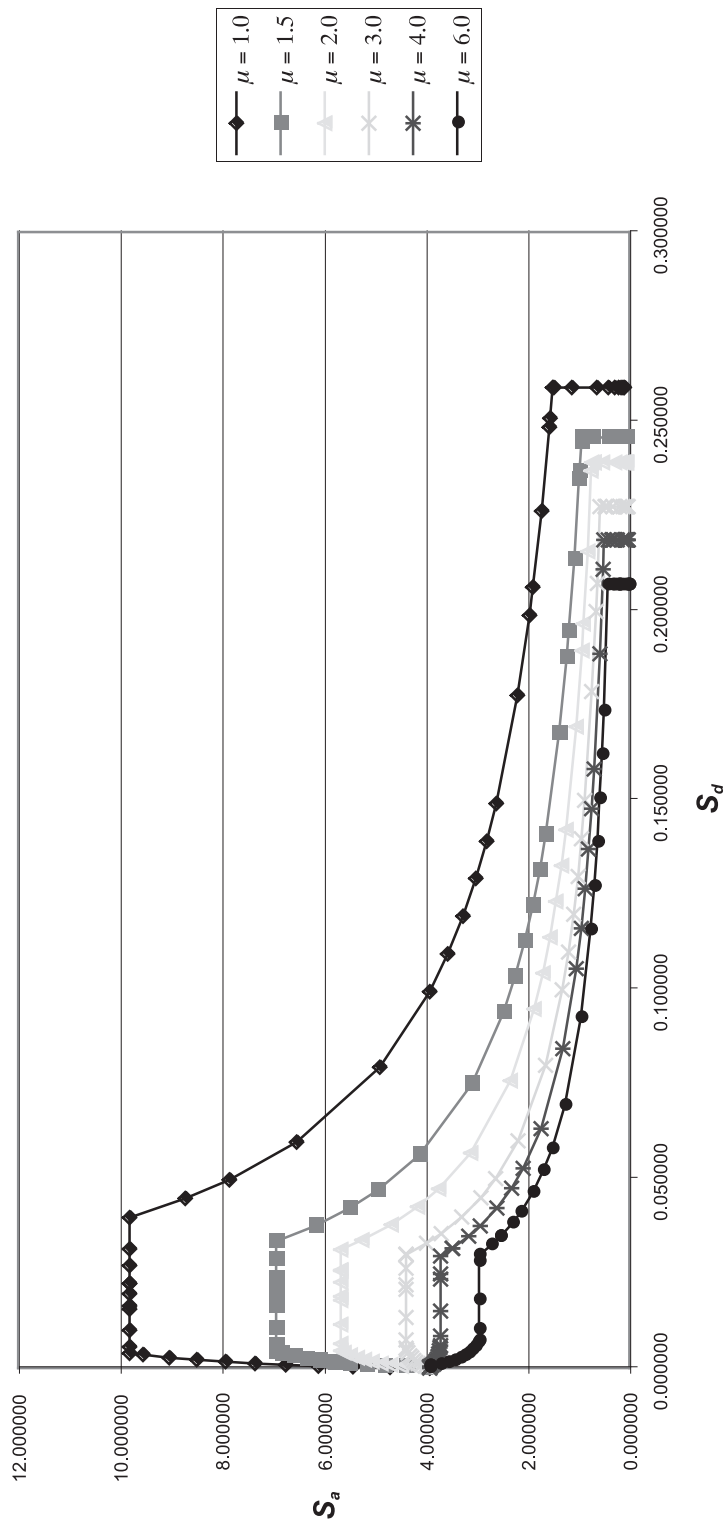


Figura de la tabla C7.9.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_1$ ,  $\beta=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.10.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_2$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.010000	3.924000	0.000010	3.924000	0.000015	3.924000	0.000020	3.924000	0.000030	3.924000	0.000030	3.924000	0.000040	3.924000	0.000040	3.924000	0.000060
0.020000	3.924000	0.000040	3.924000	0.000060	3.924000	0.000080	3.924000	0.000119	3.924000	0.000119	3.924000	0.000159	3.924000	0.000159	3.924000	0.000239
0.030000	3.924000	0.000089	3.924000	0.000134	3.924000	0.000179	3.924000	0.000268	3.924000	0.000268	3.924000	0.000358	3.924000	0.000358	3.924000	0.000537
0.030303	3.924000	0.000091	3.924000	0.000137	3.924000	0.000183	3.924000	0.000274	3.924000	0.000274	3.924000	0.000365	3.924000	0.000365	3.924000	0.000548
0.040000	4.695625	0.000190	4.387373	0.000267	4.216524	0.000342	4.010720	0.000488	3.880678	0.000488	3.880678	0.000629	3.712603	0.000629	3.712603	0.000903
0.050000	5.424460	0.000344	4.799171	0.000456	4.467370	0.000566	4.081807	0.000775	3.846205	0.000775	3.846205	0.000974	3.550980	0.000974	3.550980	0.001349
0.060000	6.103178	0.000557	5.164167	0.000706	4.683363	0.000854	4.140824	0.001133	3.818266	0.001133	3.818266	0.001393	3.424162	0.001393	3.424162	0.001873
0.070000	6.742867	0.000837	5.494340	0.001023	4.874111	0.001210	4.191387	0.001561	3.794803	0.001561	3.794803	0.001884	3.320478	0.001884	3.320478	0.002473
0.080000	7.350939	0.001192	5.797365	0.001410	5.045612	0.001636	4.235686	0.002060	3.774594	0.002060	3.774594	0.002448	3.233205	0.002448	3.233205	0.003145
0.090000	7.932656	0.001628	6.078494	0.001871	5.201889	0.002135	4.275148	0.002631	3.756859	0.002631	3.756859	0.003083	3.158130	0.003083	3.158130	0.003888
0.100000	8.491920	0.002151	6.341505	0.002409	5.345780	0.002708	4.310760	0.003276	3.741064	0.003276	3.741064	0.003790	3.092452	0.003790	3.092452	0.004700
0.110000	9.031729	0.002768	6.589217	0.003029	5.479372	0.003359	4.343231	0.003994	3.726833	0.003994	3.726833	0.004569	3.034216	0.004569	3.034216	0.005580
0.120000	9.554443	0.003485	6.823801	0.003734	5.604244	0.004088	4.373087	0.004785	3.713889	0.004785	3.713889	0.005419	2.982009	0.005419	2.982009	0.006526
0.125000	9.810000	0.003883	6.936718	0.004118	5.663806	0.004483	4.387165	0.005209	3.707831	0.005209	3.707831	0.005870	2.957826	0.005870	2.957826	0.007024
0.150000	9.810000	0.005591	6.936718	0.005930	5.663806	0.006456	4.387165	0.007501	3.707831	0.007501	3.707831	0.008453	2.957826	0.008453	2.957826	0.010115
0.200000	9.810000	0.009940	6.936718	0.010543	5.663806	0.011477	4.387165	0.013335	3.707831	0.013335	3.707831	0.015027	2.957826	0.015027	2.957826	0.017981
0.250000	9.810000	0.015531	6.936718	0.016473	5.663806	0.017933	4.387165	0.020837	3.707831	0.020837	3.707831	0.023480	2.957826	0.023480	2.957826	0.028096
0.300000	9.810000	0.022364	6.936718	0.023721	5.663806	0.025824	4.387165	0.030005	3.707831	0.030005	3.707831	0.033811	2.957826	0.033811	2.957826	0.040458
0.360044	9.810000	0.032212	6.936718	0.034166	5.663806	0.037195	4.387165	0.043217	3.707831	0.043217	3.707831	0.048700	2.957826	0.048700	2.957826	0.058274
0.393110	9.810000	0.038401	6.936718	0.040730	5.663806	0.044341	4.387165	0.051520	3.707831	0.051520	3.707831	0.058056	2.709033	0.058056	2.709033	0.063626
0.419489	9.810000	0.043727	6.936718	0.046380	5.663806	0.050492	4.387165	0.058666	3.474670	0.058666	3.474670	0.061952	2.538679	0.061952	2.538679	0.067895
0.450000	9.810000	0.050319	6.936718	0.053372	5.663806	0.058104	4.089707	0.062933	3.239081	0.062933	3.239081	0.066458	2.366552	0.066458	2.366552	0.072834
0.462340	9.810000	0.053117	6.936718	0.056339	5.663806	0.061334	3.980556	0.064659	3.152632	0.064659	3.152632	0.068280	2.303390	0.068280	2.303390	0.074831
0.498376	9.810000	0.061720	6.936718	0.065464	5.254270	0.066114	3.692731	0.069698	2.924673	0.069698	2.924673	0.073602	2.136638	0.073602	2.136638	0.080663

Continúa

0.500000	9.810000	0.062123	6.914186	0.065677	5.237203	0.066330	3.680737	0.069926	2.915173	0.073842	2.129897	0.080926
0.560000	9.810000	0.077927	6.173380	0.073558	4.676074	0.074290	3.286372	0.078317	2.602833	0.082703	1.901694	0.090638
0.600000	9.156000	0.083493	5.761821	0.078812	4.364336	0.079596	3.067280	0.083911	2.429311	0.088611	1.774914	0.097112
0.800000	6.867000	0.111324	4.321366	0.105083	3.273252	0.106128	2.300460	0.111881	1.821983	0.118147	1.331185	0.129482
1.000000	5.493600	0.139154	3.457093	0.131354	2.618602	0.132660	1.840368	0.139851	1.457586	0.147684	1.064948	0.161853
1.100000	4.994182	0.153070	3.142812	0.144489	2.380547	0.145926	1.673062	0.153836	1.325078	0.162453	0.968135	0.178038
1.200000	4.578000	0.166985	2.880911	0.157624	2.182168	0.159192	1.533640	0.167821	1.214655	0.177221	0.887457	0.194223
1.300000	4.225846	0.180901	2.659302	0.170760	2.014309	0.172458	1.415668	0.181807	1.121220	0.191990	0.819191	0.210409
1.400000	3.924000	0.194816	2.469352	0.183895	1.870430	0.185724	1.314549	0.195792	1.041133	0.206758	0.760677	0.226594
1.500000	3.662400	0.208732	2.304729	0.197031	1.745734	0.198990	1.226912	0.209777	0.971724	0.221527	0.709966	0.242779
2.000000	2.746800	0.278309	1.728546	0.262707	1.309301	0.265320	0.920184	0.279702	0.728793	0.295369	0.532474	0.323705
2.500000	2.197440	0.347886	1.382837	0.328384	1.047441	0.331650	0.736147	0.349628	0.583035	0.369211	0.425979	0.404632
2.502899	2.194895	0.348290	1.381235	0.328765	1.046227	0.332034	0.735295	0.350033	0.582359	0.369639	0.425486	0.405101
2.903482	1.892073	0.404033	1.190671	0.381383	0.901883	0.385176	0.633849	0.406055	0.502013	0.428799	0.316179	0.405101
3.000000	1.831200	0.417463	1.152364	0.394061	0.872867	0.397980	0.613456	0.419554	0.470231	0.428799	0.296162	0.405101
3.187385	1.723545	0.443539	1.084617	0.418675	0.821552	0.422838	0.577391	0.445760	0.416567	0.428799	0.262363	0.405101
3.532338	1.555231	0.491541	0.978698	0.463986	0.741323	0.468600	0.470127	0.445760	0.339179	0.428799	0.213623	0.405101
3.646293	1.506626	0.507398	0.948112	0.478954	0.695711	0.468600	0.441201	0.445760	0.318310	0.428799	0.200479	0.405101
3.667935	1.488899	0.507398	0.942517	0.481797	0.687525	0.468600	0.436009	0.445760	0.314565	0.428799	0.198120	0.405101
4.000000	1.251955	0.507398	0.792525	0.481797	0.578112	0.468600	0.366623	0.445760	0.264505	0.428799	0.166591	0.405101
5.000000	0.801251	0.507398	0.507216	0.481797	0.369991	0.468600	0.234638	0.445760	0.169283	0.428799	0.106618	0.405101
6.000000	0.556424	0.507398	0.352233	0.481797	0.256938	0.468600	0.162943	0.445760	0.117558	0.428799	0.074041	0.405101
7.000000	0.408802	0.507398	0.258784	0.481797	0.188771	0.468600	0.119714	0.445760	0.086369	0.428799	0.054397	0.405101
8.000000	0.312989	0.507398	0.198131	0.481797	0.144528	0.468600	0.091656	0.445760	0.066126	0.428799	0.041648	0.405101
9.000000	0.247300	0.507398	0.156548	0.481797	0.114195	0.468600	0.072419	0.445760	0.052248	0.428799	0.032907	0.405101
10.000000	0.200313	0.507398	0.126804	0.481797	0.092498	0.468600	0.058660	0.445760	0.042321	0.428799	0.026655	0.405101



Figura de la tabla C7.10.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_2$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.11.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_b$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$		$S_a$		$S_d$	
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$			
0.010000	4.316400	4.316400	0.000016	0.000022	4.316400	0.000033	4.316400	0.000044	4.316400	0.000066	4.316400	0.000066				
0.020000	4.316400	4.316400	0.000066	0.000087	4.316400	0.000131	4.316400	0.000175	4.316400	0.000262	4.316400	0.000262				
0.030000	4.316400	4.316400	0.000148	0.000197	4.316400	0.000295	4.316400	0.000394	4.316400	0.000590	4.316400	0.000590				
0.030303	4.316400	4.316400	0.000151	0.000201	4.316400	0.000301	4.316400	0.000402	4.316400	0.000602	4.316400	0.000602				
0.040000	5.165188	4.826110	0.000293	0.000376	4.638177	0.000536	4.411792	0.000692	4.268746	0.000993	4.083864	0.000993				
0.050000	5.966907	5.279088	0.000501	0.000622	4.914107	0.000853	4.489988	0.001072	4.230826	0.001484	3.906079	0.001484				
0.060000	6.713496	5.680583	0.000777	0.000940	5.151700	0.001246	4.554906	0.001532	4.200093	0.002061	3.766578	0.002061				
0.070000	7.417153	6.043774	0.001125	0.001331	5.361522	0.001717	4.610526	0.002072	4.174283	0.002720	3.652526	0.002720				
0.080000	8.086033	6.377101	0.001551	0.001800	5.550173	0.002266	4.659254	0.002692	4.152054	0.003459	3.556525	0.003459				
0.090000	8.725921	6.686343	0.002058	0.002348	5.722078	0.002895	4.702663	0.003392	4.132544	0.004277	3.473943	0.004277				
0.100000	9.341112	6.975655	0.002650	0.002979	5.880358	0.003603	4.741836	0.004170	4.115170	0.005170	3.401697	0.005170				
0.110000	9.934902	7.248139	0.003332	0.003695	6.027309	0.004393	4.777554	0.005026	4.099517	0.006138	3.337638	0.006138				
0.120000	10.509888	7.506181	0.004107	0.004497	6.164669	0.005264	4.810396	0.005961	4.086278	0.007179	3.280210	0.007179				
0.125000	10.791000	7.630389	0.004530	0.004932	6.230187	0.005730	4.825882	0.006457	4.078615	0.007726	3.253609	0.007726				
0.150000	10.791000	7.630389	0.006523	0.007102	6.230187	0.008251	4.825882	0.009298	4.078615	0.011126	3.253609	0.011126				
0.200000	10.791000	7.630389	0.011597	0.012625	6.230187	0.014669	4.825882	0.016530	4.078615	0.019780	3.253609	0.019780				
0.250000	10.791000	7.630389	0.018120	0.019727	6.230187	0.022920	4.825882	0.025828	4.078615	0.030906	3.253609	0.030906				
0.300000	10.791000	7.630389	0.026093	0.028406	6.230187	0.033005	4.825882	0.037192	4.078615	0.044504	3.253609	0.044504				
0.374072	10.791000	7.630389	0.040568	0.044165	6.230187	0.051315	4.825882	0.057826	4.078615	0.069194	3.253609	0.069194				
0.408426	10.791000	7.630389	0.048362	0.052650	6.230187	0.061174	4.825882	0.068935	4.078615	0.075548	2.979936	0.075548				
0.435833	10.791000	7.630389	0.055070	0.059953	6.230187	0.069659	4.825882	0.073561	3.822137	2.792547	0.080618	0.080618				
0.450000	10.791000	7.630389	0.058709	0.063914	6.230187	0.071923	4.673951	0.075952	3.701807	2.704631	0.083239	0.083239				
0.480353	10.791000	7.630389	0.066896	0.072827	6.230187	0.076775	4.378611	0.081075	3.467895	2.533729	0.088853	0.088853				
0.500000	10.791000	7.630389	0.072480	0.075806	5.985375	0.079915	4.206556	0.084391	3.331626	2.434168	0.092487	0.092487				

Continúa

0.517793	10.791000	0.073285	7.630389	0.077730	5.779697	0.078503	4.062005	0.082759	3.217140	0.087394	2.350521	0.095779
0.581818	10.791000	0.092529	6.790718	0.087342	5.143682	0.088210	3.615009	0.092992	2.863116	0.098200	2.091863	0.107622
0.600000	10.464000	0.095420	6.584939	0.090071	4.987813	0.090967	3.505463	0.095898	2.776355	0.101269	2.028473	0.110985
0.800000	7.848000	0.127227	4.938704	0.120095	3.740859	0.121289	2.629098	0.127864	2.082266	0.135026	1.521355	0.147980
1.000000	6.278400	0.159034	3.950963	0.150119	2.992688	0.151611	2.103278	0.159830	1.665813	0.168782	1.217084	0.184975
1.100000	5.707636	0.174937	3.591785	0.165130	2.720625	0.166772	1.912071	0.175813	1.514375	0.185660	1.106440	0.203472
1.200000	5.232000	0.190840	3.292469	0.180142	2.493906	0.181934	1.752732	0.191796	1.388177	0.202539	1.014237	0.221969
1.300000	4.829538	0.206744	3.039202	0.195154	2.302067	0.197095	1.617906	0.207779	1.281395	0.219417	0.936218	0.240467
1.400000	4.484571	0.222647	2.822117	0.210166	2.137634	0.212256	1.502341	0.223762	1.189866	0.236295	0.869346	0.258964
1.500000	4.185600	0.238551	2.633975	0.225178	1.995125	0.227417	1.402185	0.239745	1.110542	0.253173	0.811389	0.277462
2.000000	3.139200	0.318067	1.975482	0.300237	1.496344	0.303223	1.051639	0.319660	0.832906	0.337564	0.608542	0.369949
2.500000	2.511360	0.397584	1.580385	0.375296	1.197075	0.379028	0.841311	0.399575	0.666325	0.421955	0.486834	0.462436
2.600415	2.414384	0.413554	1.519359	0.390371	1.150850	0.394252	0.808824	0.415624	0.640595	0.438903	0.468035	0.481010
3.000000	2.092800	0.477101	1.316988	0.450356	0.997563	0.454834	0.701093	0.479490	0.555271	0.506346	0.351658	0.481010
3.016605	2.081280	0.479742	1.309738	0.452848	0.992071	0.457351	0.697234	0.482144	0.552215	0.509149	0.347797	0.481010
3.311569	1.895899	0.526651	1.193079	0.497128	0.903707	0.502071	0.635130	0.529288	0.458223	0.509149	0.288600	0.481010
3.669961	1.710754	0.583648	1.076568	0.550929	0.815455	0.556408	0.517139	0.529288	0.373097	0.509149	0.234985	0.481010
3.788356	1.657289	0.602476	1.042923	0.568703	0.765282	0.556408	0.485321	0.529288	0.350141	0.509149	0.220527	0.481010
3.810842	1.637789	0.602476	1.036769	0.572078	0.756277	0.556408	0.479610	0.529288	0.346021	0.509149	0.217932	0.481010
4.000000	1.486551	0.602476	0.941031	0.572078	0.686441	0.556408	0.435322	0.529288	0.314069	0.509149	0.197808	0.481010
5.000000	0.951393	0.602476	0.602260	0.572078	0.439322	0.556408	0.278606	0.529288	0.201004	0.509149	0.126597	0.481010
6.000000	0.660689	0.602476	0.418236	0.572078	0.305085	0.556408	0.193476	0.529288	0.139586	0.509149	0.087915	0.481010
7.000000	0.485404	0.602476	0.307275	0.572078	0.224144	0.556408	0.142146	0.529288	0.102553	0.509149	0.064590	0.481010
8.000000	0.371638	0.602476	0.235258	0.572078	0.171610	0.556408	0.108830	0.529288	0.078517	0.509149	0.049452	0.481010
9.000000	0.293640	0.602476	0.185883	0.572078	0.135593	0.556408	0.085990	0.529288	0.062038	0.509149	0.039073	0.481010
10.000000	0.237848	0.602476	0.150565	0.572078	0.109830	0.556408	0.069651	0.529288	0.050251	0.509149	0.031649	0.481010

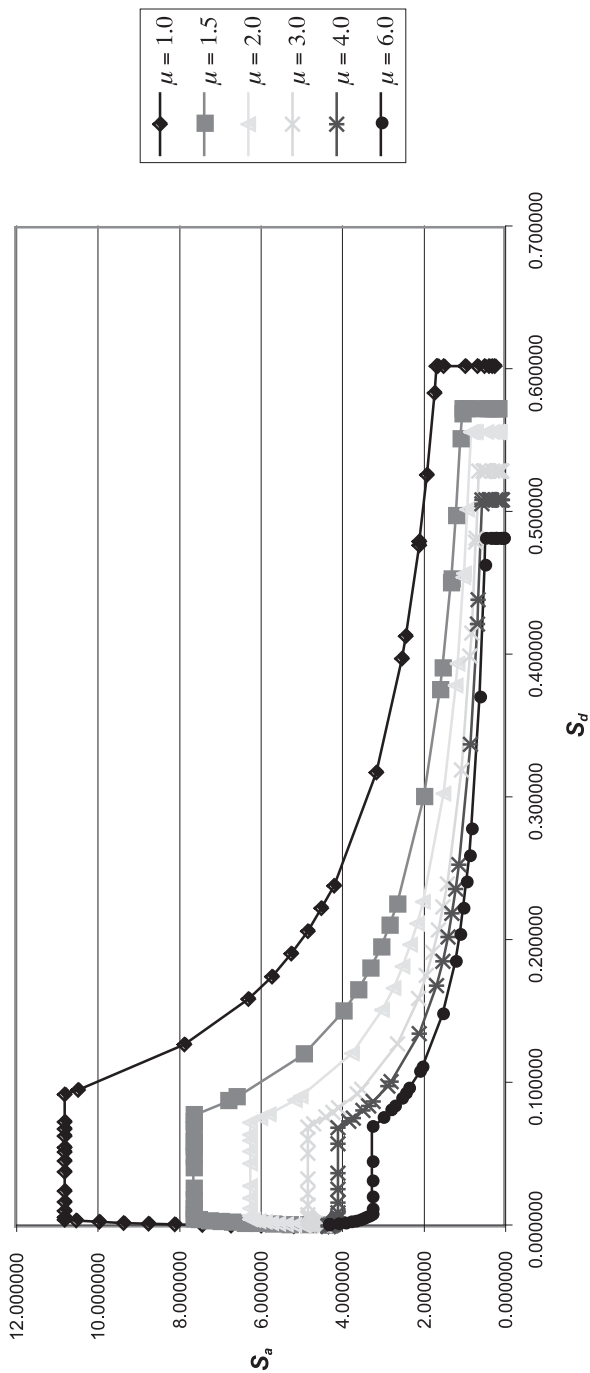


Figura de la tabla C7.11.  $S_a$  [m/s<sup>2</sup>] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_{37}$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

Tabla C7.12.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_{4r}$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

T (seg)	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$	$S_d$
	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.0$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 1.5$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 2.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 3.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 4.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$	$\mu = 6.0$ $I=1$
0.010000	3.531600	0.000009	3.531600	0.000013	3.531600	0.000018	3.531600	0.000027	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000072	3.531600	0.000107
0.020000	3.531600	0.000036	3.531600	0.000054	3.531600	0.000072	3.531600	0.000107	3.531600	0.000143	3.531600	0.000215	3.531600	0.000322	3.531600	0.000483
0.030000	3.531600	0.000081	3.531600	0.000121	3.531600	0.000161	3.531600	0.000242	3.531600	0.000329	3.531600	0.000493	3.531600	0.000777	3.531600	0.001214
0.030303	3.531600	0.000082	3.531600	0.000123	3.531600	0.000164	3.531600	0.000246	3.531600	0.000329	3.531600	0.000493	3.531600	0.000777	3.531600	0.001214
0.040000	4.226063	0.000171	3.948635	0.000240	3.794872	0.000308	3.609648	0.000439	3.492610	0.000566	3.341343	0.000813	3.195882	0.001214	3.081746	0.001686
0.050000	4.882014	0.000309	4.319254	0.000410	4.020633	0.000509	3.673626	0.000698	3.461585	0.000877	3.195882	0.001214	2.988431	0.001686	2.730794	0.002226
0.060000	5.492860	0.000501	4.647750	0.000636	4.215027	0.000769	3.726741	0.001020	3.436440	0.001253	3.081746	0.001686	2.909884	0.002226	2.662044	0.002830
0.070000	6.068580	0.000753	4.944906	0.000921	4.386700	0.001089	3.772248	0.001405	3.415323	0.001696	2.988431	0.002226	2.730794	0.002830	2.48129	0.003499
0.080000	6.615845	0.001073	5.217628	0.001269	4.541051	0.001472	3.812117	0.001854	3.397135	0.002203	2.909884	0.002830	2.662044	0.003499	2.341343	0.004230
0.090000	7.139390	0.001465	5.470644	0.001684	4.681700	0.001921	3.847633	0.002368	3.381173	0.002775	2.842317	0.003499	2.662044	0.004230	2.284811	0.005022
0.100000	7.642728	0.001936	5.707354	0.002169	4.811202	0.002437	3.879684	0.002948	3.366958	0.003411	2.783207	0.004230	2.662044	0.005022	2.195882	0.005874
0.110000	8.128556	0.002491	5.930296	0.002726	4.931435	0.003023	3.908908	0.003594	3.354150	0.004112	2.730794	0.005022	2.662044	0.005874	2.112143	0.006632
0.120000	8.598999	0.003137	6.141421	0.003360	5.043820	0.003680	3.935779	0.004307	3.342500	0.004877	2.683808	0.005874	2.662044	0.006632	2.03499	0.007408
0.125000	8.829000	0.003494	6.243046	0.003706	5.097426	0.004035	3.948449	0.004688	3.337048	0.005283	2.662044	0.006632	2.662044	0.007408	1.95882	0.008193
0.150000	8.829000	0.005032	6.243046	0.005337	5.097426	0.005810	3.948449	0.006751	3.337048	0.007608	2.662044	0.009103	2.662044	0.009103	1.881746	0.010146
0.200000	8.829000	0.008946	6.243046	0.009488	5.097426	0.010330	3.948449	0.012002	3.337048	0.013525	2.662044	0.016183	2.662044	0.016183	1.812143	0.012146
0.250000	8.829000	0.013978	6.243046	0.014825	5.097426	0.016140	3.948449	0.018753	3.337048	0.021132	2.662044	0.025286	2.662044	0.025286	1.740794	0.013146
0.300000	8.829000	0.020128	6.243046	0.021349	5.097426	0.023241	3.948449	0.027004	3.337048	0.030430	2.662044	0.036412	2.662044	0.036412	1.669882	0.014146
0.450000	8.829000	0.045287	6.243046	0.048034	5.097426	0.052293	3.948449	0.060759	3.337048	0.068468	2.662044	0.081928	2.662044	0.081928	1.600794	0.015146
0.500000	8.829000	0.055910	6.243046	0.059302	5.097426	0.064560	3.948449	0.075012	3.337048	0.084528	2.662044	0.101146	2.662044	0.101146	1.531600	0.016146
0.600000	8.829000	0.080511	6.243046	0.085395	5.097426	0.092966	3.948449	0.108017	3.337048	0.121721	2.662044	0.145650	2.662044	0.145650	1.462044	0.017146
0.685799	8.829000	0.105183	6.243046	0.111563	5.097426	0.121455	3.948449	0.141118	3.337048	0.159021	2.662044	0.190283	2.662044	0.190283	1.392830	0.018146
0.748781	8.829000	0.125390	6.243046	0.132996	5.097426	0.144787	3.948449	0.168228	3.337048	0.189671	2.438129	0.207758	2.438129	0.207758	1.323499	0.019146
0.799027	8.829000	0.142782	6.243046	0.151444	5.097426	0.164871	3.948449	0.191563	3.127203	0.202292	2.284811	0.221699	2.284811	0.221699	1.254300	0.020146

Continúa

0.800000	8.829000	0.143130	6.243046	0.151813	5.097426	0.165273	3.943646	0.191796	3.123399	0.202539	2.282032	0.221969
0.880647	8.829000	0.173442	6.243046	0.183963	5.097426	0.200274	3.582500	0.211131	2.837369	0.222956	2.073051	0.244346
0.949287	8.829000	0.201533	6.243046	0.213758	4.728843	0.215884	3.323458	0.227587	2.632205	0.240334	1.923154	0.263391
1.000000	8.829000	0.223641	5.926445	0.225178	4.489031	0.227417	3.154917	0.239745	2.498719	0.253173	1.825626	0.277462
1.066667	8.829000	0.254454	5.566042	0.240190	4.208467	0.242578	2.957735	0.255728	2.342549	0.270051	1.711524	0.295959
1.100000	8.561455	0.262406	5.387677	0.247696	4.080938	0.250159	2.868106	0.263719	2.271563	0.278490	1.659660	0.305208
1.200000	7.848000	0.286261	4.938704	0.270213	3.740859	0.272900	2.629098	0.287694	2.082266	0.303808	1.521355	0.332954
1.300000	7.244308	0.310116	4.558804	0.292731	3.453101	0.295642	2.426859	0.311668	1.922092	0.329125	1.404328	0.360700
1.400000	6.726857	0.333971	4.233175	0.315249	3.206451	0.318384	2.253512	0.335643	1.784800	0.354442	1.304018	0.388447
1.500000	6.278400	0.357826	3.950963	0.337767	2.992688	0.341125	2.103278	0.359617	1.665813	0.379760	1.217084	0.416193
2.000000	4.708800	0.477101	2.963222	0.450356	2.244516	0.454834	1.577459	0.479490	1.249360	0.506346	0.912813	0.554924
2.500000	3.767040	0.596376	2.370578	0.562945	1.795613	0.568542	1.261967	0.599362	0.999488	0.632933	0.730250	0.693654
3.000000	3.139200	0.715652	1.975482	0.675534	1.496344	0.682251	1.051639	0.719235	0.832906	0.759519	0.608542	0.832385
4.000000	2.354400	0.954202	1.481611	0.900711	1.122258	0.909668	0.788729	0.958980	0.624680	1.012693	0.456406	1.109847
4.767427	1.975405	1.137272	1.243112	1.073519	0.941605	1.084194	0.661765	1.142966	0.524123	1.206985	0.382937	1.322779
5.000000	1.883520	1.192753	1.185289	1.125889	0.897806	1.137085	0.630983	1.198724	0.499744	1.265866	0.348142	1.322779
5.530442	1.702866	1.319290	1.071604	1.245333	0.811695	1.257716	0.570464	1.325895	0.451812	1.400160	0.284561	1.322779
6.000000	1.569600	1.431303	0.987741	1.351067	0.748172	1.364502	0.525820	1.438469	0.383862	1.400160	0.241765	1.322779
6.071209	1.551190	1.448290	0.976156	1.367102	0.739397	1.380696	0.519652	1.455541	0.374910	1.400160	0.236127	1.322779
6.728263	1.399708	1.605031	0.880828	1.515056	0.667190	1.530121	0.423114	1.455541	0.305261	1.400160	0.192260	1.322779
6.945320	1.355964	1.656810	0.853301	1.563932	0.626140	1.530121	0.397081	1.455541	0.286479	1.400160	0.180431	1.322779
6.986543	1.340009	1.656810	0.848266	1.573215	0.618772	1.530121	0.392409	1.455541	0.283108	1.400160	0.178308	1.322779
7.000000	1.334862	1.656810	0.845007	1.573215	0.616396	1.530121	0.390901	1.455541	0.282021	1.400160	0.177623	1.322779
8.000000	1.022004	1.656810	0.646959	1.573215	0.471928	1.530121	0.299284	1.455541	0.215922	1.400160	0.135993	1.322779
9.000000	0.807509	1.656810	0.511177	1.573215	0.372881	1.530121	0.236471	1.455541	0.170605	1.400160	0.107451	1.322779
10.000000	0.654082	1.656810	0.414054	1.573215	0.302034	1.530121	0.191542	1.455541	0.138190	1.400160	0.087035	1.322779

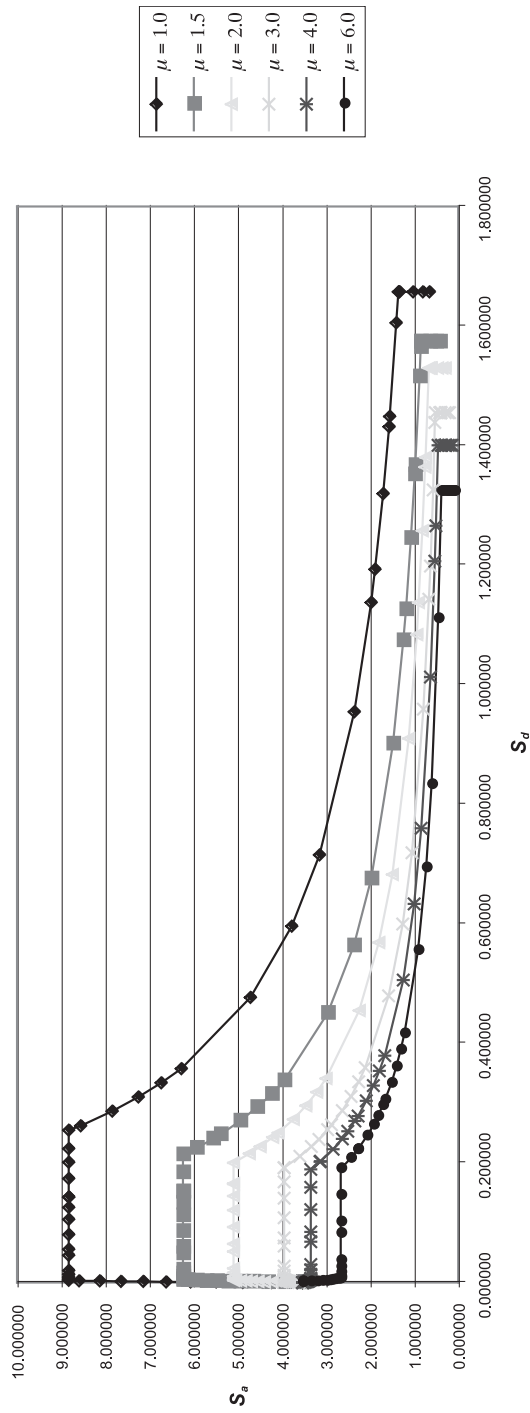


Figura de la tabla C7.12.  $S_a$  [ $m/s^2$ ] vs  $S_d$  [m] para zona IV, sitio tipo  $S_{4r}$ ,  $I=1$  y  $SR=1$ .

# Sección 3

Requisitos para el  
dimensionamiento  
y detalle de  
edificaciones



# C8

## Requisitos para concreto estructural

### C8.1 Generalidades

#### C8.1.1 Requisitos generales

El capítulo 8 usa como referencia el código ACI 318-08. Contiene disposiciones que se consideran requisitos mínimos para una estructura de concreto que debe soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico sin un deterioro crítico en la resistencia.

El diseño por capacidad se presenta, entre otros lugares del capítulo, en el inciso 8.3.2 en el que se establece la relación entre las capacidades de vigas y columnas; en el 8.4.1, para calcular las fuerzas en los núcleos de unión viga-columna y en el artículo 8.7, donde se determina la fuerza cortante de diseño en función de la capacidad del elemento en flexión o en flexocompresión.

Las paredes de mampostería o de otros materiales que no son parte de la estructura principal pueden modificar el comportamiento estructural si no se desligan adecuadamente. La influencia de estos elementos no estructurales puede provocar el efecto de columna corta o de piso suave.

A medida que una estructura de concreto adecuadamente detallada responde a los movimientos fuertes del terreno, su rigidez efectiva disminuye y su capacidad de disipar energía aumenta. Estos cambios tienden a reducir la respuesta de aceleraciones y las fuerzas laterales de inercia respecto a los valores que se producirían si la estructura permaneciera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento. Un tratamiento en detalle de este tema lo presentan Gulkan y Sozen (1974). Así, el

uso de fuerzas sísmicas reducidas requiere que el sistema sismorresistente tenga capacidad de deformarse en el rango inelástico sin pérdida significativa de su resistencia, bajo desplazamientos alternados.

Los requisitos de diseño y detallado deben ser compatibles con el nivel de disipación de energía supuesto en el cálculo de las cargas sísmicas de diseño. Para facilitar esta compatibilidad se hace la diferencia entre los elementos con ductilidad local óptima y los elementos con ductilidad local moderada, característica que afecta el cálculo de la ductilidad global asignada (tabla 4.3) y de las fuerzas de diseño. Es esencial que las estructuras con mayor importancia o localizadas en las zonas de mayor amenaza sísmica tengan un mayor grado de ductilidad. Sin embargo, se puede realizar el diseño para un nivel de desempeño más alto en las zonas de menor sismicidad para aprovechar los niveles menores de fuerzas de diseño.

Los requisitos de diseño y detallado especiales indicados en el capítulo 8 se basan principalmente en referencias bibliográficas de experiencias de campo y de laboratorio con estructuras monolíticas de concreto reforzado, diseñadas y detalladas para comportarse como estructuras monolíticas. La extrapolación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de concreto reforzado se debe basar en la evidencia proporcionada por experiencias de campo, ensayos o análisis. El ACI 374.1R-05 (ACI 2005) puede ser utilizado en conjunto con el capítulo 8 para demostrar que la resistencia y la ductilidad de un sistema de marcos propuesto igualen o excedan las de un sistema comparable de concreto monolítico.

### C8.1.2 Resistencia de los materiales

La máxima resistencia de diseño a la compresión del concreto con agregado liviano a emplear en los cálculos de diseño estructural se limita a  $280 \text{ kg/cm}^2$ , debido principalmente a la insuficiencia de datos de campo y experimentales acerca del comportamiento de elementos hechos con este tipo de concreto, sometidos a inversiones de los desplazamientos en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima a la compresión del concreto con agregado liviano.

El empleo de refuerzo longitudinal con resistencia mayor que la supuesta en el diseño conducirá a fuerzas de cortante o de adherencia mayores cuando se desarrollen momentos de cedencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por cortante o adherencia y se deben evitar aun cuando dichas fallas puedan ocurrir para cargas mayores que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior a la resistencia real de cedencia del acero.

El requisito de que la resistencia última en tracción del refuerzo sea mayor que su resistencia de cedencia se basa en el supuesto de que la propiedad de un elemento estructural de desarrollar la capacidad de rotación es una función de la longitud de la rótula plástica a lo largo del eje del elemento. Según se indica en el ACI 352R-91 (ACI-ASCE, 1991), al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la

rótula plástica se ha relacionado con las magnitudes relativas de momento último y de cedencia. Según esta interpretación, mientras mayor sea la relación entre el momento último y el de cedencia, mayor será la longitud de la rótula plástica. Los elementos con refuerzo que no cumplan dicha condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es lo suficientemente diferente como para excluirlos de consideraciones basadas en reglas derivadas de la experiencia con elementos reforzados con aceros que muestran endurecimiento por deformación.

Además, el hecho de que el acero de refuerzo tenga la característica de poseer una resistencia última en tracción bastante mayor que el esfuerzo de cedencia, disminuye la posibilidad de que, al ser sometido a carga cíclica en el rango inelástico, disminuya mucho la diferencia entre ambas resistencias y se produzca una respuesta inelástica a una deformación mucho menor que la deformación de cedencia.

### C8.1.3 Momentos de inercia

La rigidez en flexión,  $EI$ , varía a lo largo de un elemento en flexión, desde un valor que corresponde a una sección no agrietada donde el momento flexor es menor que el momento de agrietamiento, a valores que corresponden a una sección parcialmente agrietada en secciones donde el momento flexor es mayor. Para simplificar el análisis, a menos que se cuente con una estimación más precisa del grado de agrietamiento para las cargas de servicio, se considera satisfactorio utilizar momentos de inercia equivalentes en el análisis para cargas de servicio. El momento de inercia equivalente toma en consideración la variación de  $EI$  a lo largo del miembro y el efecto de la rigidez por tracción en el concreto. Este último efecto se da ante cargas ligeramente mayores que la carga de agrietamiento, cuando está presente una parte significativa de la fuerza de tracción entre grietas. Ante cargas mayores, esta fuerza de tracción en el concreto es muy pequeña, comparada con la fuerza de tracción que toma el acero de refuerzo, por lo que la sección es prácticamente una sección completamente agrietada.

El valor de  $EI$  seleccionado para un elemento en flexocompresión procura ser una aproximación de la rigidez a flexión de la columna al momento de la falla, considerando el tipo de falla y los efectos de agrietamiento, flujo plástico y la no linealidad de las curvas de esfuerzo – deformación en el momento de la falla. Puede darse una falla del material en una sección muy esforzada o puede ocurrir una falla por estabilidad, que ocurre antes de que la sección falle; este tipo de falla corresponde a un valor de  $EI$  mucho mayor.

### C8.1.4 Factores de reducción

Antes de la edición 2002 del código ACI 318, el reglamento especificaba el factor  $\phi$  para los casos de carga axial o de flexión, o ambos, en términos del tipo de carga. Para estos casos, el factor  $\phi$  actualmente queda determinado por las condiciones

de deformación unitaria en las secciones transversales, en el estado de resistencia nominal.

Se usa un factor  $\phi$  más bajo para las secciones controladas por compresión que para las secciones controladas por tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y, en general, se presentan en elementos que tienen mayor área tributaria que los elementos con secciones controladas por tracción. A los elementos con espirales se les asigna un  $\phi$  más alto que a las columnas con aros ya que poseen mayor ductilidad.

En el caso de muros de poca altura o de tramos de muro entre aberturas, en los que la capacidad nominal en cortante es menor que el cortante correspondiente a la capacidad nominal en flexión, se debe usar  $\phi$  igual a 0.60.

En la edición 2008 del código ACI 318 se ha revisado el factor  $\phi$  para columnas de concreto reforzadas con espirales, en vista de su buen comportamiento cuando han sido sometidas a solicitaciones excesivas.

## C8.1.5 Empalmes de barras

En un empalme por traslape, la fuerza en una barra se transfiere al concreto que, a su vez, la transfiere a la barra adyacente. Esta transferencia induce fuerzas de cuarteo en el concreto que, a su vez, se agrieta a lo largo de la barra. Donde haya barras colocadas muy juntas, las grietas tienden a formarse entre las barras, reduciendo el área superficial de contacto; si hay un confinamiento inadecuado estas grietas se dilatan y disminuye la capacidad de adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo, creando una posible causa de falla. Cuando varias barras terminan en una misma sección los efectos de agrietamiento son acumulativos, a menos que la distancia lateral entre los empalmes sea grande. Por lo tanto, es conveniente escalonar longitudinalmente los empalmes de manera que no haya extremos libres alineados en la misma sección, a menos que las barras estén separadas a más de 12 veces el diámetro de las barras. Se considera conveniente escalonar los empalmes en una distancia libre de más de 1/3 de la longitud de empalme correspondiente.

La práctica recomendada es evitar el uso de empalmes en las zonas de potenciales rótulas plásticas de los elementos que resisten efectos sísmicos. Cuando se utilicen empalmes soldados, la soldadura de refuerzo debe hacerse de acuerdo con los requisitos del código ANSI/AWS D1.4 para soldar barras de refuerzo en estructuras de concreto donde la resistencia al impacto no es un aspecto crítico de diseño.

Para utilizar empalmes soldados se deben considerar las características de soldabilidad del acero y la compatibilidad con los procesos de soldadura. La soldabilidad depende de la composición química del acero o del concepto de carbón equivalente (CE). La temperatura mínima de precalentamiento y entre pasos de soldadura se fija de acuerdo con el CE y el diámetro de la barra.

Un estudio realizado en nuestro país (Fierro, 2001) ha puesto en evidencia la baja confiabilidad de los empalmes soldados elaborados en nuestro medio, por lo que se recomienda una rigurosa inspección y control de calidad.

## C8.2 Elementos en flexión

### C8.2.1 Alcance

Este artículo se refiere a vigas principales que forman parte de marcos que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. Cualquier elemento de un marco, que esté sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que exceda  $0.10 A_g f'_c$  debe ser diseñado y detallado como se describe en 8.3.

Evidencias experimentales (Hirosawa, 1978) indican que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de elementos continuos con relaciones longitud - altura menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con elementos relativamente esbeltos no son directamente aplicables a elementos con relaciones longitud-altura menores que cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al cortante.

Las restricciones geométricas indicadas en 8.2.1.e y 8.2.1.f se derivaron de la práctica con marcos de concreto reforzado sismorresistentes (SEAOC, 1998).

Por las características propias de las edificaciones de baja altura (viviendas unifamiliares y otras), las disposiciones de esta sección no son totalmente aplicables. En viviendas es posible que los elementos en flexión no tengan una participación importante en el comportamiento sismorresistente. Para su diseño se debe recurrir a recomendaciones específicas en los capítulos de mampostería estructural o de vivienda unifamiliar.

### C8.2.2 Razón de refuerzo máximo

Si la falla en flexión es controlada por la tracción, de acuerdo con 8.1.4, se asegura que la deformación unitaria neta de tracción,  $\epsilon_t$ , sea mayor que 0.005 y que el comportamiento de la sección sea dúctil. De esta manera se limita la razón de refuerzo de tracción en un elemento en flexión a una fracción de la cantidad que produciría una falla balanceada.

El límite a la razón de refuerzo de 0.025 se basa principalmente en consideraciones sobre la congestión de acero y sobre la limitación de los esfuerzos de cortante en vigas de dimensiones normales. El requisito de colocar al menos dos barras arriba y abajo tiene que ver más con aspectos constructivos que con requisitos de comportamiento.

### C8.2.3 Refuerzo mínimo

Las disposiciones que establecen cantidades mínimas de refuerzo se aplican a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, son de sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente de una sección de concreto, usando un análisis de sección agrietada, puede resultar menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculado a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser bastante repentina.

Para evitar dicha falla, el inciso 8.2.3 especifica una cantidad mínima de refuerzo de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo. Cuando se usan concretos con resistencias superiores a  $350 \text{ kg/cm}^2$ , el valor de la expresión (a) puede ser insuficiente. El valor dado por la expresión (b) coincide con el de la expresión (a) para  $f'_c$  igual a  $312 \text{ kg/cm}^2$ .

### C8.2.4 Capacidad de momento

Debido a que bajo acciones sísmicas se pueden generar reversiones de momento en los extremos de las vigas, se debe garantizar una capacidad de momento positivo mínima. Asimismo, se requiere que las vigas tengan en toda su longitud una capacidad en flexión del 25% de su capacidad máxima, positiva o negativa, debido a la posibilidad de redistribución de momentos.

### C8.2.5 Anclaje de refuerzo longitudinal

Los dobleces de las barras de refuerzo producen concentración de esfuerzos que conviene evitar en el núcleo de unión. El efecto de adherencia que se produce entre la barra de refuerzo y el concreto que la rodea se agrega al efecto de rozamiento atribuible al efecto de la curvatura del gancho. Una barra curva sometida a tracción ejerce en el concreto, del lado cóncavo, una presión que depende del radio y del ángulo de curvatura. Esta presión constituye un empuje que, de ser excesivo, puede aplastar localmente el concreto o fisurarlo en el plano del dobléz.

El concreto puede soportar altas presiones localizadas, máxime si está confinado, pero cerca de una superficie libre una presión elevada puede producir una ruptura explosiva. Esto es justamente lo que se puede producir cuando una barra curva sometida a tracción tiene su plano paralelo y muy cercano a la superficie libre. La curvatura recomendada para el gancho procura limitar esta presión y también permite el doblado de la barra sin afectarla.

El Código, en el inciso 8.2.5 b, indica las dimensiones mínimas de doblado de las barras de refuerzo longitudinal, referidas al diámetro interno del dobléz, considerando que el método usual de doblado es alrededor de un elemento curvo utilizado como guía.

En el caso particular de las barras de refuerzo transversal, como es el caso de los aros, estribos y ganchos, es usual que los diámetros de doblado sean menores que en el caso del refuerzo longitudinal. Además de que estas barras de refuerzo transversal son de diámetros menores que las barras de refuerzo longitudinal, se procura que las barras longitudinales se ajusten bien dentro del gancho, sin tendencia al desplazamiento lateral. En el inciso 7.2.2, el reglamento ACI 318-08 indica que, para el caso particular de los estribos (aros), el diámetro interior de doblado no debe ser menor que cuatro veces el diámetro de la barra.

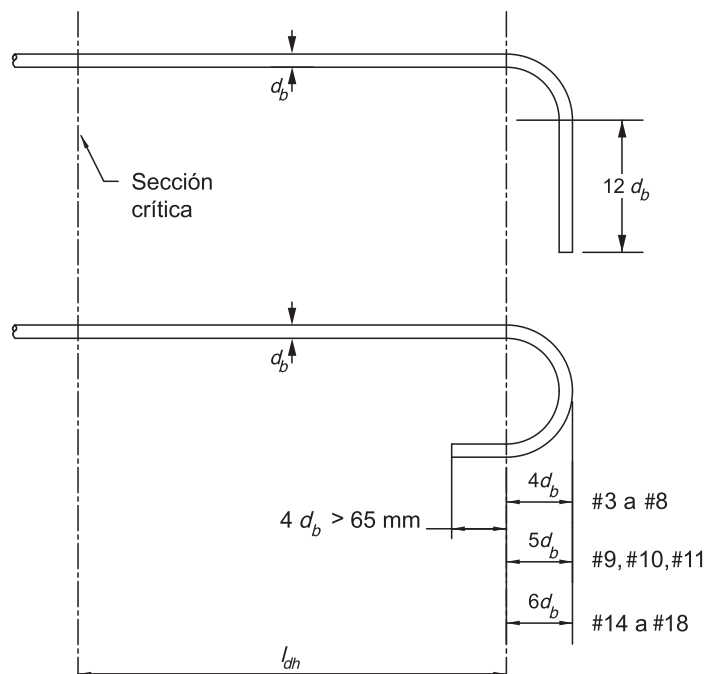


Figura C8.2.5. Detalle de longitud de anclaje con gancho estándar.

Es conveniente extender la longitud de anclaje hasta la cara opuesta del núcleo de unión y superar el valor mínimo establecido en el artículo 8.5. Se debe cuidar que la colocación de los ganchos no provoque una congestión de acero que dificulte la colocación del concreto.

Es conveniente extender la longitud de anclaje hasta la cara opuesta del núcleo de unión y superar el valor mínimo establecido en el artículo 8.5. Se debe cuidar que la colocación de los ganchos no provoque una congestión de acero que dificulte la colocación del concreto.

## C8.2.6 Confinamiento

Los empalmes por traslapo del refuerzo están prohibidos en regiones en las cuales se espera cedencia por flexión, porque no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico. La presencia del refuerzo transversal para los empalmes por traslapo en cualquier ubicación es necesaria por la posibilidad de pérdida del concreto del recubrimiento.

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y ofrecer apoyo lateral para las barras de refuerzo en regiones en las que se espera cedencia en compresión. En la figura C8.2.6 se muestran ejemplos de aros cerrados de confinamiento adecuados para elementos en flexión.

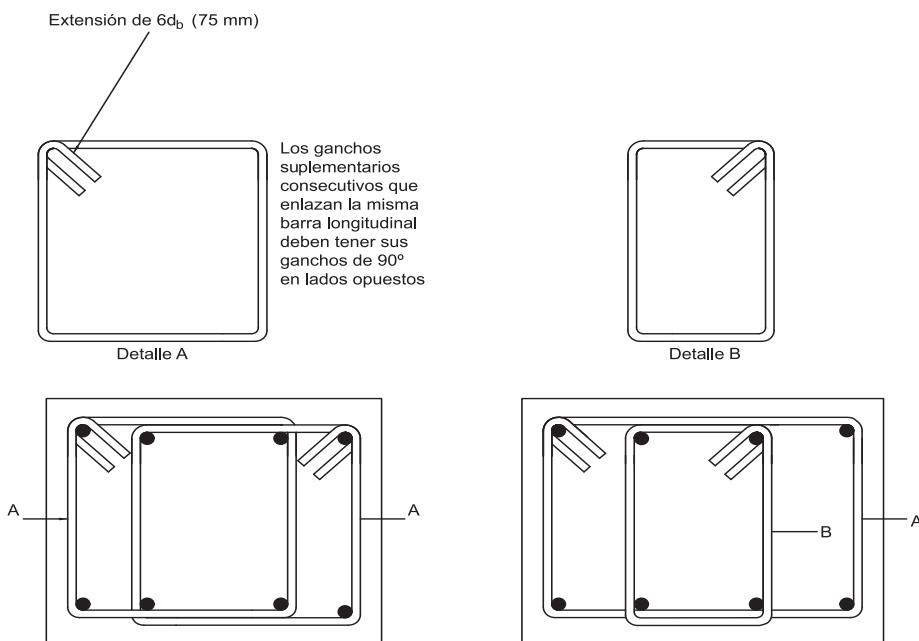


Figura C8.2.6. Ejemplos de aros cerrados de confinamiento múltiples

En el caso de elementos con resistencia variable a lo largo del vano, o de elementos en los que la carga permanente representa una gran proporción de la carga total del diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del vano. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse refuerzo transversal también en regiones en las que se espera cedencia.

Debido a que se espera que se produzca pérdida de recubrimiento del concreto superficial durante los movimientos fuertes, especialmente en las rótulas plásticas y cerca de ellas, es necesario que el refuerzo sea provisto en la forma de aros cerrados de confinamiento, como se define en 8.2.6, 8.3.4 y 8.4.2.

La colocación de varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del elemento obliga a colocar amarres suplementarios según el inciso (e), con lo cual se mejora el confinamiento. El diámetro de las varillas longitudinales adicionales puede ser determinado en relación con el diámetro de las varillas longitudinales que ayudan a resistir la flexión.

## C8.3 Elementos en flexocompresión

### C8.3.1 Alcance

El artículo 8.3 está orientado principalmente a columnas pertenecientes a marcos. Otros elementos pertenecientes al marco que no son columnas, pero que no satisfacen 8.2.1, deben ser diseñados y detallados de acuerdo con este artículo 8.3.

Las restricciones geométricas en 8.3.1.c y 8.3.1.d se derivan de recomendaciones prácticas.

### C8.3.2 Capacidad en flexión

El propósito de 8.3.2 es reducir la posibilidad de formación de rótulas plásticas en las columnas que se consideren como parte del sistema sismorresistente. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de rótulas plásticas en la columna. En el peor caso se pueden producir rótulas plásticas en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado, ocasionando un mecanismo de falla por piso blando que puede conducir al colapso.

Las resistencias nominales de vigas y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g$$

Al determinar la resistencia nominal de la sección de una viga en flexión negativa (fibra superior en tracción), el refuerzo longitudinal contenido dentro del ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga aumenta la capacidad. Las investigaciones efectuadas en conjuntos viga-columna bajo cargas laterales indican que el uso de anchos efectivos de losa, como los que se definen en el artículo 8.12 del ACI 318-08, permite calcular razonablemente la capacidad en flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de desplazamiento de entrepiso cercanos al 2% de la altura del piso. Este ancho efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga perimetral débil.

En el nivel superior de la estructura no se exige cumplir con los requisitos de 8.3.2 para evitar que el tamaño de las columnas resulte excesivo. Se tiene presente que esta zona es la menos crítica de la edificación.

### C8.3.3 Razón de refuerzo

El límite inferior para la cuantía de refuerzo se especifica para controlar las deformaciones a largo plazo y para que el momento de cedencia exceda al momento de agrietamiento. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero y por el desarrollo de grandes esfuerzos cortantes.

### C8.3.4 Confinamiento

Los requisitos de esta sección tienen relación con el confinamiento del concreto y el suministro de apoyo lateral al refuerzo longitudinal.

En 8.3.4.a se establece una longitud mínima en la cual se debe proporcionar refuerzo transversal con un menor espaciamiento en los extremos de los elementos, en donde generalmente se produce la cedencia por flexión. Los resultados de las investigaciones indican que la longitud se debe aumentar en el 50 por ciento o más en sitios tales como la base de la edificación, en donde las cargas axiales y las demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas (Watson et.al., 1994).

Está bien establecido el efecto beneficioso en la resistencia y la ductilidad de las columnas producido por el refuerzo helicoidal (espiral) y por el refuerzo compuesto por aros rectangulares cerrados debidamente configurados (Sakai y Sheikh, 1989). Aunque existen procedimientos analíticos para el cálculo de la capacidad resistente y de la ductilidad de las columnas sometidas a inversiones de carga axial y momento (Park, 1986), la carga axial y las demandas de deformación durante cargas sísmicas no se conocen con suficiente exactitud como para justificar el cálculo del refuerzo transversal como una función de las demandas sísmicas de diseño. En vez de ello, se requieren las ecuaciones [8-2] y [8-3], con el propósito de que la pérdida del concreto de recubrimiento no resulte en una pérdida de la resistencia a carga axial de la columna. Las ecuaciones [8-1] y [8-4] se aplican en el caso de columnas de gran diámetro y tienen por objeto asegurar una capacidad adecuada de curvatura en flexión en las regiones de cedencia.

En 8.3.4.c y 8.3.4.g se presentan requisitos interrelacionados acerca de la configuración de aros rectangulares. El requisito de un espaciamiento que no exceda de la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado del concreto. Las varillas longitudinales con amarres suplementarios mejoran también el confinamiento.

En 8.3.4.c se presentan los requisitos sobre el confinamiento, aportado por los aros, que se requiere en las zona donde se espera que se generen rótulas plásticas en las vigas. Las varillas longitudinales con amarres suplementarios mejoran también el confinamiento (8.3.4.g).

Las observaciones de campo han mostrado que se producen daños significativos en las columnas en la zona no confinada cercana a la mitad de la altura. Los requisitos de 8.3.4.d y 8.3.4.e tienen por objeto asegurar una ductilidad relativamente uniforme en toda la altura de la columna.

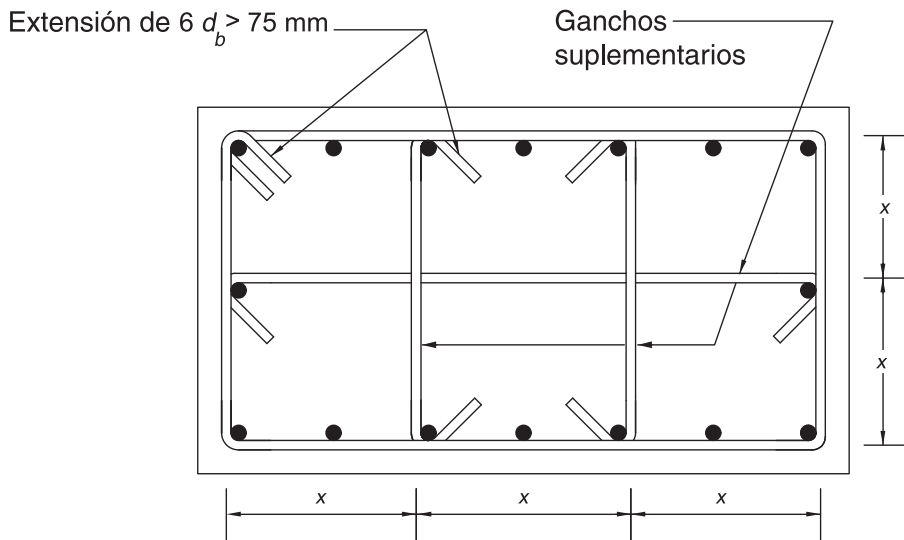
En la base de las columnas del primer nivel de una estructura generalmente se presenta comportamiento inelástico, por lo que se requiere un confinamiento especial aun en elementos de ductilidad local moderada.

Los traslapes no se deben realizar en las zonas de confinamiento especial. Este requisito es menos estricto que el del ACI, que permite traslapes solo en la mitad central de la columna. Se busca evitar que el traslapo se ubique en la zona de formación de rótulas plásticas. En la longitud de traslapo es necesario colocar aros adicionales de confinamiento.

Cuando hay una reducción de la rigidez en pisos inferiores (como el caso de muros interrumpidos) las columnas que lo soportan deben estar confinadas en toda su altura.

Los muros o particiones integrados al sistema sismorresistente reducen la altura libre de las columnas de tal forma que se puede desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan refuerzo transversal especial en toda su longitud. Esto comprende a todas las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros. El refuerzo transversal, tal como se especifica en 8.3.4.b, 8.3.4.c y 8.3.4.g debe extenderse dentro del elemento discontinuo por lo menos en la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de la columna, de acuerdo con 8.5.

La figura C8.3.4 muestra un ejemplo de refuerzo transversal constituido por un aro cerrado de confinamiento y tres ganchos suplementarios. Es recomendable que todos los ganchos tengan un dobléz de 135 grados.



Nota:  $x < 350 \text{ mm}$

$h_x$  = valor máximo de  $x$  para todas las caras de la columna

Figura C8.3.4. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.

## C8.4 Núcleos de unión viga-columna

### C8.4.1 Requisitos generales

El desarrollo de rótulas plásticas en las caras de los núcleos de unión en marcos de concreto reforzado está asociado con deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal que exceden ampliamente la deformación unitaria de cedencia. En consecuencia, el esfuerzo cortante en el núcleo de unión generado por el refuerzo de flexión se calcula para una resistencia de  $1.25 f_y$  en el refuerzo (8.4.1.a). Una explicación detallada de las relaciones de un posible desarrollo de esfuerzos más allá de la resistencia de cedencia en el refuerzo de tracción de vigas principales se proporciona en el ACI-352R-91 (ACI-ASCE, 1991).

Algunas investigaciones (Meinheit y Jirsa, 1977; Briss et.al., 1978; Ehsani, 1982; Durrani y Wight, 1982; y León, 1989) han mostrado que las barras rectas en vigas pueden deslizarse dentro del núcleo de unión viga-columna durante una secuencia de reversiones de momento de gran magnitud. Los esfuerzos de adherencia en estas barras rectas pueden ser muy altos. Para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de rótulas en las vigas adyacentes, sería necesario tener una relación entre el diámetro de la barra y la dimensión de la columna de aproximadamente  $1/32$ , lo que conduciría a núcleos de unión muy grandes. Con base en los resultados de los ensayos disponibles, se ha elegido el límite de  $1/20$  de la profundidad de la columna en la dirección de la carga como tamaño máximo de las barras en vigas de concreto de peso normal, y un límite de  $1/26$  para concreto liviano. Debido a la falta de datos específicos, en la modificación para concreto liviano se usa el factor 1.3 del capítulo 12 del ACI 318-08. Este límite controla razonablemente el deslizamiento potencial de las barras de la viga en el núcleo de unión viga-columna, considerando el número de incursiones inelásticas que puedan ocurrir en el marco durante un sismo fuerte. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta por Zhu y Jirsa (1983).

### C8.4.2 Refuerzo transversal

Sin importar lo bajo que sea el esfuerzo cortante calculado en un núcleo de unión, se debe proporcionar refuerzo de confinamiento (8.3.4) a través del núcleo alrededor del refuerzo de la columna (8.4.3.a). Como se especifica en 8.4.2.b, el refuerzo de confinamiento puede reducirse si los elementos horizontales llegan al núcleo desde los cuatro lados.

En 8.4.2.c se hace referencia a un núcleo de unión en el cual el ancho de la viga excede a la dimensión correspondiente a la columna. En este caso, el refuerzo de la viga no confinado por el refuerzo transversal de la columna debe recibir apoyo lateral, ya sea mediante una viga que llegue al mismo núcleo de unión o mediante refuerzo transversal.

### C8.4.3 Esfuerzos cortantes

Los requisitos del Código para diseñar núcleos de unión se basan en su resistencia nominal en cortante. Debido a que los ensayos de núcleos de unión y de vigas de gran altura indican que la resistencia en cortante no es tan sensible al refuerzo transversal en los núcleos como lo implicaba la expresión desarrollada para vigas, se decidió fijar la resistencia del núcleo de unión como función solo de la resistencia a la compresión del concreto y exigir una cantidad mínima de refuerzo transversal en el núcleo. El área efectiva del núcleo,  $A_j$ , se ilustra en la figura C8.4.1. En ningún caso  $A_j$  es mayor que el área de la sección transversal de la columna.

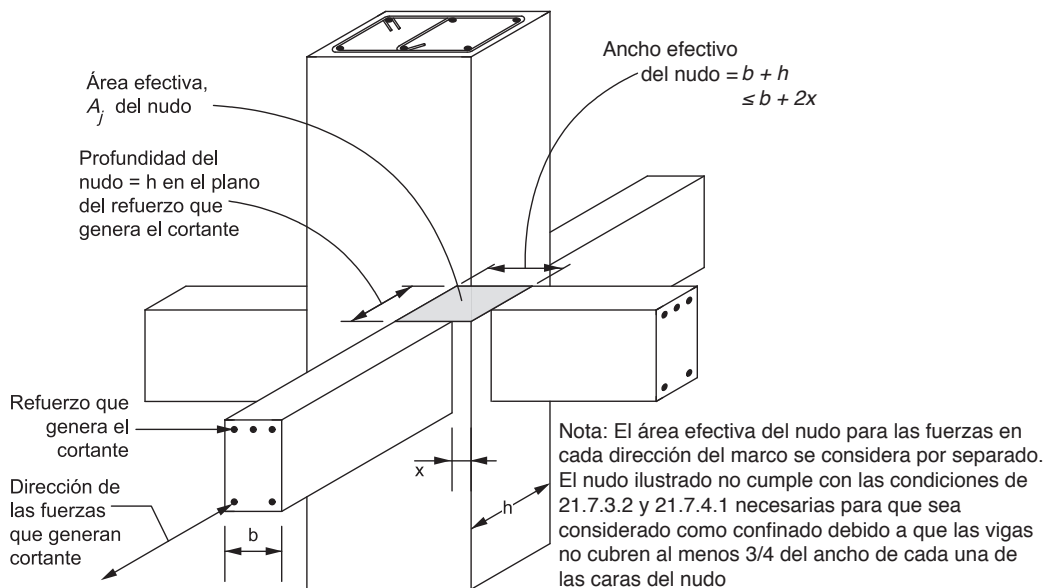


Figura C8.4.1. Área efectiva del núcleo de unión, según ACI 318-08, artículo 21.7.

Los tres niveles de resistencia en cortante establecidos en 8.4.3.a se basan en la recomendación del comité ACI 352.

### C8.5 Longitud de anclaje de refuerzo longitudinal

La longitud de anclaje mínima para barras corrugadas, con ganchos estándar embebidos en concreto de peso normal, se determina empleando la ecuación [8-6]. La ecuación [8-6] está basada en los requisitos del artículo 12.5 del ACI 318-08. Puesto que el inciso 8.5.b establece que el gancho debe estar embebido en concreto confinado, los coeficientes 0.7 (para recubrimiento de concreto) y 0.8

(para aros) se han incorporado en la constante empleada en la ecuación [8-6]. La longitud de anclaje que se deriva directamente del artículo 12.5 del ACI 318-08 se ha incrementado en el Código para reflejar el efecto de las reversiones de carga.

La longitud de anclaje en tracción para una barra de refuerzo con ganchos estándar se define como la distancia, paralela a la barra, desde la sección crítica (donde se va a desarrollar la barra) hasta la tangente trazada en el borde exterior del gancho. La tangente se debe trazar perpendicularmente al eje de la barra, como se muestra en la figura C8.5.

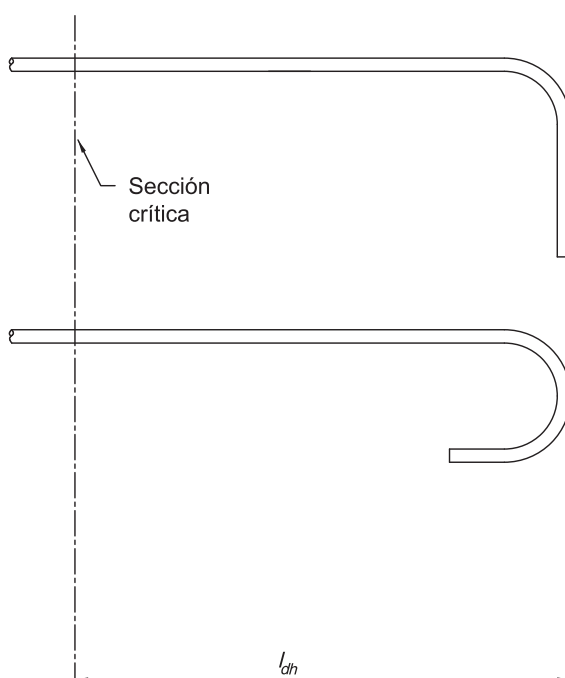


Figura C8.5. Detalles de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar en el refuerzo longitudinal.

La ecuación [8-6] toma en cuenta que el esfuerzo real en el refuerzo sea mayor que la resistencia de cedencia y que la longitud efectiva de anclaje no se inicie necesariamente en la cara del núcleo.

En 8.5.c se especifica la longitud de anclaje mínima para barras rectas como un múltiplo de la longitud indicada en 8.5.a. El segundo caso de 8.5.c se refiere a barras de lecho superior, con más de 30 cm de concreto fresco colocado debajo de la barra anclada.

Cuando la longitud recta embebida requerida para una barra de refuerzo se extiende más allá del volumen confinado de concreto, como lo define 8.5.d, la

longitud de anclaje requerida se incrementa bajo la premisa de que el esfuerzo límite de adherencia fuera de la región confinada es menor que en el interior.

$$l_{dm} = 1.6 (\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

o

$$l_{dm} = 1.6 \ell_d - 0.6 \ell_{dc}$$

donde:

$l_{dm}$  = longitud de anclaje requerida cuando la barra no está completamente embebida en concreto confinado.

$\ell_d$  = longitud de anclaje requerida para barras rectas embebidas en concreto confinado.

$\ell_{dc}$  = longitud de la barra embebida en concreto confinado.

La falta de referencia a barras de diámetros mayores que #11 se debe a la escasez de información de anclaje de dichas barras sometidas a reversiones de carga que simulen efectos sísmicos.

En concreto con agregado liviano, la longitud requerida por la ecuación [8-6] se debe incrementar en el 25% para compensar la variabilidad de las características de adherencia de barras de refuerzo en diversos tipos de concreto de agregado liviano.

## C8.6 Muros estructurales y elementos de borde

### C8.6.1 Alcance

Esta sección contiene requisitos para el diseño y el detallado de los muros estructurales de concreto reforzado y de los elementos de borde de muros de concreto o de mampostería.

### C8.6.2 Muros estructurales, $M/V l_w \geq 2$

Cuando el valor de  $M/V l_w$  es mayor o igual que 2, el cálculo de los refuerzos longitudinal y transversal se puede realizar cumpliendo con los requisitos establecidos en los artículos 8.2 u 8.3.

### C8.6.3 Muros estructurales, $M/V l_w < 2$

Cuando el valor de  $M/V l_w$  es menor que 2, el cálculo del refuerzo transversal depende del comportamiento en cortante además del de flexión, por lo que se

imponen requisitos adicionales. El refuerzo longitudinal debe ser capaz de resistir las fuerzas de flexocompresión.

### C8.6.4 Razón de refuerzo

El requisito de distribución uniforme del refuerzo por cortante está relacionado con la intención de controlar el ancho de las fisuras inclinadas.

El requisito de colocar dos capas de refuerzo en muros que resisten fuerzas cortantes de diseño de gran magnitud se basa en la observación de que una sola capa de refuerzo puede ser insuficiente. Más aún, la presencia del refuerzo cerca de las superficies tiende a inhibir la fragmentación del concreto en el caso de agrietamiento grave durante un sismo.

Para restringir efectivamente las fisuras inclinadas, el refuerzo incluido en  $\rho_n$  y  $\rho_v$  debe estar adecuadamente distribuido a lo largo de la longitud y altura del muro. Al determinar  $\rho_n$  y  $\rho_v$  no se debe incluir el refuerzo cerca de los bordes del muro colocado en forma concentrada para resistir momentos de flexión. Dentro de límites prácticos, la distribución del refuerzo por cortante debe ser uniforme y con espaciamientos cortos.

### C8.6.5 Elementos de borde

Se incluyen dos procedimientos de diseño para evaluar los requisitos de detallado en los bordes de los muros. En 8.6.5.b se puede usar el procedimiento de diseño basado en desplazamientos para los muros, en los cuales los detalles estructurales se determinan directamente con base en el desplazamiento lateral esperado. En 8.6.5.c las disposiciones son similares a las señaladas en el CSCR 1986 y CSCR 2002 y se han mantenido porque son conservadoras en la evaluación del refuerzo transversal requerido en los elementos de borde para muchos tipos de muro. Los requisitos indicados en 8.6.5.f y 8.6.5.g se aplican tanto a los muros estructurales diseñados de acuerdo con las indicaciones de 8.6.5.b como de 8.6.5.c.

Lo prescrito en 8.6.5.b se basa en el supuesto de que la respuesta inelástica del muro está dominada por la flexión en una rótula plástica. El muro se debe diseñar de manera tal que la rótula plástica se produzca en el lugar en que se pretende.

La ecuación [8-7] se deriva de un enfoque basado en desplazamientos. Este procedimiento supone que se requieren elementos de borde especiales para confinar el concreto en los lugares en donde la deformación unitaria en la fibra extrema de compresión del muro exceda un valor crítico cuando el muro alcanza el desplazamiento de diseño. Se pretende que la longitud horizontal del elemento especial de borde se extienda, por lo menos, en toda la zona en donde la deformación unitaria de compresión exceda el valor crítico. La altura del elemento de borde especial se basa en estimaciones del límite superior de la longitud de rótula plástica

y se extiende más allá de la zona en la cual se podría producir pérdida del concreto de recubrimiento.

El límite inferior de 0.007 en la relación  $\delta_u/h_u$  se relaciona con una capacidad de deformación moderada en edificaciones rígidas. La profundidad del eje neutro  $c$  en la ecuación [8-7] es la calculada de acuerdo con el artículo 10.2 del ACI 318-08, excepto que no se necesita aplicar los requisitos de deformación no lineal del artículo 10.2.2, correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal en flexión del muro cuando se desplaza en la misma dirección que  $\delta_u$ . La carga axial corresponde a la carga axial mayorada que es congruente con las combinaciones de carga de diseño que producen el desplazamiento  $\delta_u$ .

Mediante el procedimiento de 8.6.5.c se considera que en el muro actúan cargas de gravedad simultáneamente con cargas inducidas por el sismo en una dirección dada. Bajo esta combinación de cargas, los bordes comprimidos en la sección crítica resisten la carga de gravedad más la resultante de compresión asociada con el momento de flexión.

Debido a que esta condición de carga puede repetirse muchas veces durante los movimientos fuertes, el concreto se debe confinar en donde los esfuerzos de compresión calculados excedan un valor crítico nominal igual a  $0.20 f'_c$ . Este esfuerzo se debe calcular para las fuerzas mayoradas en la sección suponiendo comportamiento lineal de la sección bruta de concreto. El esfuerzo de compresión  $0.20 f'_c$  se usa como un valor índice y no necesariamente describe el estado real de esfuerzos que se puede desarrollar en la sección crítica bajo la influencia de las fuerzas de inercia reales inducidas por el sismo.

Donde las secciones de muro se intersecan para generar formas L, T, C, u otras secciones transversales, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos efectivos de ala apropiados.

Los ensayos muestran que el ancho efectivo del ala aumenta con niveles crecientes de desplazamiento lateral y que la efectividad del ala en compresión es diferente a la del ala en tracción. El valor usado para el ancho efectivo del ala en compresión tiene poco impacto en la capacidad de resistencia y deformación del muro; por lo tanto, para simplificar el diseño, se usa un valor único tanto en tracción como en compresión, basado en la condición de tracción (el menor valor de la mitad de la distancia hasta la siguiente alma de muro o del 25% de la altura total del muro).

El valor  $c/2$  en 8.6.5.f se establece para proporcionar una longitud mínima del elemento especial de borde. En donde las alas están fuertemente comprimidas es posible que la interfaz entre el alma y el ala esté fuertemente esforzada y puede sufrir roturas locales a menos que el refuerzo de los elementos especiales de borde se extienda dentro del alma. La ecuación [8-3] no es aplicable a los elementos de borde de muros y los requisitos de confinamiento son menos exigentes que en columnas.

Debido a que el refuerzo horizontal probablemente actúe como refuerzo del alma en los muros que requieren elementos de borde, debe estar completamente anclado en los elementos de borde que actúen como alas. Lograr este anclaje es difícil cuando se producen grandes fisuras transversales en los elementos de borde; por lo tanto, se recomienda el uso de ganchos estándar de 90 grados o el uso de anclaje mecánico en vez del desarrollo de barras rectas.

Las inversiones de carga cíclica pueden ocasionar pandeo en el refuerzo longitudinal de borde incluso en los casos en que la demanda del elemento no requiera elementos especiales de borde. Para inhibir el pandeo en los muros con cantidades moderadas de refuerzo longitudinal de borde se utilizan los aros de confinamiento.

En muros que no requieren elementos de borde se permite un espaciamiento mayor de los aros en relación con lo indicado en 8.6.5.f debido a la menor demanda de deformación en los muros.

La adición de ganchos o aros en U en los extremos del refuerzo horizontal del muro proporciona anclaje de tal modo que el refuerzo sea efectivo para resistir esfuerzos de cortante. También tenderá a inhibir el pandeo del refuerzo vertical en los bordes. En los muros con poco cortante en el plano no es necesario el desarrollo del refuerzo horizontal.

La cuantía de refuerzo longitudinal incluye únicamente el refuerzo en los bordes del muro como se indica en la figura C8.6.5.

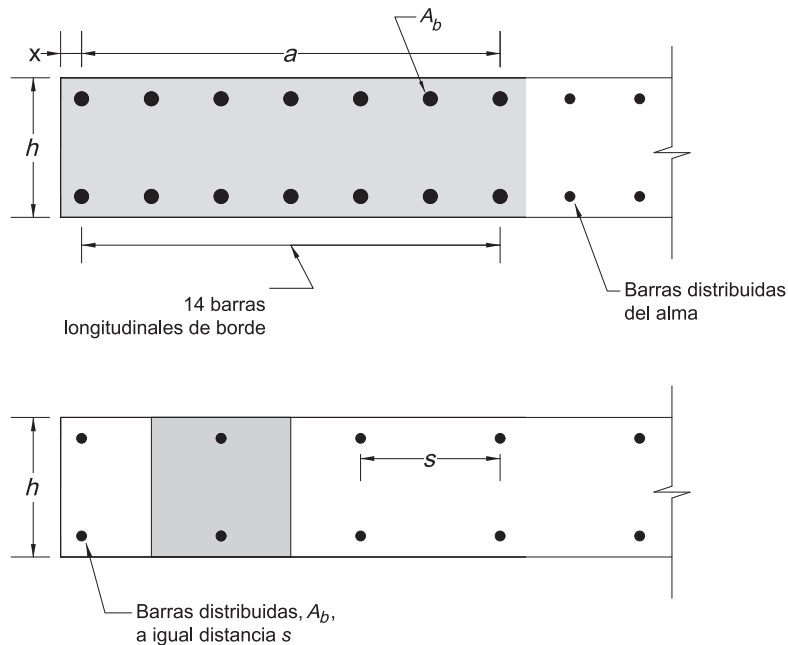


Figura C8.6.5. Cuantías de refuerzo longitudinal para condiciones de borde usuales en muros.

## C8.7 Requisitos de capacidad en cortante

### C8.7.1 Elementos de marco

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para el tipo de marco considerado, se supone que sus elementos disiparán energía en el rango no lineal de respuesta. A menos que un elemento de marco tenga una resistencia del orden de 3 a 4 veces la requerida por las fuerzas que causa el sismo de diseño, debe suponerse que dicho elemento llegará a la cedencia. El esfuerzo cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el elemento.

Por lo tanto, la resistencia en cortante requerida en elementos de marco está relacionada con la resistencia en flexión de dicho elemento más que con los esfuerzos de cortante mayorados indicados en el análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en los párrafos a y b se ilustran en la figura 8.7.1. Debido a que la resistencia de cedencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de cedencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a grandes rotaciones, la resistencia en cortante requerida se determina usando una resistencia de al menos  $1.25 f_y$  para el refuerzo longitudinal.

En pisos por encima del nivel del terreno, el momento en un nudo puede estar limitado por la resistencia en flexión de las vigas que llegan a él. Cuando las vigas llegan desde lados opuestos a un nudo, la resistencia combinada puede ser la suma de la resistencia de momento negativo de la viga de un lado y la resistencia de momento positivo de la viga en el otro lado del nudo. Las resistencias de momento deben ser determinadas usando un factor de reducción igual a 1.0 y una resistencia del acero de refuerzo de al menos  $1.25 f_y$ . La distribución de la resistencia combinada de momento de las vigas hacia las columnas encima y debajo del nudo, debe estar basada en el análisis. El valor  $M_{pr}$  en la figura C8.7.1 se puede calcular a partir de la resistencia en flexión del elemento en el nudo viga-columna.

Estudios experimentales de elementos de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere más refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión en un elemento sometido a desplazamientos no lineales alternados que si el elemento es cargado en una dirección solamente, siendo el incremento de refuerzo de cortante necesario mayor en caso que no exista carga axial. Esta observación está reflejada en el inciso 8.7.1.c por la eliminación del término que representa la contribución del concreto a la resistencia en cortante. La seguridad adicional respecto al cortante se considera necesaria en ubicaciones donde se pueden producir potenciales rótulas plásticas. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad, no se debe interpretar como que no se requiere el concreto para resistir el cortante. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo del concreto resiste todo el cortante, con el refuerzo de cortante (transversal) confinando el concreto y por lo tanto aumentando su resistencia. El núcleo confinado de concreto

tiene una función importante en el comportamiento de la viga y no se debe minimizar solo porque la expresión de diseño no lo reconoce de manera explícita.

En el inciso 8.7.1.c, al referirse a la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme al inciso 8.7.1.a, se entiende que se refiere al primer término de la ecuación [8-8].

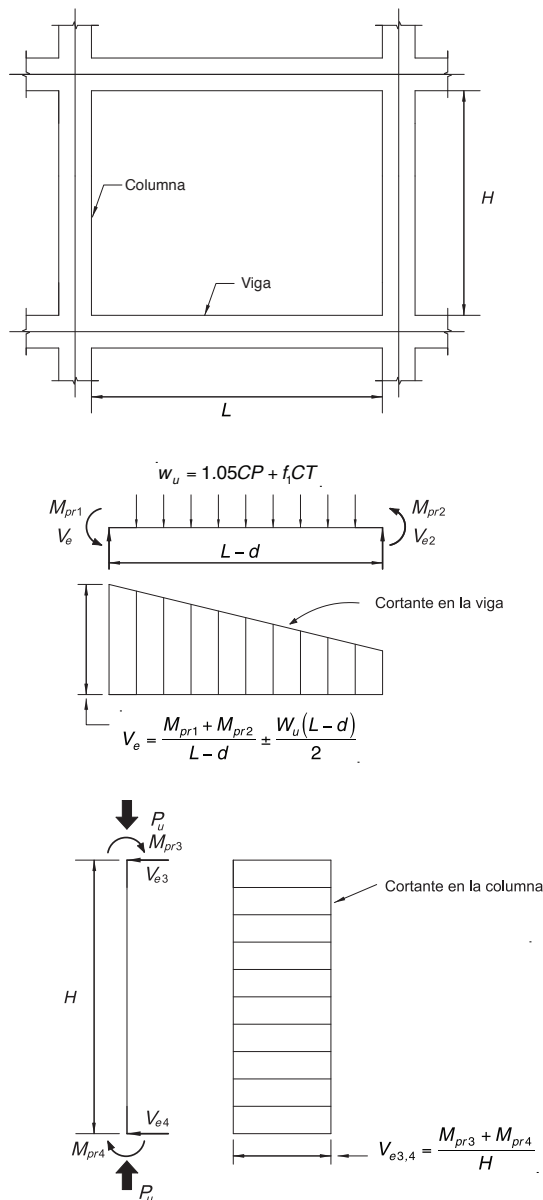


Figura C8.7.1 Esfuerzos de cortante de diseño en vigas principales y columnas.

Notas de la figura C8.7.1:

1. La dirección de la fuerza de cortante  $V_e$  depende de la magnitud relativa de las cargas gravitacionales y el cortante generado por los momentos en los extremos.
2. Los momentos en los extremos  $M_{pr}$  están basados en una resistencia de tracción en el acero igual a  $1.25 f_y$ , donde  $f_y$  es la resistencia de cedencia especificada. Los momentos en los extremos deben producir doble curvatura en ambas direcciones.
3. El momento en el extremo  $M_{pr}$  para columnas no necesita ser mayor que los momentos generados por el  $M_{pr}$  de las vigas que llegan al nudo viga-columna.  $V_e$  no debe ser nunca menor que el requerido por el análisis de la estructura.

## C8.7.2 Muros estructurales

Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados. Sin embargo, el profesional responsable del diseño debe considerar la posibilidad de cedencia en componentes de tales estructuras como la zona de un muro entre dos aberturas de ventanas, en cuyo caso el cortante real puede ser bastante mayor que el cortante indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

La ecuación [8-10] reconoce la mayor resistencia al cortante de muros con altos valores de la relación entre cortante y momento. La resistencia nominal al cortante se calcula en términos del área neta de la sección resistente al cortante. Para una sección rectangular sin aberturas, el término  $A_{cv}$  se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto del ancho y la altura efectiva. La definición de  $A_{cv}$  en la ecuación [8-10] facilita los cálculos de diseño para muros con refuerzo uniformemente distribuido y muros con aberturas.

En el inciso c, el término segmento de muro se refiere a una parte del muro delimitada por aberturas o por una abertura y un borde.

La relación  $h_w/l_w$  puede referirse a las dimensiones totales de un muro o a un segmento de muro limitado por dos aberturas o por una abertura y un borde. El propósito del inciso 8.7.2.c es asegurarse que a ningún segmento del muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la de todo el muro. Sin embargo, un segmento de muro con una relación  $h_w/l_w$  mayor que la de todo el muro, debe ser diseñado para la resistencia unitaria asociada con la relación  $h_w/l_w$  de ese segmento.

Cuando la fuerza cortante mayorada en un nivel dado de una estructura es resistida por varios muros o varios segmentos de un muro con aberturas, la resistencia unitaria promedio en cortante considerada para el total del área transversal disponible está limitada a  $2A_{cv}\sqrt{f'_c}$  con el requisito adicional de que la resistencia asignada a cualquier segmento de muro no exceda de  $2.5A_{cp}\sqrt{f'_c}$ .

El límite superior de la resistencia que se debe asignar a cualquiera de los elementos se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza cortante.

Los segmentos horizontales de muro se refieren a secciones de muro entre dos aberturas alineadas verticalmente (figura C8.7.2). Es, en efecto, un segmento de muro rotado 90 grados. Un segmento horizontal de muro también se conoce como viga de acople cuando las aberturas están alineadas verticalmente en toda la altura de la edificación.

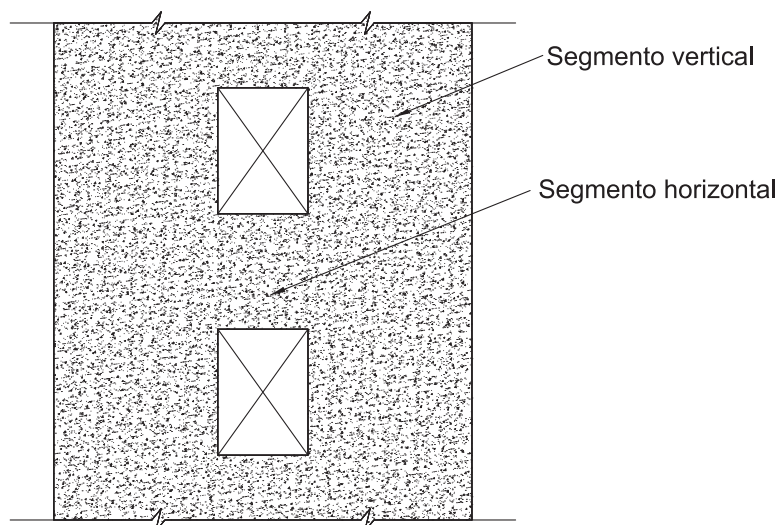


Figura C8.7.2. Muro con aberturas.

La resistencia en flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos normalmente usados para las columnas. Se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y el alma basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Aunque en el diseño de los muros no se exige el diseño en cortante con base en la capacidad en flexocompresión, y se cambia esta condición por el uso de un factor de reducción de la capacidad  $\phi = 0.6$ , esto es un requisito mínimo. También se puede considerar el cálculo de la capacidad en flexión desarrollada por los muros, para determinar si se alcanza el momento de cedencia con las cargas de diseño. En caso de que la estructura tenga un comportamiento elástico para las cargas de diseño elásticas (ductilidad igual a 1), debido a la gran capacidad en flexión de los muros, se puede considerar esta condición en el diseño para cortante y utilizar  $\phi = 0.75$ .

La cimentación que soporta al muro se debe diseñar para desarrollar las fuerzas del ala y del alma del muro. Para los muros con aberturas se debe considerar la influencia de las aberturas en las resistencias en flexión y cortante, y se debe

verificar la trayectoria de las cargas alrededor de ellas. Para este propósito pueden ser útiles los conceptos de diseño por capacidad y los modelos puntal-tirante presentados por Taylor, Cote y Wallace (1998).

### C8.7.3 Diafragmas

Los diafragmas en edificaciones son elementos estructurales, como pisos y cubiertas, que cumplen algunas o todas de las siguientes funciones:

- a) Apoyar los elementos de la edificación como muros, tabiques y fachadas, que resisten fuerzas horizontales, pero que no actúan como parte del sistema sismo-resistente.
- b) Transferir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación al sistema vertical de resistencia a fuerzas laterales de la edificación.
- c) Interconectar los diferentes componentes del sistema vertical resistente a fuerzas laterales de la edificación con la adecuada resistencia, rigidez y tenacidad de manera que la edificación responda de acuerdo con lo buscado en el diseño.

Los requisitos de resistencia al cortante para los diafragmas monolíticos, ecuación [8-11], son los mismos que aquellos para los muros estructurales esbeltos. El término  $A_{cv}$  se refiere al espesor por el ancho del diafragma. Esto corresponde al área total de la viga profunda efectiva que forma el diafragma. El refuerzo de cortante debe ser colocado perpendicular a la luz del diafragma.

Los requisitos de resistencia al cortante para las sobrelosas que actúan como diafragmas están basados en un modelo de cortante por fricción y la contribución del concreto a la resistencia nominal al cortante no se incluye en la ecuación [8-12] para las sobrelosas colocadas sobre elementos prefabricados de piso.

La contribución del concreto no se toma en cuenta porque es normal que se formen fisuras de retracción en las losas de poco espesor sobre elementos prefabricados; como resultado, las secciones críticas del diafragma se rompen bajo cargas de servicio y la contribución del concreto a la capacidad de cortante del diafragma puede haberse reducido antes que se produzca el sismo de diseño. Además de la condición anterior, es posible que existan tuberías dentro de la losa que causen reducción en la sección de concreto.

## C8.8 Vigas de acople

Se hace referencia al capítulo 21 del ACI 318-08 debido a que se considera apropiado lo establecido ahí para las vigas de acople, que no son muy comunes en nuestro medio, por lo que es innecesario incluir el texto en el código CSCR - 2010.

## C8.9 Juntas de construcción

El coeficiente de fricción  $\mu$  en la ecuación [8-13] debe ser:

Concreto colocado monolíticamente.....	1.4 $\lambda$
Concreto colocado sobre concreto endurecido con la superficie intencionalmente rugosa .....	1.4 $\lambda$
Concreto colocado sobre concreto endurecido no intencionalmente rugoso.....	0.6 $\lambda$
Concreto anclado a acero estructural mediante pasadores con cabeza o mediante barras de refuerzo.....	0.7 $\lambda$

donde  $\lambda = 1.0$  para concreto normal, 0.85 para concreto liviano con arena de peso normal y 0.75 para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite usar interpolación lineal cuando se emplea sustitución parcial de arena.

En el método de cálculo de cortante por fricción se supone que toda la resistencia en cortante se debe a la fricción entre las caras de la grieta; es necesario, por lo tanto, emplear valores artificialmente elevados del coeficiente de fricción en las ecuaciones de cortante por fricción, de manera que la resistencia en cortante obtenida concuerde con los resultados de los ensayos. En el caso de concreto colocado sobre concreto endurecido no áspero, la resistencia en cortante se debe principalmente a la acción de clavija o conector del refuerzo, y las pruebas indican que el valor reducido de  $\mu = 0.6 \lambda$  especificado para este caso es el apropiado.

El valor de  $\mu$  especificado para concreto vaciado sobre acero estructural laminado se relaciona con el diseño de conexiones entre elementos de concreto prefabricado o entre elementos de acero estructural y elementos de concreto estructural. El refuerzo de transferencia de cortante puede consistir en conectores de cortante formados por barras o pernos con cabeza.

## Referencias

- ACI-ASCE Committee 352, 1991. "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 18 pp. Also ACI Manual of Concrete Practice.
- ACI Committee 318, 2008. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318-R-08)," American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- ACI Committee 374, 2005, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary" (ACI 374.1R-05), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

- Briss, G. R.; Paulay, T; and Park, R., 1978. "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints," Report 78-13, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand.
- Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982. "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," Report No. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, 275 pp.
- Ehsani, M. R., 1982. "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," Report No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, 275 pp.
- Fierro, R., 2001. "Resistencia a tensión de empalmes soldados con barras de refuerzo fabricadas bajo la norma ASTM A 615 y ASTM A 706," Informe de proyecto final de graduación para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil, UCR, San José, Costa Rica.
- Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974. "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," ACI JOURNAL, Proceedings V. 71, No. 12, pp. 604-610.
- Hirosawa, M., 1978. "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," Report N° 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977 (en Japonés). También, datos resumidos en Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 452, University of Illinois.
- Structural Engineering, ASCE, V. 115, No. 9, pp. 2261- 2275.
- Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin.
- Park, R. 1986. "Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames," Earthquake Spectra, V. 2, N° 3, pp. 565-619.
- Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989. "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," ACI Structural Journal, V. 86 N° 2, pp. 192-207.
- SEAOC, 1998. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, Calif., 6th Edition, 504 pp.
- Task Group 1, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI T1.1-01)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
- Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998. "Design of Slender RC Walls with Openings," ACI Structural Journal, V. 95, No. 4, pp. 420-433.

Watson, S.; Zahn, F.A.; and Park, R., 1994. "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 120 N° 6, pp. 1798-1824.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983. "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin.

# C9

## Requisitos para mampostería estructural

### C9.1 Generalidades

El diseño de los elementos de mampostería se basa en los principios de diseño por resistencia. Se propone como referencia el código conocido como “Requisitos para estructuras de mampostería en edificaciones” (Building Code Requirements for Masonry Structures, TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08). También se puede utilizar como referencia el “Código Neozelandés” (NZS New Zealand Standard 4230:2004).

### C9.2 Diseño general

Se favorece la colocación de la mampostería traslapada; es decir, las sisas verticales deben estar alineadas hilada de por medio y deben coincidir con la mitad del bloque inferior. Aunque en otros códigos se establecen reglas claras para el diseño de la mampostería en forma de estiba, se consideró que en nuestro medio se debe limitar su uso a estructuras de dos pisos debido a que su resistencia en flexión y en cortante es menor.

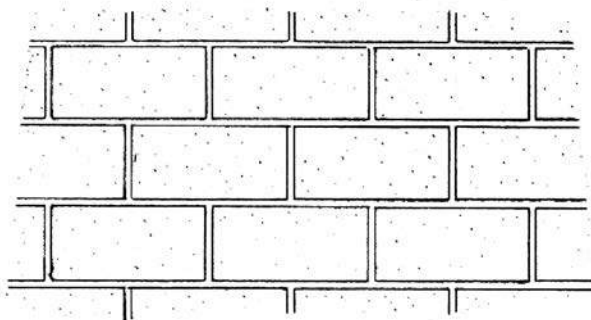


Figura C9.1. Mampostería traslapada (IMCYC, 1988).

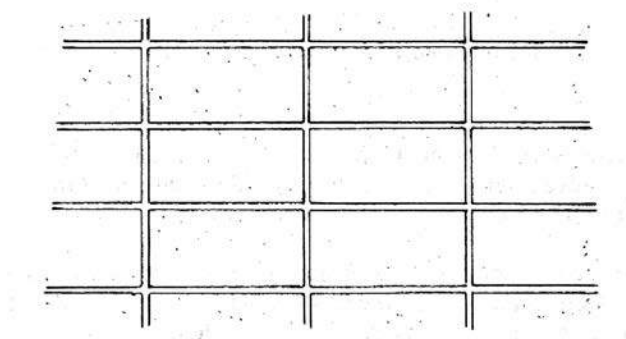


Figura C9.2. Mampostería en forma de estiba (IMCYC, 1988).

Se hacen recomendaciones sobre los espesores mínimos y máximos de las juntas o sisas. Estos valores reflejan los espesores utilizados por los albañiles costarricenses, según CIVCO, 1994. Las dimensiones mínimas de las celdas que alojan el acero de refuerzo deben ser de 7 x 12 cm; sin embargo, si por las dimensiones particulares de un bloque se forman celdas continuas de 6 x 6 cm como mínimo, se consideran aceptables.

Se establecen reglas claras sobre la colocación de tuberías dentro de la mampostería. Si se siguen estas reglas se puede evitar los serios problemas de agrietamiento que han sido observados en aquellos puntos donde se concentran tuberías. Se sobrentiende que no se debe permitir picar las paredes del bloque para alojar tuberías. Cuando no se pueda cumplir con los requisitos mencionados, se recomienda embeber los ductos o tubos en un elemento de concreto reforzado debidamente confinado, con dimensiones que permitan anclar adecuadamente las varillas horizontales que se interrumpen a causa de la colocación de esos ductos o tubos.

## C9.3 Requisitos especiales para el diseño por resistencia

Las cantidades y el tamaño de las varillas mencionadas como refuerzo mínimo en este apartado, pueden ser sustituidos por cantidades de acero equivalentes o mayores siempre y cuando no afecten la facilidad constructiva de la mampostería.

El usuario debe diferenciar entre las recomendaciones generales y las que se dan para muros de corte. Las recomendaciones de muros de corte pretenden ser más estrictas que las generales y deben ser aplicadas en aquellas paredes de mampostería que sirven como muros estructurales en edificios donde la mampostería es la principal responsable de tomar las cargas de sismo.

Para calcular el porcentaje de acero mínimo establecido para muros en el inciso 9.3.3(c) se debe considerar todas las varillas presentes en el paño, inclusive el refuerzo vertical que se concentre en los extremos del muro dentro de los bloques o en columnas de concreto reforzado. En paredes de estructuras de uno o dos niveles construidas con bloques de 12 o 15 cm de espesor los requisitos del inciso 9.3.3(c) generalmente definen la separación y las cantidades de acero.

Se permite el uso de “escalерillas” para tomar cortante en los muros; este tipo de refuerzo consiste en dos varillas o alambres paralelos que quedan perfectamente alineados y centrados en las paredes externas del bloque, que poseen varillas o alambres soldados en forma perpendicular que coinciden con las paredes transversales del bloque, como se muestra en la figura C9.3.

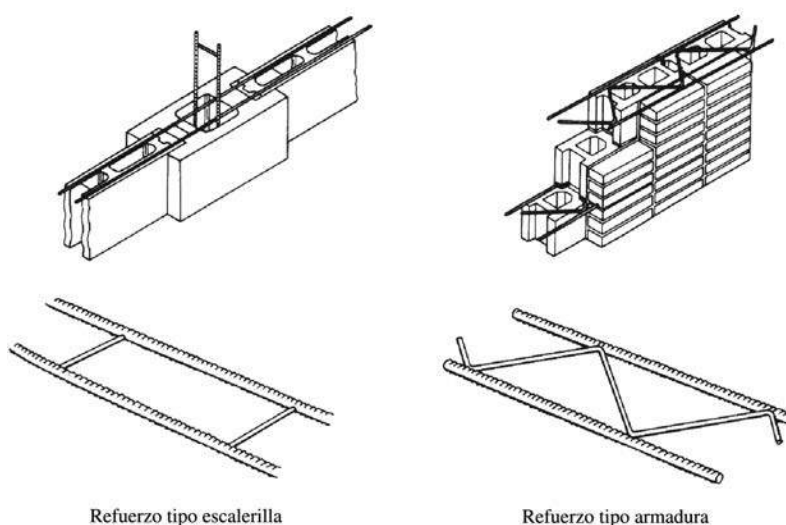


Figura C9.3. Refuerzo en “escalerilla” (Schneider, R., y Dickey, W., 1994).

Se ha eliminado la posibilidad de usar varilla lisa #2 como refuerzo horizontal. Se permite su uso si la varilla es corrugada y se puede seguir usando la varilla lisa #2 para construir aros.

En la mampostería colocada en forma de estiba se puede notar que la cantidad mínima de refuerzo horizontal es mayor que el doble del mínimo exigido cuando se coloca la mampostería traslapada.

La definición de altura efectiva de muros está basada en los principios de la mecánica estructural. Debe utilizarse también en el diseño de columnas, inciso 9.7.4 y en el diseño de muros esbeltos con un esfuerzo axial mayor a  $0.04 f'_m$ , inciso 9.8.4; en la figura C9.4 se presentan varios casos de cálculo de altura efectiva que dependen del tipo de apoyo en los extremos.

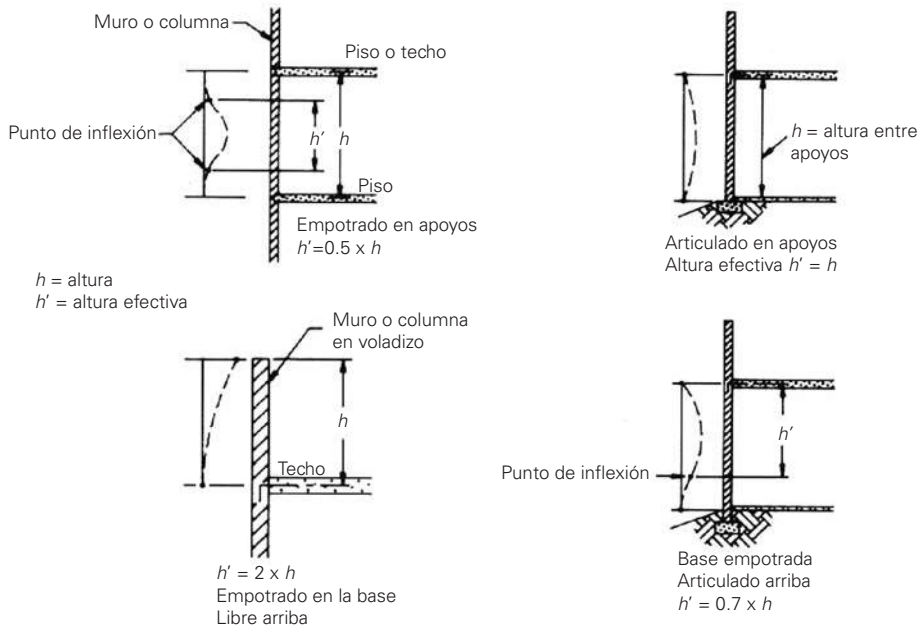


Figura C9.4. Alturas efectivas (TMS 402-08).

El ancho efectivo en las intersecciones de muros se define en función del espesor de las paredes, como se puede ver en la figura C9.5. Para poder hacer uso del "efecto de ala" la conexión debe cumplir con alguno de los requisitos constructivos mostrados en la figura C9.6.

Se establecen criterios generales de diseño como el ancho efectivo del muro que se supone actúa como una columna bajo una carga concentrada. También se establecen límites de deformación vertical (flecha máxima) para las vigas o losas

que soportan muros de mampostería sin refuerzo o mampostería ornamental, con lo cual se pretende asegurar la rigidez suficiente para evitar un agrietamiento del muro soportado. Por último se establece la fuerza mínima que debe soportar la unión entre el muro y un diafragma rígido; se debe suponer que esta fuerza actúa horizontalmente a lo largo de la unión.

Se define el módulo de elasticidad de la mampostería de concreto con base en los resultados del trabajo de investigación realizado por Navas (1999) con mampostería costarricense. El valor del módulo de elasticidad para unidades de arcilla se basa en el trabajo de investigación realizado en el Lanamme con la mampostería utilizada en nuestro país (Carballo, 2004). También se tomó como base la información de los códigos: Gaceta Oficial del Distrito Federal 2004 y la norma E 070 de Perú.

Los valores propuestos para los momentos de inercia y área efectiva se basan en el trabajo de investigación "Aplicación de la teoría de viga al análisis del comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral" (Montes de Oca F, 1999), y en los valores propuestos por el Eurocódigo 8 "Design of Structures for Earthquake Resistance" (NEN-EN 1998-1)

Se establecen requisitos de adherencia entre el acero de refuerzo y la mampostería. Las ecuaciones para el cálculo de las longitudes de desarrollo y de los ganchos estándar se encuentran definidos más adelante en los incisos 9.4.3(e) y 9.4.3(f).

Se establece el ancho efectivo de la zona de compresión para un muro sometido a flexión por cargas perpendiculares a su plano. Este valor se toma de la referencia de Drysdale, Robert y otros, 1999. En las siguientes figuras se muestran las áreas efectivas para este tipo de muros.

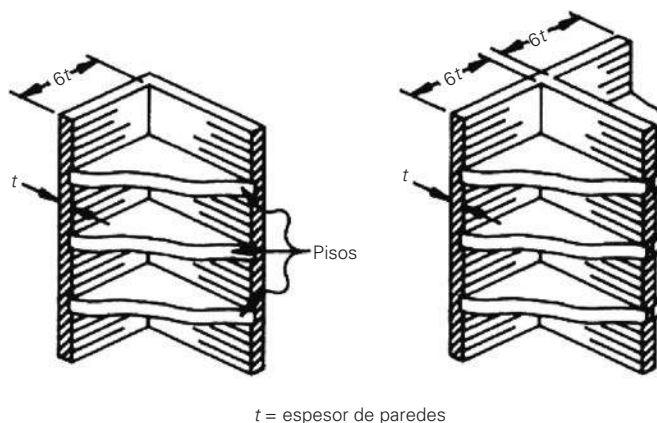


Figura C9.5. Ancho efectivo en las intersecciones de muros (Paulay, T. y Priestley, N., 1992)

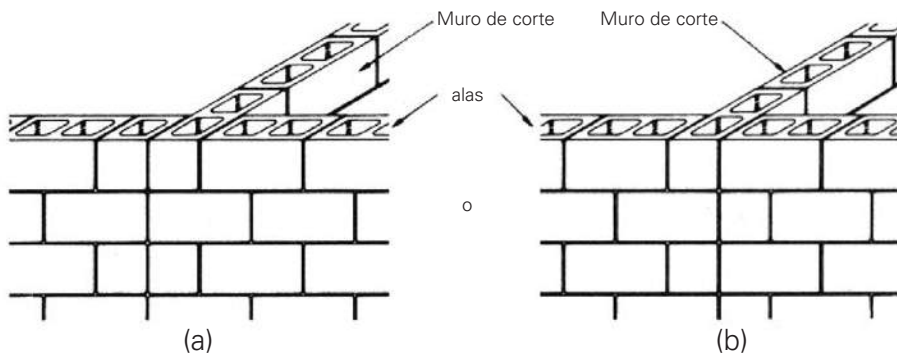


Figura C9.6.a. Intersección con mampostería traslapada (TMS 402-08).

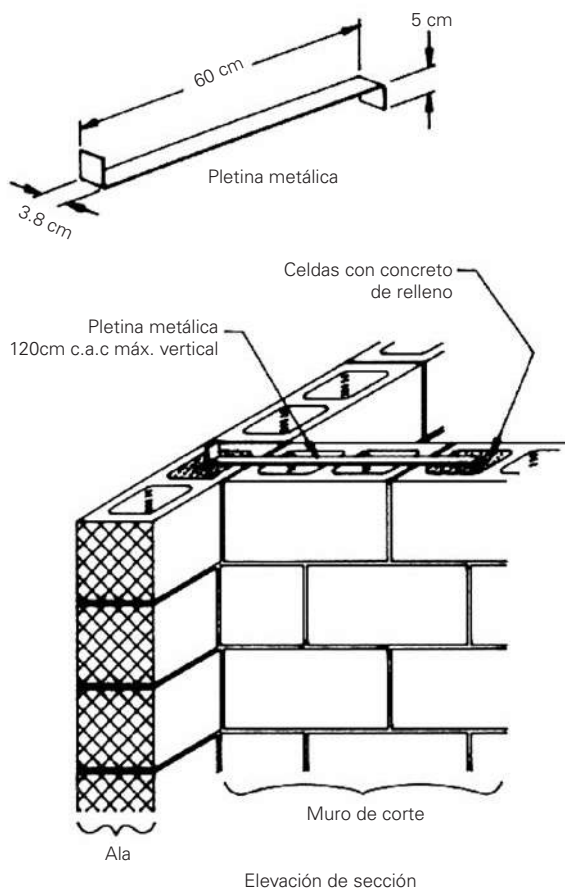


Figura C9.6.b. Intersección usando anclajes metálicos (TMS 402-08).

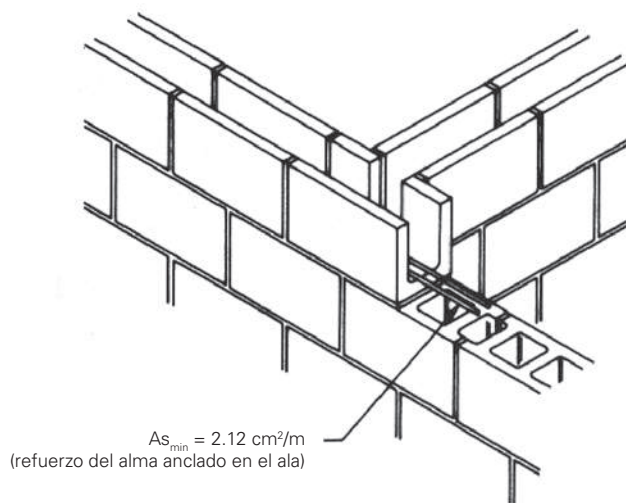


Figura C9.6.c. Intersección usando viga bloque (TMS 402-08)

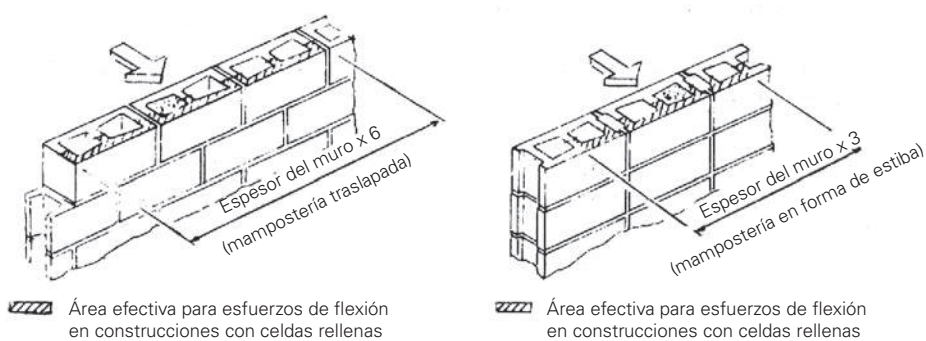


Figura C9.7.a. Ancho efectivo en compresión (IMCYC, 1988)

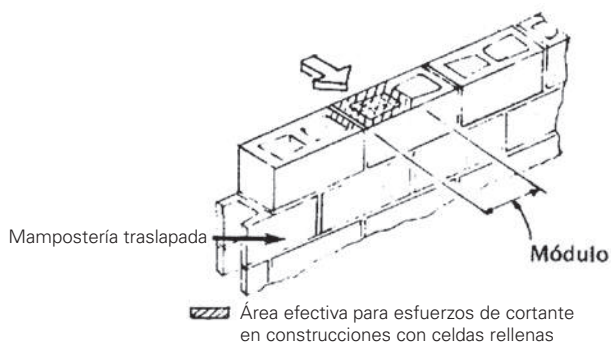


Figura. C9.7.b. Ancho efectivo en cortante (IMCYC, 1988).

## C9.4 Diseño de mampostería por resistencia

Se establecen los factores de reducción de la resistencia nominal para los diferentes tipos de esfuerzo que debe soportar la mampostería y en función de las dos categorías de calidad definidas en el apéndice A. Los factores son más restrictivos para la mampostería de menor calidad.

Se dan los requisitos para el tamaño máximo de las varillas que se pueden usar para refuerzo de la mampostería. Adicionalmente, se establecen los requisitos de recubrimiento para el acero alojado dentro de bloques o en las sisas horizontales. Por último, se establecen las dimensiones mínimas para cuando es necesario el uso de ganchos estándar para anclar el acero longitudinal.

Se definen las ecuaciones necesarias para calcular la longitud de desarrollo y la longitud de empalme para el acero de refuerzo. Es de destacar que para mampostería clase B, que corresponde a una gran mayoría de obras, para varillas menores o iguales a la #5 y para acero grado 40, la longitud de desarrollo y la longitud de empalme corresponde aproximadamente a 70 diámetros.

## C9.5 Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia

Las suposiciones de diseño para estos elementos se han trasladado desde el apéndice A del código de 2002 hasta el texto principal del código de 2010 con el fin de mejorar la coherencia de esta sección del capítulo. La nueva versión del código unificado de los Estados Unidos (TMS-ACI-ASCE) establece los siguientes parámetros para diseño:  $e_{mu} = 0.0025$ , bloque de compresión con esfuerzo máximo de  $0.8 f'_m$  y profundidad  $a = 0.8 c$ . Otros códigos, como el de Nueva Zelanda, utilizan los mismos valores adoptados por el CSCR, pero las diferencias no son importantes en cuanto a los resultados.

El CSCR define requisitos para el diseño de vigas, pilares y columnas de mampostería. La diferencia entre un pilar y una columna se puede apreciar en la figura adjunta. Las columnas son elementos verticales que pueden deformarse lateralmente en cualquier dirección; mientras que los pilares son elementos que están adosados a la pared y por lo tanto se pueden deformar lateralmente solo en el sentido perpendicular a la pared.

El diseño de estos elementos se basa en los mismos principios que se utilizan normalmente para elementos de concreto reforzado. Por ejemplo, se supone que en los elementos sometidos a flexión las secciones planas permanecen planas después de aplicada la carga.

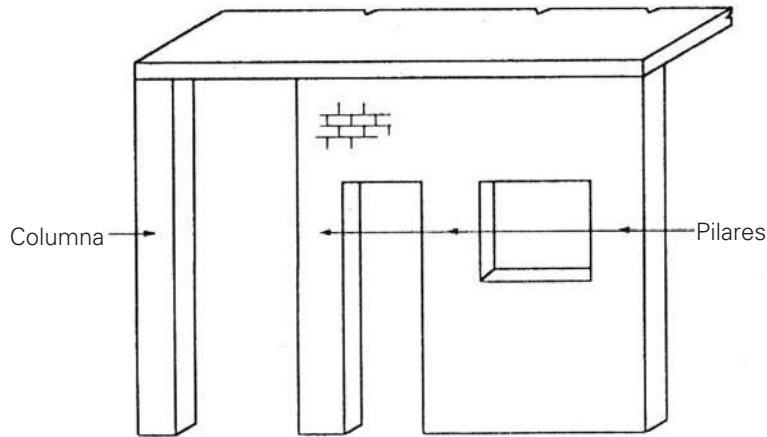


Figura. C9.8. Definición de columna y pilar. (Schneider, R., y Dickey, W., 1994).

Adicionalmente, se pretende que estos elementos sean diseñados con cantidades de acero moderadas que permitan un comportamiento dúctil, controlado por la tracción. El incremento de la carga axial de compresión reduce la cuantía máxima permisible, por lo que en el TMS 402-08, para efectos de cálculo, se establece una carga axial calculada de acuerdo con una combinación de cargas ya establecida en el ASCE-SEI 07. En el comentario del TMS 402-08 se presenta una serie de ecuaciones que permiten calcular el acero máximo para vigas, columnas o pilares de una manera expedita. Se recomienda su estudio al lector.

La capacidad en cortante de estos elementos toma en cuenta la capacidad de la mampostería  $V_m$  y la capacidad del acero de refuerzo  $V_s$ . Se debe hacer notar que las áreas de la mampostería que se deben tomar en cuenta para los cálculos son las efectivas. Es decir, se debe tomar en cuenta que cuando la mampostería es parcialmente rellena, solo partes de ella actúan para tomar los esfuerzos de compresión o de cortante.

Adicionalmente, se establecen límites dimensionales para aquellos elementos de concreto reforzado que trabajen en conjunto con la mampostería. Las propuestas para las vigas y columnas de concreto reforzado son congruentes con las recomendaciones del capítulo 17 para vivienda. Se parte del supuesto de que estos elementos están correctamente integrados a los muros de mampostería a través de acero de refuerzo debidamente anclado. Las recomendaciones para los límites dimensionales de los elementos de borde en concreto reforzado son tomados del TMS 402-08 y de la figura 5.36 del texto "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" de Paulay & Priestley.

## C9.6 Refuerzo de elementos estructurales de mampostería

Se establecen requisitos mínimos para el diseño, límites dimensionales, cantidades de acero de refuerzo y características constructivas de los elementos estructurales.

Es importante resaltar que en vigas se especifica una cantidad mínima de acero tal que su resistencia corresponde a un momento igual a 1.3 veces el momento de agrietamiento. De esta manera se toma en cuenta la naturaleza frágil de este tipo de miembros estructurales. El cortante de estos mismos elementos se debe calcular suponiendo una condición de doble curvatura con la formación de rótulas plásticas en sus extremos.

En el caso de los pilares se exige el uso de acero longitudinal en sus extremos y una cantidad de refuerzo transversal suficiente que permita minimizar el problema de "columna corta" que se puede presentar en estos miembros.

## C9.7 Muros con cargas paralelas a su plano

Esta sección presenta las metodologías de diseño para los muros de corte de mampostería.

El acero mínimo se calcula de tal manera que el muro posea un factor de seguridad adecuado contra el agrietamiento. Para el cálculo del momento de agrietamiento se recomienda utilizar las mismas ecuaciones [9-49], [9-50] o [9-51] que se usan en el Código para muros esbeltos. Este procedimiento se recomienda para muros cuya falla este dominada por la flexión; en otras palabras, para muros cuya relación de altura a longitud sea mayor o igual que 1.

La capacidad en compresión pura de los muros se debe calcular usando las ecuaciones [9-19] o [9-20] y basándose en el área efectiva de la mampostería. Esta área se puede considerar como el área bruta menos el área de las celdas vacías. Ambas ecuaciones toman en cuenta la excentricidad mínima que debe utilizarse asociada a una falla en compresión pura, así como los efectos de esbeltez correspondientes.

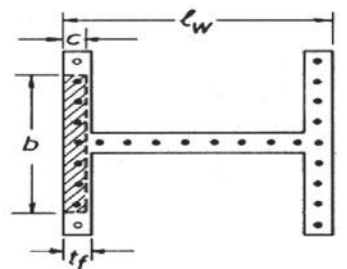
Para el cálculo de la fuerza de diseño de cortante de los muros se debe considerar la estructura como si tuviera ductilidad igual a 1, por lo que si se consideró una ductilidad global mayor en el análisis, se debe hacer el ajuste correspondiente.

Se presenta una sola ecuación para el cálculo de la contribución de la mampostería en cortante, que, a diferencia del código de 2002, se aplica tanto en regiones con posible formación de rótulas plásticas como en otras. Se obtienen valores más altos de resistencia que los valores del código anterior. Adicionalmente, la ecuación para el cálculo de la contribución del acero horizontal fue modificada para tomar en cuenta la falta de adherencia entre el acero y la mampostería y se reduce la resistencia en comparación con los valores del código anterior.

Los códigos internacionales presentan ecuaciones para el cálculo de la contribución del acero basadas en la suposición de que el acero horizontal está embebido en concreto a todo lo largo. Los métodos constructivos usados en Costa Rica muchas veces son diferentes, puesto que el refuerzo horizontal colocado en la sisas de los bloques queda desadherido en longitudes considerables. El comité de mampostería, para tomar en cuenta esta situación, impuso condiciones muy estrictas para el cálculo de este acero, hasta tanto no se cuente con los resultados de investigaciones nacionales.

Se presentan también dos métodos para el cálculo de la capacidad en flexocompresión de los muros. El primer método utiliza las ecuaciones [9-27] a [9-33] que son tomadas de la referencia NERHP, 1997, y se aplica tanto para muros rectangulares como para muros con forma de "C", de "Z" o de "H" (muros con alas en ambos extremos). El segundo método utiliza las ecuaciones [9-34] a [9-37] que son tomadas de la referencia de Schneider, R., y Dickey, W., 1994, y se aplica únicamente para muros rectangulares que tengan el acero vertical uniformemente distribuido a todo lo largo, donde  $A_s$  es el área de acero vertical total uniformemente distribuido a lo largo del muro.

Para asignar la ductilidad local o global de los muros se debe hacer referencia a las secciones 9.7.8 y 9.7.9 del Código. Cuando, en un muro, el bloque de compresión queda alojado dentro del espesor del ala, dicho muro puede considerarse con ductilidad local óptima. En la siguiente figura se muestra este caso.



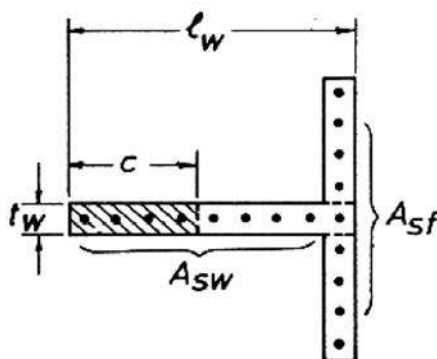
Sección rectangular efectiva  
con ala en compresión y  $c < t_f$

Figura C9.9. Muro con ductilidad local óptima (Paulay, T., y Priestley, N., 1992).

Los muros con forma de "T" o de "L" es decir, aquellos que poseen solamente un ala en uno de sus extremos, muestran muy baja ductilidad cuando el ala está en tracción. Cuando la estructura posea por lo menos uno de esos muros, debe ser diseñada para una respuesta elástica. Esto quiere decir que las estructuras tipo muro que posean por lo menos uno de estos muros, deben ser consideradas con ductilidad global de 1. Si se desea obviar esta condición tan estricta, se debe colocar

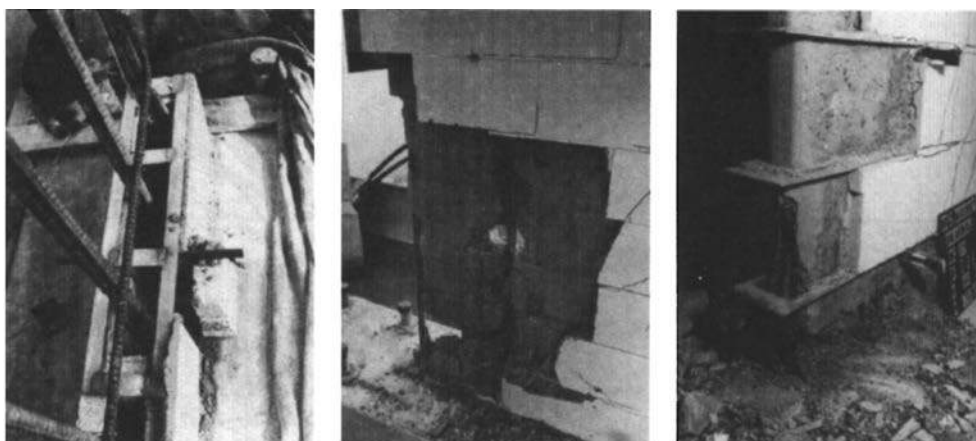
en el extremo no alado un elemento de concreto reforzado debidamente confinado. En la siguiente figura se muestra este tipo de muros.

Cuando los muros poseen forma rectangular, es decir, cuando no poseen alas, deben considerarse con ductilidad local moderada si no son confinados en sus extremos. Cuando estos muros se confinan con aros o placas pueden considerarse con ductilidad local óptima. La siguiente figura muestra la eficiencia de las placas de confinamiento.



Sección rectangular efectiva cuando el alma está en compresión

Figura C9.10. Muro con ductilidad global igual a 1 (Paulay, T., y Priestley N., 1992).



(a) Placa de confinamiento en cama de mortero

(b) Muro sin confinar después de 2 ciclos  $\mu=3.9$

(c) Muro confinado después de 2 ciclos  $\mu=5.7$

Figura C9.11. Efecto de las placas de confinamiento (Paulay, T., y Priestley, N. 1992).

## C9.8 Muros con cargas perpendiculares a su plano.

Este artículo se trasladó del apéndice A del CSCR 2002 al cuerpo principal del capítulo de mampostería para reconocer su importancia. El texto es idéntico al que existía en la versión anterior pero se le agregó la sección que define la cuantía máxima de acero en flexión.

Debido a que es un caso que se presenta con mucha frecuencia en edificios comerciales e industriales, se presenta un procedimiento completo de diseño, estrictamente para cargas de sismo, que es el procedimiento del IBC-2000. Este método fue ampliamente estudiado y probado en el laboratorio por Amrhein, J. y Lee, D., 1984

## C9.9 Muros de mampostería confinada

Este artículo se rescribió por completo e incluso se le cambió su nombre. Se definen dos tipos de muros:

1. “**Muros de mampostería con bordes de concreto**”. Se trata de los muros donde primero se construye el paño de mampostería y posteriormente se cuelan las columnas y vigas de concreto a su alrededor. Este es el sistema más utilizado en Costa Rica.
2. “**Muros de marcos rellenos con mampostería**”. En este caso primero se construye el marco de concreto y posteriormente se coloca la mampostería asegurando el mejor contacto posible. Este sistema es popular en otros países pero su utilización en nuestro país es casi nula.

Se establecen características mínimas de tamaño y refuerzo de los elementos de confinamientos para los dos tipos de muros. Adicionalmente se limita la razón de altura libre a espesor y se definen los criterios para establecer la ductilidad local de los muros.

Para el diseño de los “**muros de mampostería con bordes de concreto**” se pueden utilizar los principios de sección transformada para convertir los elementos de borde de concreto en áreas equivalentes de mampostería. Posteriormente, se puede utilizar los criterios de diseño para muros de mampostería integral establecidos en el artículo 9.7 del capítulo. Este proceso de diseño ha sido validado a través de un proyecto de graduación (Sáenz, 2009).

Para el diseño de los “**muros de marcos rellenos con mampostería**” se debe utilizar el modelo de un marco arriostrado con un puntal de compresión (marco equivalente). Se pueden utilizar los criterios expuestos en el capítulo 7 (Masonry Structures) del libro “Seismic Design of Reinforced Concrete Masonry Buildings” (Paulay, T., y Priestley, N., 1992).

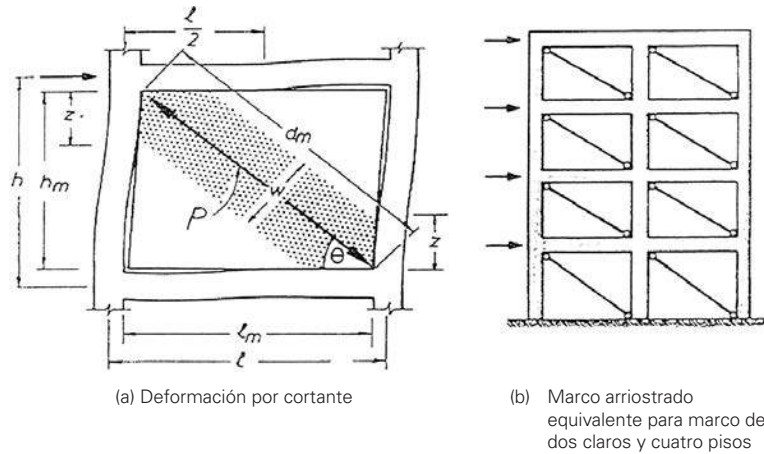


Figura C.9.12. Puntal de muro de marco relleno de mampostería (Paulay, T., y Priestley, N., 1992).

Se debe prestar especial atención a las diferentes formas de falla de este tipo de muros así como a los elementos de confinamiento.

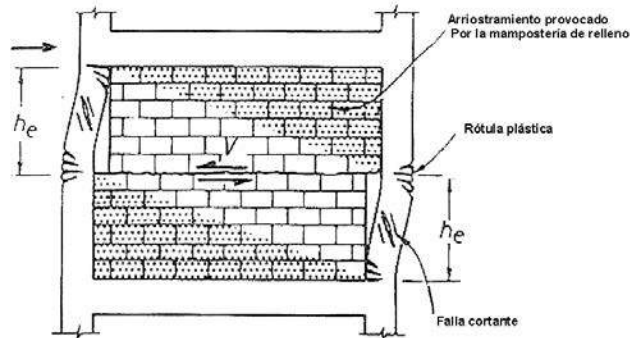


Figura C.9.13. Posibles fallas de muro de marco relleno de mampostería. (Paulay, T., y Priestley, N. 1992).

En algunos países se acostumbra usar la mampostería de relleno sin refuerzo. Sin embargo, en Costa Rica se ha usado mampostería reforzada para el relleno, por lo que se pretende mantener esa práctica y se establece como obligatorio el uso de refuerzo en la mampostería de relleno.

Los requisitos del Código pretenden evitar la falla por cortante en el plano horizontal por lo que se exige diseñar para una respuesta elástica; esto es, usar un factor espectral dinámico para ductilidad igual a 1. Además, no se pueden reducir las fuerzas de diseño por efecto de la sobrerresistencia, ya que se debe multiplicar los resultados del análisis por  $SR=2$ . Esto resulta en valores de cortante muy altos; sin embargo, para el cálculo del  $V_m$  el Código presenta una expresión que permite considerar el aporte de la mampostería, el del refuerzo que cruza el plano de falla y el efecto de la capacidad en cortante de las columnas del marco de concreto. Igualmente riguroso es el Código con respecto a posibles fallas del puntal diagonal, pues presenta expresiones para estimar su capacidad.

## Referencias

- Amrhein, J., Lee, D., 1984. "Design of Reinforced Masonry, Tall Slender Walls", Western States Clay Products Association, San Francisco California.
- Carballo, G., 2004. "Propiedades mecánicas de la mampostería con bloques sólidos de arcilla". Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Carvajal, W., 2000. "Propiedades mecánicas de la mampostería de bloques rellenos de concreto de 12x20x40 cm". Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Cascante, L., 2001. "Propiedades mecánicas de la mampostería de bloques rellenos de concreto de 20x20x40 cm". Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- CIVCO, 1994. "Bloques modulares intercambiables para la mampostería reforzada", Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcción (CIVCO), Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Drysdale, R. y otros 1999. "Masonry Structures, Behavior and Design", Prentice Hall, New Jersey, USA, The Masonry Society, Second Edition.
- Eurocode 8. "Design of Structures for Earthquake Resistance" (BS EN 1998-1:2004)
- Gaceta Oficial del Distrito Federal, Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, tomo II, 2004.
- IMCYC, 1988. "Diseño y construcción de estructuras de bloques de concreto", Editorial LIMUSA.
- IBC, 2000. International Building Code 2000, International Code Council.
- Montes de Oca, F. 1999. "Aplicación de la teoría de viga al análisis del comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

- Navas, A., 1999. "Propiedades mecánicas de la mampostería de concreto." Tesis sometida a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- NERHP, 1997. "Recommended Provisions, FEMA 302." Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- Norma Técnica E. 070, Albañilería, Resolución ministerial N° 011-2006-Vivienda, Perú, 2006.
- Paulay, T., Priestley, N., 1992. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New Zealand Standard 4230-P:1985 Standard Association of New Zealand.
- Rodríguez, R. 1999. "Medición de las propiedades estructurales en la mampostería de bloques de concreto rellenos de 15x20x40 cm." Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Sáenz, A., 2009. "Comportamiento estructural de muros de mampostería confinada en escala reducida con ductilidad local óptima." Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Schneider, R., Dickey, W., 1994. "Reinforced Masonry Design," Editorial Prentice Hall., USA, 3th edition.
- TMS, 2000. "Commentary to Chapter 21, Masonry of the 1997," Uniform Building Code, The Masonry Society Codes and Standards Committee.
- TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08, 2008. "Building Code Requirements for Masonry Structures and Companion Commentaries"
- NZS 4230:2004 Design of Reinforced Concrete Masonry Structures.

# C10

## Requisitos para acero estructural

### C10.1 Requisitos generales

#### C10.1.1 Generalidades

Tal y como sucedió con la versión anterior del CSCR en el año 2002, este capítulo dedicado a los “Requisitos para acero estructural” presenta un cambio sustancial tanto en su extensión como en su contenido.

Las referencias bibliográficas utilizadas se han movido al inicio del capítulo con el fin de que el usuario las tenga presentes en todo momento y a lo largo de la utilización del texto.

Se agregó una sección dedicada a los materiales donde entre otras cosas se define su calidad mínima, las resistencias esperadas, los criterios para secciones pesadas y para los consumibles de soldadura. De igual manera se introduce una nueva sección dedicada exclusivamente al contenido mínimo necesario para los planos y especificaciones para las estructuras de acero.

Las fórmulas para definir las razones de esbeltez local de los elementos, se acompañan de un conjunto de figuras ilustrativas que facilitan la interpretación de las ecuaciones.

Finalmente, se introdujeron artículos totalmente nuevos como: el artículo 10.7 dedicado a los “muros de corte a base de placas”, el artículo 10.8 para el diseño de

“sistemas sismorresistentes con base en perfiles de acero laminado en frío con secciones esbeltas” y el artículo 10.9 denominado “Control de calidad”. Además, se incluyó un nuevo anexo B, en el cual se describen los requisitos y procesos de diseño para conexiones precalificadas para uso en IMF y SMF.

## C10.1.3 Materiales

### C10.1.3.1 Especificaciones de materiales

Se brinda una lista de los aceros estructurales que pueden ser utilizados como parte de los sistemas sismorresistentes a diseñar. La selección de los aceros se basó en sus propiedades inelásticas y en su capacidad a ser soldado (“soldabilidad”). En general, estos satisfacen las siguientes características:

Razón de esfuerzo de cedencia a esfuerzo último no mayor a 0.85.

En el diagrama de “esfuerzo-deformación unitaria”, y para el esfuerzo de cedencia, una zona amplia de deformación.

Una gran capacidad de deformación inelástica (por ejemplo, elongación total mayor o igual al 20% en una longitud de 50 mm).

Buena capacidad para ser soldado.

La necesidad de tener pernos con pretensión en las conexiones de los sistemas sismorresistentes se debe al potencial de elementos y conexiones de tener reversión de esfuerzos e incursión en el rango inelástico. Son aceptados los pernos de designación A325 y A490 (referencia 1 del Código), incluyendo los pernos con sistema de control de tensión tipo “desprendimiento de cabeza por torsión mínima” (“Twist Off Tension Control Structural Bolt”) según la especificación ASTM F1852 o F2280. El uso de otros tipos de pernos como el SAE grado 5 o grado 8 no está permitido por este código como parte de los sistemas sismorresistentes. Los procesos de control de fabricación de estos pernos difieren con aquellos permitidos por el Código.

Los pernos de anclaje deben satisfacer la especificación ASTM F1554, sin embargo se pueden utilizar otros materiales permitidos en la referencia 1, para los mismos fines. Estos materiales alternativos pueden utilizarse, siempre y cuando se cumpla en primer término con la filosofía de diseño descrita en el artículo 1.1 del Código. Esto conlleva a satisfacer el nivel de demanda sísmica especificado, así como a observar las regulaciones brindadas por el ACI-318 (y el capítulo 8 del Código).

La designación de los aceros para la fabricación de perfiles laminados en frío, se basa en las especificaciones de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM), con excepción del JIS-G-3132 SPHT 2, que es comúnmente utilizado en nuestro medio. En la referencia 4 del Código se nombran diferentes tipos de aceros adecuados para el laminado en frío. La propiedad más importante en estos aceros es la ductilidad del material: capacidad para deformarse más allá del límite elástico

sin pérdida sustancial de la resistencia. La ductilidad es una característica deseable del material y se requiere durante el proceso del doblado de las láminas. La relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de cedencia del acero es un indicador del endurecimiento por deformación. De acuerdo con la referencia 4 del Código, se considera que la ductilidad del material será aceptable cuando se cumple con 10.1.3.1.d.i y 10.1.3.1.d.ii. Los aceros que no cumplen con estos requisitos no deben ser utilizados como parte de los sistemas sismorresistentes.

### C10.1.3.2 Resistencia esperada del material

En sismos recientes han ocurrido fallas frágiles de conexiones viga-columna y de conexiones en los extremos de las riostras, producto de una combinación de variables. Uno de los factores causantes de estas fallas pudo haber sido el no reconocer que el esfuerzo de cedencia real en los elementos de acero es superior al esfuerzo de cedencia mínimo especificado, lo cual eleva la demanda en las conexiones. Estudios posteriores llevaron a la conclusión de utilizar el valor promedio de esfuerzo de cedencia esperado, determinado para cada tipo de acero mediante el valor de  $R_y$ , en el cálculo de la demanda en las conexiones.

Se define el valor  $R_y$  como la razón entre el esfuerzo de cedencia esperado  $F_{ye}$  y el mínimo especificado  $F_y$ . De esta manera, en el cálculo de capacidad de conexiones y otros elementos que deban sostener el desarrollo de inelasticidad en otro elemento, debe utilizarse el valor de cedencia esperado  $F_{ye}$ , calculado como el producto del factor  $R_y$  por la cedencia mínima especificada  $F_y$ .

De igual manera, se define el valor  $R_t$  como la razón entre el esfuerzo en tracción esperado  $F_{te}$  y el mínimo especificado,  $F_u$ .

Los valores reportados en la tabla 10.1 del Código fueron tomados de la tabla A3.1 de la referencia 3. Los valores de  $R_y$  y  $R_t$  reportados para el acero JIS G 3132 SPHT 2 fueron derivados mediante ensayos experimentales realizados en el país. Estos valores deben ser revisados periódicamente para asegurar que los valores utilizados de  $R_y$  y  $R_t$  reflejen la práctica de producción de estos y otros tipos de aceros.

Los valores de  $R_y$  y  $R_t$  para aceros de otras normas no se tienen a disposición, y deben ser determinados experimentalmente a partir de una muestra estadísticamente significativa.

### C10.1.3.3 Secciones pesadas que forman parte del sistema sismorresistente

El proceso de fabricación de secciones laminadas en caliente y placas de espesores menores, permiten lograr una tenacidad suficiente para cumplir con los requisitos de este inciso. Por el contrario, se ha comprobado que el proceso de fabricación de las secciones pesadas y placas gruesas no necesariamente logra que

se obtenga la tenacidad mínima requerida. Por lo tanto, para las secciones pesadas que forman parte del sistema sismorresistente, se requiere la tenacidad mínima especificada en este inciso.

#### **C10.1.3.4 Consumibles para soldadura**

Como es de esperar, el desempeño de los sistemas sismorresistentes con uniones soldadas está estrechamente relacionado no solo a la calidad de ejecución de estas, pero también a la calidad de los materiales que las componen. La correcta selección del tipo de electrodo y sus propiedades mecánicas es determinante para alcanzar los objetivos estipulados en este código.

El material de aporte requerido en este código (electrodos) tiene un contenido de hidrógeno controlado para procurar una tenacidad mínima y desarrollar un comportamiento dúctil y no frágil de las conexiones de los sistemas sismorresistentes. En el caso de las soldaduras críticas por demanda, los requisitos de tenacidad, son aún mayores ya que se considera que las demandas de esfuerzos en éstas son altas y la falla de alguna de estas uniones puede resultar en una pérdida sensible de capacidad o rigidez de la estructura.

En el caso de sistemas sismorresistentes que estén sometidos a temperaturas bajas (temperatura promedio diaria sea inferior a  $+10^{\circ}\text{C}$ ), la tenacidad mínima del material de aporte se debe ajustar según las indicaciones de la referencia 8.

### **C10.1.4 Planos y especificaciones**

#### **C10.1.4.1 Generalidades**

A diferencia de otros materiales, el uso del acero estructural en sistemas sismorresistentes requiere de una serie de detalles que deben ser comunicados a los diferentes profesionales responsables involucrados en el proceso de construcción. Estos detalles y particularidades solo pueden ser comunicados mediante los planos y especificaciones. Por ejemplo las uniones en acero tienen varias posibles configuraciones, algunas de ellas pueden tener continuidad, otras pueden ser conexiones simples de cortante. Indicar cuáles son los sistemas sismorresistentes, así como los tipos de elemento y sus conexiones y zonas protegidas, es una práctica importante y debe estar contenida en los documentos constructivos. Los planos y especificaciones deben reflejar las intenciones y decisiones del diseñador.

#### **C10.1.4.2 Construcción en acero**

Para detallar la configuración de las uniones, es necesario que se indique en planos las ubicaciones de los puntos de intersección de las líneas centro de cada uno de los elementos (puntos de trabajo). Con esta información es posible detallar en planos de taller todos los componentes y uniones.

Los materiales, tamaños, espesores de componentes y elementos, tipo de soldadura y tenacidad en cada unión deben ser detallados. Asimismo el tipo, diámetro de perno y tipo de unión deben ser indicados. Las soldaduras críticas por demanda tienen un carácter especial en los sistemas sismorresistentes y estas tienen requisitos de ensayo especiales para asegurar la tenacidad requerida.

La presencia de placas de respaldo afecta el flujo de esfuerzos en la conexión y pueden producir concentración de esfuerzos. Por esta razón, puede ser requerido remover la placa de respaldo de soldadura, en algunas ubicaciones. La referencia 8 suministra una guía y detalles para el refuerzo o remoción de las placas de respaldo. De esta manera el profesional responsable debe evaluar en cada situación según los requisitos de precalificación de las uniones la necesidad de remover o no la placa de respaldo.

El análisis y la investigación han demostrado que la geometría de las perforaciones de acceso, tienen un efecto significativo en el comportamiento de las conexiones de momento. La escogencia del tipo de perforación de acceso queda a criterio del profesional responsable, excepto cuando se utilicen conexiones precalificadas. En este caso la escogencia del tipo de perforación debe ser evaluada según los requisitos de precalificación de cada unión. Es así, por ejemplo, que algunos tipos de unión no requieren perforaciones de acceso, y su presencia más bien puede comprometer el correcto desempeño de la conexión, como es el caso de las uniones de placa extrema emperrada (bolted end plate connections), empalmes de columna o conexiones a placas de asiento.

### C10.1.4.3 Planos de taller

Como cualquier proceso industrializado, la fabricación de componentes para estructuras de acero, requiere de una serie de documentos, denominados planos de taller. La elaboración de estos documentos no es responsabilidad del profesional responsable de diseño, sino más bien del profesional responsable de la construcción. Sin embargo, sí es responsabilidad del profesional responsable de la inspección, revisar que estos contengan información mínima mencionada en los incisos 10.1.4.1 y 10.1.4.2.

Las indicaciones e información contenida en estos documentos, permite la fabricación de elementos de forma repetitiva y de esta forma se pueden aplicar conceptos de aseguramiento y control de calidad como en todo proceso industrial.

Como se ha mencionado anteriormente, hasta los más pequeños detalles, pueden afectar el desempeño esperado del sistema sismorresistente. Es así como la preparación de los bordes de placas para soldadura, procedimientos de soldado y tolerancias para el corte de elementos o componentes, entre otras indicaciones, son elementos fundamentales que deben estar contenidos en los planos de taller. Así, se pretende transmitir claramente las intenciones del diseñador y asegurar el desempeño de la edificación.

## 10.2 Requisitos generales de diseño

### C10.2.1 Generalidades

El objetivo principal de este capítulo es facilitar la información necesaria para determinar la resistencia requerida y la disponible para los diferentes sistemas sismorresistentes en acero.

### C10.2.2 Requisitos generales de diseño sísmico

Las disposiciones de este capítulo están basadas en la versión del 2010 de las disposiciones sísmicas del AISC, referencia 3. Los requisitos indicados en esta referencia fueron analizados y adaptados a las circunstancias propias de nuestro país.

El objetivo de este capítulo es brindar la información mínima necesaria para poder dimensionar los diferentes elementos, componentes y uniones de los sistemas sismorresistentes en acero, para las demandas sísmicas determinadas en la sección 2 (capítulos 3 al 7). Sin embargo, para poder determinar la demanda sísmica de un determinado sistema sismorresistente, es necesario tener conocimiento de ciertas variables o características de cada uno de ellos, como por ejemplo la ductilidad local. Estas variables están indicadas claramente en la tabla 10.5, lo cual permite integrar los requisitos de los sistemas sismorresistentes con los de demanda sísmica de la sección 2.

En el diseño y conceptualización de estructuras de acero es común el uso de componentes que se pueden clasificar como frágiles según la definición del artículo 4.4, como por ejemplo soldaduras, pernos de alta resistencia y otros. Sin embargo, el hecho de que existan estos componentes frágiles dentro del sistema sismorresistente no necesariamente implica que el sistema sismorresistente tenga un comportamiento frágil. Esto ocurre debido a que el comportamiento de esos elementos frágiles no es determinante en la respuesta global del sistema sismorresistente. Para que este sea el caso, la intención del Código es que el diseñador proporcione los elementos, componentes y uniones de tal forma que puedan alcanzar la ductilidad local requerida para los diferentes sistemas indicados en este capítulo y así procurar la ductilidad global prescrita en el diseño. Los principios de diseño por capacidad que forman parte de las disposiciones de este capítulo buscan cumplir con este propósito en el diseño sísmico de estructuras de acero.

### C10.2.3 Definición de cargas y combinaciones de carga

En este inciso se define el término carga sísmica amplificada  $CS_a$ , resultado de la multiplicación de la carga sísmica  $CS$  y la sobrerresistencia  $SR$  y su aplicación en las ecuaciones [6-3] y [6-4]. La intención es lograr que ciertos elementos, componentes

y uniones sean diseñados con una demanda sísmica mayor a la determinada según la sección 2, considerando el efecto de la sobrerresistencia.

El uso del factor incremental del inciso 6.2.2 para el diseño de elementos, componentes y uniones frágiles según la definición del artículo 4.4 también es aplicable al diseño de estructuras de acero. Sin embargo, al igual que en otro tipo de estructuras, el factor incremental debe utilizarse para calcular las fuerzas de diseño que actúan en aquellos componentes frágiles cuyo comportamiento sea determinante en la respuesta global del sistema sismorresistente. En la mayoría de los sistemas sismorresistentes en acero que pueden desarrollar cierta ductilidad (ver tabla 10.5), el Código recomienda utilizar los principios de diseño por capacidad para proteger los elementos, componentes o uniones frágiles y así permitir el desarrollo de la ductilidad global del sistema. El diseño por capacidad asegura que el comportamiento de los componentes frágiles sea esencialmente elástico, y por lo tanto, que la presencia de los componentes frágiles no sea determinante en la respuesta global del sistema. Sin embargo, el diseñador debe ser capaz de discernir aquellos casos en los cuales sea necesario utilizar el factor incremental para lograr un desempeño adecuado del sistema sismorresistente en acero.

## C10.2.4 Criterios de diseño

### C10.2.4.1 Resistencia requerida

Es importante mencionar que en esta versión del capítulo 10 se hacen evidentes por primera vez los principios de diseño por capacidad para determinar la resistencia requerida de ciertos elementos, componentes y uniones de una manera racional y explícita. El diseño por capacidad supone que las deformaciones inelásticas producidas por el sismo de diseño estarán concentradas en ciertos elementos o componentes de un sistema sismorresistente; estos elementos o componentes funcionan como fusibles controlando así la respuesta del sistema estructural durante la sacudida sísmica. El resto de los elementos, componentes y uniones del sistema sismorresistente deben ser capaces de soportar las fuerzas impuestas por los elementos fusibles totalmente plastificados y endurecidos por deformación; por lo tanto la resistencia última requerida será la mayor de la carga última calculada con las combinaciones de carga o la que resulte del diseño por capacidad.

### C10.2.4.2 Resistencia disponible

En la mayoría de los casos la resistencia disponible de los elementos de acero se calcula con base en las disposiciones de la especificación AISC 360-10 (referencia 1). Sin embargo, en algunos casos particulares la resistencia disponible se debe calcular utilizando las ecuaciones contenidas en este capítulo.

### C10.2.4.3 Sistema estructural

Tal y como se establece en la sección 2 de este código se busca que las estructuras de acero posean suficiente resistencia y rigidez en al menos dos sentidos ortogonales. En la tabla 10.5 se incluyen algunos de los sistemas sismorresistentes más utilizados para este fin. Estos sistemas son los que tradicionalmente han tenido mayor uso en nuestro país. Sin embargo, existen otros sistemas sismorresistentes que han sido desarrollados de los que se tiene información experimental y procedimientos detallados de diseño que no fueron incluidos en la tabla 10.5. La intención de este código no es prohibir su utilización siempre y cuando los sistemas cumplan con los objetivos de desempeño de este código. Las disposiciones de diseño para varios de estos sistemas se encuentran en el AISC 341 (referencia 3). Unos de estos sistemas pueden ser por ejemplo las columnas especiales en voladizo, los sistemas sismorresistentes compuestos (acero-concreto) o los marcos arriostrados restringidos al pandeo (BRB).

### C10.2.5 Ductilidad local de los diferentes tipos de sistemas sismorresistentes

Basado en la referencia 3 del Código, se definen diferentes tipos de sistemas sismorresistentes de acero a los cuales se les asigna una ductilidad local y una ductilidad global según la tabla 10.5. La ductilidad local es única e inherente a cada tipo de sistema sismorresistente y puede ser óptima o moderada. La ductilidad global de cada sistema está indicada en la tabla 4.3 y depende de la ductilidad local, la regularidad de la estructura y del sistema estructural. Las ductilidades locales, en conjunto con el tipo de regularidad y de sistema estructural de la edificación, se utilizan para la determinación de  $\mu$  según la tabla 4.3.

La tabla 10.5 está dividida en dos grandes secciones, una para sistemas a base de elementos de acero estructural (laminados en caliente, secciones a base de placas, tubulares laminadas en frío con secciones compactas y no compactas) y otra para elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas (laminados en frío o armados con placas dobladas con secciones esbeltas según AISC 360 o AISI S100, referencias 1 y 4).

Los marcos ordinarios (OMF) están muy limitados y su utilización está restringida a edificaciones bajas y de poco peso. No tienen muchos requisitos por lo que se les asigna una ductilidad global baja ( $\mu=1.5$  como máximo). La utilización de ductilidades globales asignadas mayores puede darse al satisfacer los requisitos de los marcos intermedios (IMF) o de los marcos especiales (SMF), con ductilidades locales moderada y óptima, respectivamente.

Los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF) deben soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones con el sismo de diseño, razón por la cual se le asigna una ductilidad global baja ( $\mu=1.5$ ).

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) en el rango elástico proveen acción completa de cercha con elementos sujetos primordialmente a cargas axiales. Sin embargo, en un sismo moderado a severo, se espera que las riostras y sus conexiones tengan deformaciones inelásticas significativas e incursionen en el rango de post-pandeo. La incursión de las riostras y conexiones en ciclos de tracción y compresión con grandes deformaciones inelásticas hace que pueda ocurrir una falla prematura de estas, a menos que el detallado de las riostras y conexiones sea riguroso. Los requisitos de esbeltez para riostras en general son más estrictos que en la versión anterior del Código, lo cual permite asignar una ductilidad local óptima a los marcos especiales arriostrados concéntricamente. Este es un cambio importante sobre el Código Sísmico del 2002, que asignaba una ductilidad local moderada a estos sistemas.

Se ha mostrado que los marcos arriostrados excéntricamente (EBF) pueden brindar una rigidez elástica similar a la de los marcos arriostrados concéntricamente y excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, comparable a los marcos especiales (SMF) (Roeder y Popov, 1978, Libby, 1981, Merovich, Nicoletti y Hartle, 1982, Hjelmstad y Popov, 1983, Malley y Popov, 1984, Kasai y Popov, 1986a y 1986b, Ricles y Popov, 1987a y 1987b, Engelhardt y Popov, 1989a y 1989b y Popov, Engelhardt y Ricles, 1989). Por esta razón, se establece una ductilidad local óptima para los marcos arriostrados excéntricamente. Además, debido al excelente desempeño sísmico que muestran los EBF se permite utilizar las ductilidades globales de los sistemas duales aún cuando el sistema clasifique como tipo muro.

Los muros de corte a base de placas (SPSW) son sistemas que tienen una significativa capacidad de deformación inelástica y una alta capacidad de disipación de energía. Por lo tanto al igual que los marcos arriostrados excéntricamente tienen una ductilidad local óptima y se permite utilizar las ductilidades globales de los sistemas duales aún cuando el sistema clasifique como tipo muro.

La utilización de riostras tipo "K", según se describe en la figura 10.1 del código, es prohibida por el Código. La razón es que no es conveniente tener columnas que estén sujetas a fuerzas laterales no balanceadas provenientes de las riostras, las cuales pueden contribuir a la falla de las columnas.

## C10.2.6 Espesor mínimo para elementos del sistema sismorresistente

A diferencia del CSCR 2002 que establecía un espesor mínimo de lámina de 2.4 mm para perfiles laminados en frío, en este código establecemos un espesor mínimo de 3 mm para cualquier elemento o componente del sistema sismorresistente, ya sea este a base de elementos de acero estructural o base de elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas.

Este requisito obedece a razones constructivas ya que es muy difícil lograr buena calidad y las exigencias de detallado de este código con láminas de espesores menores al mínimo. Por esta razón cuando el proceso constructivo se ejecuta en condiciones controladas, se cumplen con las condiciones de control de calidad del artículo 10.9, y cuando el diseñador pueda garantizar que la capacidad del sistema no queda limitada por el uso de un espesor menor al mínimo y que sea controlada por un estado límite dúctil, se permite utilizar láminas con espesores menores que 3 mm.

## C 10.3 Análisis estructural

### C 10.3.1 Requisitos generales

El análisis estructural de estructuras de acero sigue los mismos lineamientos de los análisis descritos en el capítulo 7, es decir las fuerzas internas se distribuyen entre los diferentes elementos según su rigidez y según el estado de deformación de la estructura.

Para realizar el análisis se supone que todos los elementos están en el rango elástico, aunque las fuerzas sísmicas hayan sido calculadas con espectros reducidos que consideran comportamiento inelástico en varios puntos de la estructura.

Las propiedades de las secciones como momentos de inercia, áreas axiales, áreas de cortante, y otras relacionadas con el comportamiento a torsión, se calculan en la sección completa elástica; sin embargo en aquellas secciones que no son compactas se deben remover de la sección las partes de la misma sujetas a pandeo local.

Cuando existan secciones compuestas con elementos de concreto reforzados es conveniente considerar que el concreto participa en las propiedades de la sección únicamente cuando está en compresión, ya que la resistencia a la tracción del concreto se considera nula. El diseñador debe ser capaz de discernir cómo y cuando incorporar estos criterios en el modelo de análisis estructural.

### C 10.3.2 Requisitos adicionales

Las fuerzas internas obtenidas del método estático descrito en 7.4 o del método dinámico descrito en 7.5 representan valores mínimos de resistencia que la sección debe cumplir. En aquellos elementos, componentes y uniones cuyos diseños estén gobernados por desplazamientos (elementos dúctiles) las fuerzas internas resultantes del análisis serían las fuerzas de diseño cuyo valor habrá que proveer en resistencia. En aquellos elementos, componentes y uniones en los cuales se limita el comportamiento no lineal (diseño gobernado por fuerzas) las fuerzas de diseño corresponderán a las fuerzas máximas que los elementos colindantes les puedan transmitir. Esto se conoce como diseño por capacidad y su cálculo se detalla en otros artículos de este capítulo.

### C 10.3.3 Análisis no lineal

Se pueden utilizar los métodos no lineales indicados en el artículo 7.7 cuando se quiera estimar el desempeño de una estructura. El análisis no lineal indicará las fuerzas internas máximas en todos los elementos, componentes y uniones. Además indicará los desplazamientos y rotaciones inelásticas máximas que en ningún caso pueden exceder las indicadas en este capítulo o en el capítulo 7.

El diseñador puede utilizar los resultados de este análisis, para revisar, refinar o modificar los elementos, componentes y uniones del sistema estructural. El análisis no lineal permite la modificación de elementos, componentes y uniones tanto aquellos controlados por desplazamientos como los controlados por fuerzas. En todos los casos, el diseñador debe garantizar que en los sistemas sismorresistentes se mantenga la jerarquía de resistencias de los elementos, componentes y uniones mediante los principios de diseño por capacidad. Además, debe asegurar que todos los elementos, componentes y uniones que sean o no parte del sistema sismorresistente, tengan la capacidad de deformación necesaria para acomodar los desplazamientos de la estructura.

Los análisis no lineales que se realicen pueden basarse en los mismos modelos que se usaron para realizar el análisis estructural elástico, utilizado para asignar las resistencias iniciales. El modelo utilizado debe reflejar todos los cambios que se realizaron durante el proceso de diseño.

Las capacidades de cedencia de las secciones en los puntos donde se encuentran las rótulas plásticas se calculan con el esfuerzo de cedencia esperado  $F_y$ . La capacidad de deformación o de rotación plásticas se deberá estimar considerando los posibles pandeos locales y pérdidas de estabilidad antes o después de la cedencia.

## 10.4 Requisitos generales para el diseño de elementos y conexiones

### C10.4.1 Requisitos para elementos

No hay comentarios.

#### C10.4.1.1 Clasificación de elementos según su ductilidad

Para lograr los niveles de deformación inelástica deseados en aquellos sistemas sismorresistentes que requieran altos niveles de inelasticidad, las alas deben conectarse de manera continua al alma o a las almas y las razones de esbeltez de los elementos en compresión deben ser suficientes para resistir el pandeo local cuando ingresen al rango inelástico.

En esta versión del Código se han introducido dos conceptos nuevos para clasificar los elementos que son parte de los sistemas sismorresistentes: elementos con ductilidad moderada y elementos con ductilidad óptima. Esta clasificación obedece al grado de demanda inelástica de los elementos; de esta forma, los elementos que están sujetos a altos niveles de inelasticidad (clasificados como elementos con ductilidad óptima) deben cumplir con razones de esbeltez más exigentes con el fin de prevenir el pandeo local. De igual manera, los elementos clasificados como elementos con ductilidad moderada son aquellos elementos de los sistemas sismorresistentes que no están sujetos a altos niveles de inelasticidad; por lo tanto, sus secciones transversales no deben ser tan compactas como las de los elementos con ductilidad óptima.

Es importante recalcar que no todos los elementos de los sistemas sismorresistentes, que según la tabla 10.5 tienen una ductilidad local óptima, deben cumplir con las razones de esbeltez por sismo para una ductilidad óptima. En los artículos 10.5, 10.6 y 10.7 se indica, para cada sistema sismorresistente, cuáles elementos deben ser diseñados con ductilidad óptima o moderada.

La tabla 10.6 presenta los límites para los elementos en compresión tanto para elementos con ductilidad óptima como para elementos con ductilidad moderada.

#### **C10.4.1.2 Arriostramiento para estabilidad de las vigas**

Se ha comprobado experimentalmente que, para garantizar la capacidad de vigas sometidas a flexión bajo cargas cíclicas, se requiere de un sistema de arriostramiento que limite el desplazamiento lateral o la torsión. Los requisitos para el sistema de arriostramiento para vigas de SMF lo han estudiado en gran detalle Nakashima, Kanao y Liu (2002) y los requisitos del Código se basan en dicho estudio.

La separación máxima de los soportes laterales para las vigas de los SMF clasificados como elementos con ductilidad óptima permanece igual que las versiones anteriores de la referencia 3. Mientras que para las vigas de IMF y los HBE, clasificados como vigas con ductilidad moderada, se permite una mayor separación entre los soportes laterales.

Adicionalmente al sistema de arriostramiento a lo largo de la viga, el Código indica que se debe colocar soporte lateral cerca de las zonas donde se espera la formación de rótulas plásticas, tanto para los IMF como para los SMF. Esta idea data de los estudios que originaron el diseño plástico en los años sesentas. El diseñador debe tomar en cuenta que, en varios detalles de conexiones viga - columna precalificados para sistemas IMF y SMF, se pretende desplazar la zona de rótula alejándola de la cara de la columna.

Los ensayos experimentales realizados como parte del proyecto SAC (FEMA 2000a) han demostrado que un entrepiso compuesto normal aporta el arriostramiento adecuado para evitar el deterioro excesivo de la capacidad, hasta alcanzar el ángulo de deriva en entrepiso requerido de 0.04 radianes. En el caso que el diseñador

requiera mejorar el comportamiento del sistema o se requiera alcanzar un ángulo de deriva mayor, el diseñador podría decidir añadir un sistema de arriostramiento adicional cerca de esas zonas donde se espera la formación de la rótula plástica.

#### C10.4.1.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas para cada sistema sismorresistente están definidas en los artículos 10.5, 10.6 y 10.7; asimismo, en el Anexo B se definen las zonas protegidas para las conexiones precalificadas para los sistemas IMF y SMF.

El programa de estudios experimentales FEMA/SAC ha demostrado que el comportamiento de las regiones que experimentan deformaciones unitarias inelásticas importantes es sensible a las discontinuidades ocasionadas por soldadura, cambios abruptos de sección, orificios e imperfecciones propias de los procesos constructivos. Por esta razón es que los procesos que causan este tipo de imperfecciones están prohibidos en las zonas que experimentan grandes deformaciones unitarias inelásticas definidas en el Código como zonas protegidas.

Se le advierte al diseñador que no todas las regiones que experimenten grandes deformaciones unitarias inelásticas han sido designadas como zonas protegidas. Por lo tanto, se deben tomar las medidas necesarias para evitar discontinuidades en estas zonas especiales como, por ejemplo, en la zona de panel de conexiones viga – columna.

#### C10.4.1.4 Columnas

En este inciso se reconoce que el buen comportamiento de las columnas es fundamental en el desempeño de la estructura y se pretende alertar al diseñador de que las máximas acciones para diseño no necesariamente se derivan de un análisis estructural convencional y de las combinaciones de cargas de las ecuaciones [6-1] a [6-4]. La demanda de diseño puede también estar asociada a las máximas cargas transferidas a la columna por el sistema y estar determinada según los principios de diseño por capacidad o por la resistencia de las fundaciones. Los lineamientos específicos para determinar estas cargas están dados para cada sistema en los artículos 10.5, 10.6 y 10.7.

#### C10.4.1.5 Diafragma de entrepiso

En zonas de alta sismicidad el diafragma de entrepiso es uno de los elementos más importantes del sistema sismorresistente. Consecuentemente, en nuestro país es recomendable el uso de diafragmas rígidos de sección compuesta o no compuesta. Cualquiera que sea el caso, el diseñador debe garantizar un flujo de cargas horizontales adecuado para recolectar y distribuir las fuerzas del sismo a los elementos verticales del sistema sismorresistente.

El diafragma debe ser diseñado según las disposiciones del artículo 4.6 y del inciso 6.2.2. En algunos casos se deben incluir las fuerzas provenientes de pisos superiores; tal es el caso de un nivel donde hay un cambio en la rigidez estructural que resulte en una redistribución de fuerzas.

## C10.4.2 Conexiones

### C10.4.2.1 Generalidades

Las disposiciones del capítulo J de la referencia 1 se aplican al diseño de las conexiones con demandas de ductilidad mínimas. El diseño de las conexiones sujetas a demandas de ductilidad importantes bajo el sismo de diseño requiere los criterios adicionales de este inciso.

### C10.4.2.2 Conexiones empernadas

Las conexiones de los *sistemas sismorresistentes* deben tener una configuración y un diseño que permitan el comportamiento dúctil del elemento o de la conexión. Esto con el propósito de permitir redistribución de esfuerzos antes de la falla y que los *sistemas sismorresistentes* puedan sufrir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, sin pérdida sensible de su resistencia. En especial, deben evitarse las fallas frágiles tales como fracturas de tracción o cortante, cortante en el perno, ruptura de bloque de cortante u otro.

La necesidad de tener pernos con pretensión en las conexiones de los *sistemas sismorresistentes* se debe al potencial de elementos y conexiones de tener reversión de esfuerzos e incursión en el rango inelástico. No es posible ni necesario evitar el deslizamiento entre placas durante el sismo de diseño aun utilizando conexiones de deslizamiento crítico ("slip-critical connections"). Sin embargo, es conveniente contar con una resistencia nominal al deslizamiento para controlar el daño en las conexiones durante sismos de intensidad moderada. Esto se logra preparando las zonas de contacto entre placas al menos como una superficie clase A, con un coeficiente de fricción mínimo de 0.33.

La capacidad de las conexiones empernadas pretensadas puede ser determinada por aplastamiento siempre y cuando se preparen las superficies de deslizamiento al menos como se indica en el párrafo anterior.

La intención de estos requisitos es que, durante un sismo moderado, la resistencia al deslizamiento evite la deformación excesiva de la unión y que, durante el sismo de diseño, se desarrolle la resistencia total de la unión por aplastamiento.

Se hace notar al diseñador que el límite del esfuerzo por aplastamiento de  $R_n = 2.4dt F_u$  se utiliza para limitar la deformación por aplastamiento a un valor máximo de aproximadamente 6 mm. Debe reconocerse que los esfuerzos de aplastamiento

reales en un sismo pueden superar los de diseño y que las deformaciones de los orificios pueden exceder este límite teórico.

Con el propósito de limitar las deformaciones en las conexiones empernadas durante un sismo, los *sistemas sismorresistentes* deben utilizar conexiones con orificios estándar o de ranuras cortas con la dirección de la ranura perpendicular a la dirección de deformación de la unión. Alternativamente, puede recurrirse a sistemas de orificios diferentes, siempre y cuando tengan el respaldo de ensayos de laboratorio.

Para las combinaciones de carga que involucren sismo, no se permite sumar las capacidades de las soldaduras y los pernos para resistir las cargas de diseño que actúen en una misma dirección. Esto se debe a la incompatibilidad de deformaciones últimas de estos sistemas. Por ejemplo, las cargas axiales en una columna de sección "I" no pueden ser soportadas por almas soldadas y alas empernadas de una misma sección. Este capítulo no limita la utilización de pernos de erección en conexiones soldadas, tales como conexiones viga – columna con placas de conexión de alma ("shear tabs"). En estos casos los pernos resistirían las cargas temporales durante la erección, pero la soldadura debe ser diseñada para resistir la totalidad de las cargas de diseño.

#### C10.4.2.3 Conexiones soldadas

Todas las conexiones soldadas deben contar con una especificación del procedimiento de soldadura (WPS) basado en los requisitos de la referencia 5. Se enfatiza que, para lograr el comportamiento adecuado de las conexiones soldadas, el material de aporte (electrodo) debe tener propiedades mecánicas que garanticen suficiente tenacidad, según se indica en el inciso 10.1.3.4.

Las zonas de rótulas plásticas se caracterizan por tener altas concentraciones de deformaciones inelásticas y cualquier alteración, daño o discontinuidad puede iniciar la formación y propagación de fisuras que pongan en riesgo su estabilidad. Por lo tanto, se enfatiza la necesidad de evitar y, cuando sea necesario, reparar estas alteraciones, daños o discontinuidades, particularmente cuando puedan afectar el comportamiento sísmico de la estructura.

#### C10.4.2.4 Placas de continuidad y rigidizadores

La intención de los requisitos indicados en el Código es evitar soldar en el área k de los perfiles laminados en caliente en uniones con restricción, componentes tales como rigidizadores y placas de continuidad. Los experimentos realizados han demostrado que las soldaduras en dichas zonas generan concentraciones de esfuerzos no deseados que podrían propiciar fracturas en la unión. Este impedimento incluye las placas de continuidad utilizadas en las columnas en conexiones viga-columna y los rigidizadores utilizados en las vigas acople de los EBF.

También, en los casos que sea posible, las soldaduras de penetración o soldaduras de filete con varios pases en elementos de un sistema sismorresistente deben evitarse en el área k. Un ejemplo común son las soldaduras utilizadas para conectar placas de refuerzo en las zonas de panel en conexiones viga-columna.

### C10.4.2.5 Empalmes en columnas

#### a. Ubicación de empalmes

Los empalmes de columnas deben alejarse de las uniones viga-columna para reducir los efectos de flexión. En general, se recomienda que los empalmes se ubiquen en el tercio medio de la altura libre de la columna. Para edificios con alturas usuales, la altura de 1.20 m está dentro de este tercio medio y facilita la erección del edificio por un asunto de acceso al empalme. Para los casos de columnas bajas, conviene localizar los empalmes en la mitad de su altura libre.

#### b. Capacidad requerida

Con excepción de los marcos dúctiles; se requiere que la capacidad disponible de los empalmes de las columnas iguale o exceda la capacidad requerida de las columnas indicada en el inciso 10.4.2.5(b), así como la capacidad axial requerida, la flexión y el cortante en el empalme, producto de las combinaciones de carga dadas por las ecuaciones [6-1] a [6-4].

Los empalmes de alas de columnas de gran espesor, con soldaduras de penetración parcial, muestran un comportamiento sin *ductilidad* bajo cargas de tracción (Popov y Stephen, 1977 y Bruneau et al., 1987). Esta es la razón por la que los empalmes construidos con soldadura de penetración parcial requieren un 100% de incremento en la capacidad requerida.

El cálculo de la capacidad mínima disponible indicada en el inciso 10.4.2.5(b)2 incluye el factor  $R_y$ . Esto resulta en una capacidad que no es menor al 50% de la capacidad en cedencia esperada de las alas de la columna. Se puede considerar que las soldaduras de penetración total satisfacen este requisito. Sin embargo, en los casos que se requiera realizar transiciones graduales para aliviar la concentración de esfuerzos donde podría ocurrir pandeo local en el cambio del ancho o espesor de las alas de las columnas en el empalme según el inciso 10.4.2.5(b)3. Los esfuerzos de tracción deben calcularse sumando el esfuerzo axial uniforme a los esfuerzos de flexión elásticos, utilizando el módulo de sección,  $S$ .

Los empalmes de columna en marcos dúctiles deben ser diseñados para que su resistencia exceda la demanda requerida. Adicionalmente, en ambas direcciones ortogonales, los empalmes deben tener una resistencia en flexión y cortante igual o mayor que la capacidad de la columna más débil, considerando  $R_y$ . El Código permite una excepción a este último requisito si se demuestra, por medio

de los principios de diseño por capacidad, que esta capacidad calculada excede la máxima demanda que pueda ser transferida al empalme por el sistema.

Estas consideraciones se aplican a una configuración de marco común, donde el comportamiento de las columnas lo rige la compresión. Otras consideraciones adicionales en el detallado del empalme podrían ser necesarias en el caso donde las columnas del marco sean dominadas por flexión en vez de compresión.

### c. Capacidad requerida en cortante

Los análisis inelásticos de edificaciones basadas en sistemas SMF han mostrado la importancia que tienen las columnas que no son parte de los *sistemas sismorresistentes* en distribuir el cortante sísmico entre los niveles (FEMA 2000f y FEMA 2000g). Aunque de manera conservadora se podría recomendar que estas columnas tengan capacidad para resistir el cortante derivado de la formación de rótulas plásticas en sus extremos, los estudios han revelado que, en general, los cortantes de estas columnas son menores que la mitad de los derivados de  $2M_{pc}/H$  (Krawinkler, 2001 y FEMA, 2000d). Por esta razón, se requiere que la capacidad de cortante en los empalmes de estas columnas sea  $M_{pc}/H$ , en ambas direcciones ortogonales.

### d. Configuración de empalmes en acero estructural

La unión de almas en los empalmes debe ser concéntrica con las cargas que actúan en la columna. Si se utilizan placas para unir las almas ya sea empernadas o soldadas, es necesario colocarlas en ambos lados con el objetivo de minimizar la excentricidad.

## C10.4.2.6 Placas de asiento de columnas

Las placas de asiento de las columnas son una parte del conjunto de elementos involucrados en la transferencia de cargas entre el sistema sismorresistente y su fundación. En el caso de sistemas sismorresistentes en acero, la placa de acero es un elemento de transición entre los elementos de acero estructural y los de concreto reforzado.

El diseño debe contemplar el flujo de cargas a través de los diferentes elementos y componentes involucrados en la transferencia de cargas entre el sistema sismorresistente y su fundación, para así procurar el comportamiento esperado de la edificación. Existen guías de diseño para este tema, tales como el Design Guide 1 del AISC (referencia1) y el apéndice D del ACI 318-08.

### a. Capacidad axial requerida

La capacidad axial requerida para la placa de asiento se calcula a partir de la capacidad axial de la columna indicada en el inciso 10.4.1.4 (o la capacidad de la columna requerida según el tipo de sistema sismorresistente), en combinación con las componentes verticales de la capacidad de la conexión de las riostras en caso de que existan.

La transferencia de fuerzas entre los elementos de conexión de la placa de asiento y los elementos de concreto reforzado es compleja. El diseñador debe ser cuidadoso a la hora de detallar el elemento de concreto considerando cuantías de acero, longitud de desarrollo de las barras, cuantía de acero de confinamiento y demás componentes, de forma que se garantice la continuidad y el equilibrio de las fuerzas.

#### **b. Capacidad requerida en cortante**

Para lograr transmitir las fuerzas de cortante de la placa de asiento a la fundación de concreto existen varios mecanismos. La fricción generada entre la placa y la superficie de concreto es probablemente el inicio del flujo de carga, sobre todo si los pernos de anclaje fueron pretensados. Adicionalmente hay otros mecanismos de transmisión, tales como: aplastamiento de los pernos de anclaje contra la placa de asiento, aplastamiento de llaves de cortante embebidas en lechada o aplastamiento de la columna embebida en la losa o viga de fundación.

El aplastamiento de los pernos de anclaje contra la placa usualmente se considera en el diseño y probablemente es suficiente cuando se quiere transmitir fuerzas de cortante bajas. De esta forma los pernos de anclaje se revisarían para la combinación de cargas de tracción y cortante.

La llave de cortante podría considerarse para transmitir fuerzas de cortante altas. En caso que se presenten fuerzas de tracción o volcamiento, deben instalarse pernos para resistir dichas fuerzas. Ver figura C10.1.

Cuando las columnas estén embebidas, se puede utilizar la capacidad por aplastamiento del concreto colocado alrededor de la columna. Nótese que los elementos de concreto deben diseñarse para resistir esta fuerza y transferirla a otras partes de la fundación o al terreno.

Cuando la columna se encuentre embebida en la fundación, podría servir como llave de cortante para transferir las fuerzas a la fundación. A veces es conveniente hacer la transferencia soldando el acero de refuerzo a la columna. Es importante mencionar que el comportamiento de este detallado será el de una sección compuesta, donde se debe garantizar que el acero de refuerzo del elemento de concreto tenga la longitud de desarrollo adecuada para transferir las cargas a las otras partes de la fundación.

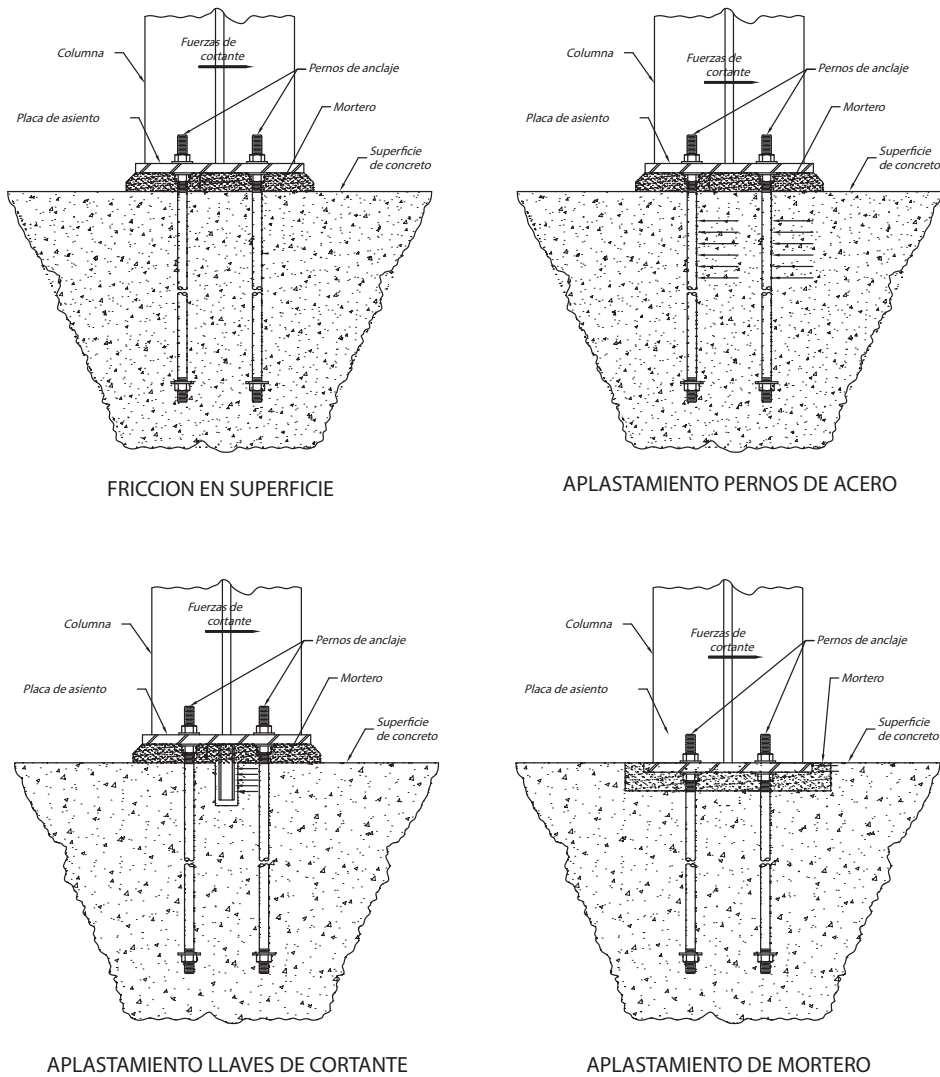


Figura C10.1. Mecanismos de transferencia de cortante en columnas apoyadas en la cimentación

### c. Capacidad requerida en flexión

La capacidad requerida de la placa de asiento se calcula suponiendo un mecanismo que forma rótulas plásticas en la placa de asiento, en combinación con la capacidad requerida de las conexiones de riostras presentes.

Para columnas sin riostras conectadas, no es necesario que la capacidad requerida en flexión exceda los valores de las combinaciones de carga con la carga sísmica amplificada. En el caso de marcos arriostrados, no se requiere la condición de alcanzar rótulas plásticas en las bases.

Usualmente se espera que un marco dúctil desarrolle rótulas plásticas en las bases de sus columnas. El detalle de la placa de asiento debe permitir la rotación requerida para la formación de la rótula; manteniendo, a su vez, la capacidad requerida supuesta por el diseñador. Estas condiciones son similares a los requisitos para conexiones viga – columna.

Tanto para marcos arriostrados como para marcos dúctiles el diseñador debe considerar a las placas de asiento de manera similar a una conexión viga – columna y debe aplicar principios del diseño y detalles similares. Sin embargo, existen diferencias importantes que deben considerarse:

- 1) Los pernos de anclaje largos embebidos en concreto se elongan más que los pernos o soldadura utilizados en las conexiones viga – columna. Esta elongación afecta la deriva del marco y debe tomarse en cuenta.
- 2) Las placas de asiento se apoyan sobre lechada o concreto que son más comprimibles que las alas de una columna en una conexión viga – columna.
- 3) Las conexiones de placas de asiento experimentan mayor carga longitudinal en el plano de las alas y menor carga transversal en el plano del alma, en comparación con las conexiones viga – columna.
- 4) El mecanismo de transferencia de cortante entre la placa de asiento y la lechada o concreto es diferente al experimentado entre la conexión de placa extrema empernada (*beam end plate*) y el ala de la columna.
- 5) Se debe considerar la rotación de la fundación, especialmente si se trata de fundaciones aisladas.

En la práctica actual se utilizan muchos tipos diferentes de conexiones de placas de asiento para columnas. Se requiere más investigación para lograr entender mejor su comportamiento bajo cargas sísmicas y formular mejoras en los procedimientos de diseño. Por esta razón, los diseñadores deben ser precavidos y utilizar el buen juicio en el diseño y detallado con el objetivo de alcanzar la capacidad, rigidez y ductilidad deseadas en este tipo de conexión tan importante.

## 10.5 Sistemas de marcos

### C10.5.1 Marcos ordinarios (OMF)

#### C10.5.1.1 Alcance

Las disposiciones de este inciso se aplican para los sistemas *sismorresistentes* conformados por marcos ordinarios de acero. Además de la configuración usual a base de vigas y columnas, se incluyen en este inciso los marcos de sección variable del tipo industrial (o galpón) y los marcos con arriostramiento parcial (“Knee Braced Systems”). Ver figura C10.2. Estos últimos deben ser diseñados según los lineamientos de este inciso, debido a que su respuesta está dominada por la flexión

y el cortante en las vigas y columnas, y no por la fuerza axial en el diagonal. El diseñador debe garantizar que efectivamente la respuesta de estos elementos sea gobernada por la flexión, lo que se logra mediante el proporcionamiento adecuado de las dimensiones y rigideces de dichos elementos.

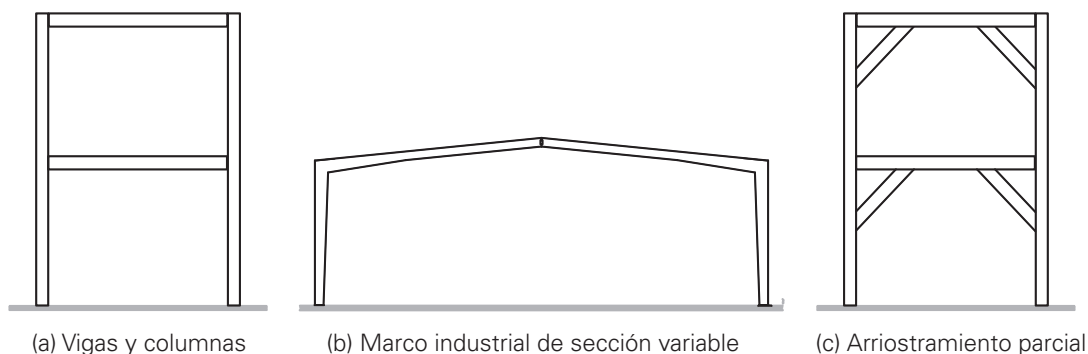


Figura C10.2. Algunas configuraciones de OMF

### C10.5.1.2 Criterios de diseño

Estos marcos son concebidos para disponer de una *ductilidad* mínima en sus elementos y en sus conexiones; por lo tanto, su valor de *ductilidad global asignada* para el diseño *sismorresistente* es restringido y no debe ser mayor que 1.5 según se desprende de lo indicado en la tabla 10.5. Además, debe cumplir con las limitaciones de altura y pesos indicados en la tabla 10.5, para que el comportamiento de estos sistemas sea acorde con los procedimientos de diseño y lo especificado en este artículo.

### C10.5.1.3 Requisitos de análisis

Durante un evento sísmico, no se espera que la respuesta de los marcos ordinarios presente grandes incursiones en el rango inelástico. Por lo tanto, estos sistemas pueden ser diseñados para las fuerzas internas determinadas a partir del análisis y usualmente los diseños por capacidad no son requeridos.

### C10.5.1.4 Requisitos del sistema

Por la misma razón expuesta en el inciso anterior, los sistemas a base de OMF no tienen requisitos especiales adicionales a los especificados en el ANSI/AISC 360 (referencia 1).

### C10.5.1.5 Elementos estructurales

Los elementos estructurales de un sistema *sismorresistente* a base de OMF pueden tener secciones compactas, no-compactas o esbeltas, según la clasificación de esbeltez local dada en la tabla B4.1 de la referencia 1. Además, debido a que no se espera ni se requiere de la formación de una rótula plástica estable en sus elementos, el soporte lateral de elementos y conexiones no tiene requisitos especiales más allá de los especificados en el apéndice 6 del ANSI/AISC 360 (referencia 1).

Los sistemas *sismorresistentes* a base de OMF no tienen zonas protegidas. Sin embargo, es recomendable evitar las discontinuidades producidas por el proceso de fabricación y montaje o por la colocación de aditamentos, pasantes o accesorios no estructurales directamente en la unión viga-columna o muy cerca de ella.

En reconocimiento de que estos sistemas responden con ductilidad limitada durante un sismo, las vigas de un OMF pueden ser sustituidas por armaduras. Sin embargo, debido a que los elementos de una armadura tienden a ser más susceptibles a los efectos de pandeo, es necesario diseñar la viga-armadura a partir de un análisis por capacidad capaz de determinar las fuerzas internas máximas que puedan ser transferidas a la viga-armadura por el sistema.

### C10.5.1.6 Conexiones

A pesar de que se espera que las demandas de rotación inelástica en los sistemas a base de OMF sean muy bajas, el daño en estructuras de acero provocado por terremotos recientes demostró que las conexiones prescritas por los códigos de diseño anteriores a 1994 tenían una capacidad de rotación inelástica casi nula. Las disposiciones de este inciso tienen la finalidad de conferir a las conexiones una mayor capacidad de rotación inelástica para que sean capaces de mantener su integridad durante el sismo de diseño.

#### C10.5.1.6a Soldaduras críticas por demanda

El trato que se le dé a las soldaduras en su diseño y construcción es determinante para garantizar la capacidad de rotación inelástica en las conexiones. Por esta razón, se ha determinado que, en los sistemas OMF, las soldaduras de penetración completa entre las alas de la viga y la columna deben ser clasificadas como soldaduras críticas por demanda. Por lo tanto, deben cumplir con lo estipulado en el inciso 10.1.3.4.b.

#### C10.5.1.6b Requisitos para conexiones de momento rígidas

Mediante la aplicación de al menos una de las tres disposiciones prescriptivas especiales dadas en este inciso, es posible conferir a la conexión rígida de un OMF una mayor capacidad de rotación inelástica.

El primer método consiste en diseñar la conexión a partir de la estimación de la capacidad plástica real en flexión de los elementos conectados ( $R_y M_p$ ) y la capacidad requerida en cortante ( $V_u$ ) determinada según el análisis elástico, pero considerando el cortante sísmico por capacidad dado por la ecuación [10-9]. Este método parte del supuesto que alguno de los elementos conectados alcanza a formar una rótula plástica. En consecuencia, la conexión debe tener la capacidad suficiente para permitir el desarrollo estable de la rótula.

El segundo método consiste en diseñar la conexión para las fuerzas internas (flexión y cortante) determinadas a partir de un análisis por capacidad mediante el cual se determinan las fuerzas máximas (momento y cortante asociado) que el sistema puede transferir a la conexión. Este análisis debe considerar las resistencias disponibles de los elementos conectados, según el estado límite que controle su diseño. Este método permite una estimación congruente de las fuerzas de diseño nominal para la conexión en aquellos casos en los cuales los elementos conectados no sean capaces de formar una rótula plástica; por ejemplo, cuando son controlados por pandeo local o global. En general, con este método, la conexión debe ser diseñada para las siguientes capacidades requeridas:

Flexión:  $M_u = R_y M_n$  del menor elemento conectado

Cortante:  $V_u$ , determinada usando las combinaciones [6-1] a [6-4], pero reemplazando el efecto de la carga sísmica, CS, por la siguiente cantidad:

$$CS = k [R_y M_n] / L_{ef}$$

donde:

$R_y$  = razón del esfuerzo de cedencia esperado entre el esfuerzo de cedencia mínimo especificado,  $F_y$

$M_p$  = resistencia disponible de la sección

$L_{ef}$  = claro libre del elemento

$k = 1$  cuando el elemento esta en curvatura simple

$2$  cuando el elemento esta en doble curvatura

El tercer método puede ser utilizado cuando la viga y la columna sean elementos de sección laminada en caliente y consiste en la aplicación de cinco reglas de detallado prescriptivas. Estas reglas de detallado están basadas en los resultados de muchos ensayos experimentales realizados después del sismo de Northridge, particularmente en el marco del SAC Joint Venture.

### C10.5.1.6c Requisitos para conexiones de momento semirrígidas

En los sistemas *sismorresistentes* con base en OMF se permite el uso de conexiones semirrígidas, siempre y cuando se cumpla con todas las disposiciones de este inciso. Se pretende con estas disposiciones conferir una capacidad mínima a las conexiones de manera que el comportamiento del sistema sea congruente con

los criterios de diseño. Además, se deben considerar los efectos de la flexibilidad de la conexión en el análisis.

### C10.5.1.7 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente

Ver C10.4.3.

## C10.5.2 Marcos intermedios (IMF)

### C10.5.2.1 Alcance

Las disposiciones de este inciso se aplican para los sistemas sismorresistentes conformados por marcos intermedios de acero.

### C10.5.2.2 Criterios de diseño

Según lo descrito en el inciso 10.5.2.2 y las recomendaciones contenidas en la tabla 10.5, los marcos intermedios presentan una *ductilidad local* moderada. Por lo tanto, se admite y se pretende que presenten un comportamiento dúctil durante el sismo de diseño. Sin embargo, la baja capacidad rotacional del IMF, en comparación con el SMF, hace que sea necesario concebir estos sistemas para soportar niveles de deformación inelástica limitados. Además, debe cumplir con las limitaciones de altura y pesos indicados en la tabla 10.5.

En un marco intermedio, se espera que las deformaciones inelásticas sucedan en las rótulas plásticas localizadas en los extremos de las vigas, con un aporte importante de flexibilidad proveniente de la zona de panel. Los detalles constructivos de las secciones de las vigas y columnas, y especialmente el de sus conexiones, deben ser tales que procuren como mínimo una *ductilidad local* moderada. Para ello se deben acatar los requisitos que se detallan en los incisos correspondientes del Código.

### C10.5.2.3 Requisitos de análisis

Durante un evento sísmico, se espera que la respuesta de los marcos intermedios presente pocas incursiones en el rango inelástico. Por lo tanto, estos sistemas pueden ser diseñados para las fuerzas internas determinadas a partir de un análisis elástico lineal, según se indica en 10.3 y en el capítulo 7.

### C10.5.2.4 Requisitos del sistema

A pesar de que se espera que las vigas de los sistemas sismorresistentes a base de IMF sean sometidas a deformaciones inelásticas limitadas, es necesario garantizar su estabilidad cuando el sistema incursione en el rango inelástico. Las

disposiciones de este inciso tienen el objetivo de complementar los requisitos de arriostramiento lateral de vigas especificados en el ANSI/AISC 360 (referencia 1).

### C10.5.2.5 Elementos estructurales

Debido a que en los sistemas sismorresistentes a base de IMF se espera un cierto nivel de deformación inelástica, la sección transversal de todos sus elementos estructurales debe cumplir con los requisitos de esbeltez local especificados en 10.4.1 para elementos de ductilidad local moderada. El objetivo es minimizar la posibilidad de que ocurra pandeo local en las vigas o columnas durante los ciclos inelásticos de la respuesta.

Es importante evitar los cambios abruptos en la sección transversal de las alas de las vigas en las zonas donde se prevé la formación de una rótula plástica durante el sismo. Tampoco es recomendable hacer perforaciones, agujeros o recortes en el ala. Estas disposiciones buscan procurar la estabilidad de la rótula plástica durante los ciclos inelásticos de la respuesta. Cuando se utilicen conexiones precalificadas, es imperativo respetar la geometría, las dimensiones y los detalles de unión para el ala de la viga, según se establecen en el anexo B.

Los sistemas sismorresistentes a base de IMF tienen una zona protegida en los extremos de las vigas donde se espera que haya deformaciones inelásticas. Cuando se utilicen conexiones precalificadas, la extensión de la zona protegida se prescribe en el anexo B. Se deben evitar las discontinuidades producidas por el proceso de fabricación y montaje o por la colocación de aditamentos, pasantes o accesorios no estructurales en todas las zonas protegidas.

### C10.5.2.6 Conexiones

Los requisitos de diseño impuestos a la unión viga-columna en los marcos de acero intermedios buscan conferir a la conexión una capacidad de rotación inelástica mínima de 0.02 rad. Este nivel mínimo de deformación requerida fue establecido con base en el criterio ingenieril aplicado a estudios analíticos y ensayos experimentales disponibles; particularmente los realizados para FEMA en marco del SAC Joint Venture, después del terremoto de Northridge.

#### C10.5.2.6a Soldaduras críticas por demanda

El trato que se le dé a las soldaduras en su diseño y construcción es determinante para procurar la capacidad de rotación inelástica en las conexiones. Por esta razón, se ha determinado que en los sistemas IMF, las soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas, las soldaduras de unión de la columna con la placa base y las soldaduras entre las alas de la viga y la columna deben ser clasificadas como soldaduras críticas por demanda. Por lo tanto, deben cumplir con lo estipulado en el inciso 10.1.3.4.b.

### C10.5.2.6b Requisitos para conexiones viga-columna

Los requisitos impuestos a la unión viga-columna en los marcos intermedios son esencialmente los mismos que se le imponen a los marcos especiales, con la salvedad de que las rotaciones inelásticas que deben tolerar las uniones son únicamente de 2% (0.02 rad). Se acepta que las uniones de los marcos intermedios toleren menos deformación inelástica ya que la demanda de ductilidad global en estos marcos será menor que la de los marcos especiales y, por ende, habrá menor demanda de ductilidad local. Para que las uniones cumplan con lo estipulado en el inciso 4.4.1.b para elementos dúctiles, la resistencia disponible de la unión no puede ser inferior a 0.80 Mp al alcanzar la deriva de diseño de 2%.

### C10.5.2.6c Demostración de conformidad

Para demostrar que la unión que forma parte de un sistema sismorresistente a base de marcos intermedios cumple con los niveles mínimos de capacidad de rotación y resistencia requerida especificados en el inciso anterior, el diseñador puede utilizar al menos una de las tres disposiciones prescriptivas especiales dadas en este inciso.

La primera de ellas establece que puede utilizarse alguna de las conexiones precalificadas del anexo B, siempre y cuando sea diseñada siguiendo las metodologías de diseño incluidas en este anexo y en el AISC 358-10 (referencia 2).

El segundo método consiste en la utilización de conexiones que no estén incluidas en el anexo B, pero que hayan sido precalificadas según las disposiciones para ensayos de precalificación de la sección K1 del AISC 358-10 (referencia 2).

Finalmente, el tercer procedimiento consiste en la utilización de cualquier conexión que haya sido evaluada experimentalmente. El adecuado desempeño de la conexión puede ser documentada con los resultados experimentales reportados en la literatura para la conexión específica. También pueden utilizarse los resultados de ensayos experimentales realizados para el proyecto específico o para otros proyectos similares. Sin embargo, todos los ensayos utilizados deben ser reevaluados según los criterios de la sección K2 del AISC 358-10 (referencia 2).

### C10.5.2.6d Capacidad requerida en cortante

Con el fin de evitar una falla prematura de la conexión antes de que se alcance la capacidad de rotación mínima necesaria, la unión debe ser diseñada para resistir el cortante correspondiente al desarrollo total de la capacidad en flexión de las rótulas plásticas en los extremos de la viga. El efecto de la carga sísmica que debe ser utilizado en las combinaciones de carga [6-1] a [6-4], está dado por la condición de equilibrio de la viga sujeta a una deformación en doble curvatura, con rótulas plásticas totalmente desarrolladas en sus extremos. El cálculo de la capacidad en flexión incluye un factor de amplificación de 1.1 y considera los efectos de sobrerresistencia del acero incorporando el factor  $R_y$ .

### C10.5.2.6e Zona de panel

La zona de panel en la unión viga-columna de un IMF contribuye a la capacidad de desplazamiento del sistema mediante el aporte de cierto nivel de flexibilidad en cortante. Sin embargo, debido a que el IMF tiene una capacidad de deriva inelástica limitada, no es necesario incorporar requisitos especiales para el diseño a cortante de la zona de panel. Por lo tanto, se considera aceptable su diseño y detallado según las disposiciones del AISC 360-10 (referencia 1), utilizando las cargas sísmicas resultantes del análisis.

### C10.5.2.6f Placas de continuidad

Las placas de continuidad proveen una ruta para las cargas que provienen de las alas de la viga hacia la parte interna de la columna; además sirven como elemento de borde para la zona de panel. Las placas de continuidad reducen la degradación de resistencia del alma de la columna y rigidizan sus alas cuando la viga ha alcanzado su momento plástico. Para que sean efectivas, las placas de continuidad deben tener una resistencia suficiente para equilibrar la fuerza de las alas de la viga, incluyendo la sobrerresistencia y el endurecimiento del acero por deformación, y la modificación de la fuerza cortante de la viga debido a la ubicación de la rótula plástica en la viga. Las placas de continuidad muy delgadas causan grandes concentraciones de esfuerzos en el centro del ala de la viga y pueden ser propensas al pandeo. Por lo tanto, se debe respetar las razones de esbeltez y espesores establecidos en el inciso B.2.4.4 del anexo B.

### C10.5.2.6g Empalmes de columna

En las primeras ediciones de las disposiciones sísmicas para acero estructural, se estableció que los empalmes de columnas deberían estar ubicados a una cierta distancia de las uniones viga-columna. Esa distancia es la menor entre 1.2 m o a la mitad de la altura libre de la columna. Este requisito, que aún se mantiene, toma en cuenta la observación generalmente reconocida de que en los análisis elásticos de marcos de acero las columnas usualmente responden en doble curvatura, con un punto de inflexión cercano a la mitad de la altura libre de la columna. Por lo tanto, se esperaba poca demanda de flexión en los empalmes.

Los análisis inelásticos realizados en el marco del proyecto FEMA/SAC, que siguieron al terremoto de Northridge, demostraron claramente que en algunos casos y bajo ciertas condiciones, las columnas de un marco de acero pueden responder en curvatura simple, con momentos considerables en la mitad de su altura. Por lo tanto, las disposiciones de este inciso buscan procurar la estabilidad de los empalmes de las columnas de acero en marcos que responden en el rango inelástico mediante el uso de soldaduras de penetración total o requisitos de diseño basados en los principios de diseño por capacidad.

### C10.5.2.7 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente

Ver C10.4.3

## C10.5.3 Marcos especiales (SMF)

### C10.5.3.1 Alcance

Las disposiciones de este inciso se aplican para los sistemas sismorresistentes conformados por marcos especiales de acero.

### C10.5.3.2 Criterios de diseño

Según lo descrito en el inciso 10.5.3.2, los sistemas de marcos especiales presentan una *ductilidad local* óptima, por lo tanto se admite y se pretende que tengan un comportamiento significativamente dúctil durante el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurra en las rótulas plásticas localizadas en los extremos de las vigas, con algunas deformaciones inelásticas limitadas en la zona de panel de las conexiones viga-columna.

Los detalles constructivos de las secciones de las vigas y columnas, y especialmente el de sus conexiones, deben ser tales que procuren una *ductilidad local* óptima. Para ello se deben acatar los requisitos que se detallan en los incisos correspondientes del Código.

### C10.5.3.3 Requisitos de análisis

Estos sistemas pueden ser diseñados para las fuerzas internas determinadas a partir de un análisis elástico lineal, según se indica en 10.3 y el capítulo 7.

### C10.5.3.4 Requisitos del sistema

Debido a que se espera que las vigas de los sistemas sismorresistentes con base en SMF sean sometidas a deformaciones inelásticas importantes, es fundamental procurar su estabilidad cuando el sistema incurra en el rango inelástico. Por lo tanto, las disposiciones de este inciso incluyen el concepto de "columna fuerte viga débil" y los requisitos complementarios para el arriostamiento lateral de vigas y de conexiones viga-columna.

#### C10.5.3.4a Razón de momentos columna-viga

El concepto de "columna fuerte viga débil" es una consideración que está más relacionada con el comportamiento global del sistema de marcos que con el desempeño local de la zona de interconexión de una viga y una columna individuales.

Las investigaciones de Schneider et al. (1991) y Roeder (1997) demostraron que cuando se cumple la razón de momentos columna-viga, el beneficio real está en que generalmente las columnas resultan lo suficientemente fuertes como para forzar la rotulación plástica en las vigas en varios niveles del marco. De esta forma, se aumenta la capacidad de disipación de energía del sistema y se evita la formación de un "piso suave", particularmente en el nivel donde las columnas tienen su mayor razón demanda-capacidad.

Es importante reconocer que el cumplimiento de la razón de momentos columna-viga no asegura que alguna columna individual no llegue a la cedencia. Mediante análisis de tipo no lineal dinámico de respuesta en el tiempo, se ha demostrado que durante la deformación inelástica del marco los puntos de inflexión cambian y se altera la distribución de momentos en los elementos. Sin embargo, en los marcos que cumplen con la razón de momentos columna-viga, predomina la cedencia en las vigas y se logra desarrollar la respuesta inelástica deseada.

Anteriormente, se idealizaba la intersección viga-columna con la intersección de la línea centro de los elementos conectados. Sin embargo, las conexiones de momento modernas se diseñan para desarrollar la rotula plástica en la viga, a cierta distancia de la cara de la columna. Por lo tanto, el cálculo de la sumatoria de las capacidades esperadas en flexión de las vigas,  $\Sigma M_{pb}^*$  debe contemplar esto. Para las conexiones precalificadas, los procedimientos específicos se indican en el anexo B o en la referencia 2.

Solamente existen tres casos para las cuales no es necesario cumplir con la razón de momentos columna-viga. Estas excepciones son:

- 1) Columnas con baja carga axial en edificios de un solo nivel o en el último nivel de un edificio de varios niveles, porque la ocurrencia de un piso suave en estos casos es improbable (inciso 10.5.3.4(a).i.1). Además, los problemas asociados a la ocurrencia de un piso suave o piso débil en una estructura de un solo nivel no representan un desempeño más deficiente, debido a que el mecanismo de colapso no se ve modificado por esa irregularidad.
- 2) Un porcentaje limitado de columnas con baja carga axial, que se considera suficientemente bajo para evitar el comportamiento inadecuado del sistema de marcos cuando sea impráctico cumplir con la razón de momentos columna-viga (inciso 10.5.3.4(a).i.2). Por ejemplo, en una viga de transferencia de gran altura.
- 3) Columnas con una resistencia significativamente mayor que las del nivel superior, porque la cedencia de las columnas en el nivel de mayor resistencia es improbable (inciso 10.5.3.4(a).ii).

Al aplicar la ecuación [10-11], es importante considerar la influencia de la ubicación del empalme de la columna. Si este empalme está ubicado a una distancia igual o mayor que 1.2 m sobre el ala superior de la viga, lo usual es basar los cálculos en el tamaño de la columna que ocurre en el nudo. Sin embargo, si el empalme está

ubicado a una distancia menor que 1.2 m o si el tamaño de la columna sobre el empalme es mucho más pequeño que el de la columna que ocurre en el nudo, se debe evaluar si la columna en el nudo efectivamente puede desarrollar su capacidad nominal en flexión.

### **C10.5.3.4b Soporte lateral de vigas**

Los elementos estructurales deben ser capaces de alcanzar y mantener los momentos plásticos que permitan la disipación de energía. Esto se logra con un adecuado programa de soporte lateral en las vigas, que son los elementos donde se espera que se desarrolle la gran mayoría de la respuesta inelástica. Para sistemas a base de SMF, gobiernan las disposiciones de soporte lateral para elementos con ductilidad óptima dados en el inciso 10.4.1.2(b). Ver C10.4.1.2(b) para más información.

Los soportes laterales ubicados en puntos de cargas concentradas y cambios de sección transversal sirven para prevenir el efecto inestable que puede producir la concentración de esfuerzos.

Muchas de las conexiones precalificadas para SMF buscan que la rótula plástica se forme a cierta distancia de la cara de la columna. Los ensayos que se llevaron a cabo en el marco del programa FEMA/SAC demostraron que el soporte lateral aportado por una típica losa de concreto compuesta es suficiente para garantizar una rotulación plástica estable hasta el ángulo de deriva de diseño igual a 0.04 rad. Por lo tanto, las recomendaciones de FEMA no exigen la colocación de soportes laterales adicionales en las zonas de rótulas plásticas de vigas en edificios de marcos de acero especiales con losas de concreto. El Código permite que la colocación de soportes laterales sea congruente con las disposiciones del anexo B o la referencia 2. Sin embargo, si se anticipa una demanda de rotación mayor que 0.04 rad o se desea mejorar el comportamiento del sistema, el diseñador puede colocar soportes adicionales en las zonas de rotulas plásticas. Estos soportes laterales suplementarios deben ser diseñados según el inciso 10.4.1.2(c) y siempre considerando las disposiciones para zonas protegidas dadas en 10.4.1.3.

### **C10.5.3.4c Soporte lateral de conexiones viga-columna**

El soporte lateral de las columnas en las conexiones viga-columna se requiere para evitar la rotación de la columna fuera del plano del marco, especialmente si hay grandes incursiones inelásticas durante los sismos fuertes.

Si la columna permanece elástica y la conexión está soportada lateralmente con una losa de entrepiso, el soporte lateral es necesario solo a nivel superior de la conexión y esto disminuye la posibilidad de pandeo lateral torsional de la columna. Se permite suponer que la columna permanece elástica solo si la ecuación [10-11] es igual o mayor que 2.0, o si así es demostrado mediante el uso de alguno de los métodos alternos de análisis inelástico.

En el código anterior, el valor límite de la ecuación [10-11] para procurar que la columna permanezca elástica era igual a 1.25. Sin embargo, muchas investigaciones han demostrado que puede haber cedencia importante en la columna aun si la razón de momentos columna-viga es considerablemente mayor que 1.25. Por lo tanto, el valor límite fue razonablemente aumentado a 2.0 porque para este valor, la cedencia en las columnas puede ocurrir solo en el caso de derivas inelásticas extremadamente grandes. No es la intención de este código fomentar el uso de columnas de acero más pesadas, sino más bien incentivar el adecuado arriostramiento lateral de las columnas.

Si no se puede demostrar que la columna permanece elástica, se debe colocar soporte lateral a las alas de la columna a nivel de las dos alas de la viga para reducir la posibilidad del pandeo lateral torsional de la columna. El pandeo lateral torsional se evita con fuerzas de soporte lateral relativamente pequeñas, comparadas con la capacidad del elemento, de ahí que se exija solo un 2% de la capacidad nominal del ala de la viga como fuerza de diseño para estos soportes laterales.

Si se soportan lateralmente las alas de las vigas en la conexión o el alma de la columna (por ejemplo, mediante las placas de continuidad), las alas de las columnas quedarán entonces, indirectamente soportadas.

En algunas ocasiones, los requisitos arquitectónicos o electromecánicos evitan la posibilidad de proporcionar soporte lateral a las conexiones. En estos casos, es de suma importancia minimizar la posibilidad de ocurrencia de una falla por pandeo fuera del plano de la conexión. El inciso 10.5.3.4.c.ii contiene las disposiciones que buscan este objetivo.

### C10.5.3.5 Elementos estructurales

#### C10.5.3.5a Requisitos básicos

Debido a que en los sistemas sismorresistentes a base de SMF se espera un alto nivel de deformación inelástica, la sección transversal de todos sus elementos estructurales debe cumplir con los requisitos de esbeltez local especificados en 10.4.1 para elementos de ductilidad local óptima. El objetivo es minimizar la posibilidad de que ocurra pandeo local en las vigas o columnas durante los ciclos inelásticos de la respuesta, y así obtener una capacidad de deformación confiable y segura. Es importante mencionar que los límites en la razón de esbeltez dados en la tabla B4.1 de la referencia 1 son suficientes para evitar el pandeo local antes del inicio de la cedencia. Sin embargo, se ha demostrado que son insuficientes para garantizar la estabilidad local de la sección transversal ante la demanda de rotación inelástica a la cual están sujetos los sistemas a base de SMF.

Es importante evitar los cambios abruptos en la sección transversal de las alas de las vigas en las zonas donde se prevé la formación de una rótula plástica durante el sismo. Tampoco es recomendable hacer perforaciones, agujeros o recortes en el ala. Estas disposiciones buscan procurar la estabilidad de la rótula plástica durante los ciclos inelásticos de la respuesta. Cuando se utilicen conexiones precalificadas,

es imperativo respetar la geometría, las dimensiones y los detalles de unión para el ala de la viga, según se establecen en el anexo B.

Los sistemas sismorresistentes a base de SMF tienen una zona protegida en los extremos de las vigas donde se espera que haya deformaciones inelásticas. Cuando se utilicen conexiones precalificadas, la extensión de la zona protegida se prescribe en el anexo B. Se deben evitar las discontinuidades producidas por el proceso de fabricación y montaje o por la colocación de aditamentos, pasantes o accesorios no estructurales en todas las zonas protegidas.

### **C10.5.3.6 Conexiones**

Los requisitos de diseño impuestos a la unión viga-columna en los marcos de acero especiales buscan conferir a la conexión una capacidad de rotación inelástica mínima de 0.04 rad. Este nivel mínimo de deformación requerida fue establecido con base en el criterio ingenieril aplicado a estudios analíticos y ensayos experimentales disponibles; particularmente los realizados para FEMA en marco del SAC Joint Venture.

#### **C10.5.3.6a Soldaduras críticas por demanda**

El trato que se le dé a las soldaduras en su diseño y construcción es determinante para procurar la capacidad de rotación inelástica en las conexiones. Por esta razón se ha determinado que, en los sistemas SMF, las soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas, las soldaduras de unión de la columna con la placa base y las soldaduras entre las alas de la viga y la columna deben ser clasificadas como soldaduras críticas por demanda. Por lo tanto, deben cumplir con lo estipulado en el inciso 10.1.3.4.b.

#### **C10.5.3.6b Requisitos para conexiones viga-columna**

Los requisitos impuestos a la unión viga-columna en los marcos especiales son esencialmente los mismos que se le imponen a los marcos intermedios, con la salvedad de que las rotaciones inelásticas que deben tolerar las uniones son del 4% (0.04 rad). El incremento en la capacidad mínima de rotación inelástica con respecto a la establecida para los IMF se debe a la mayor demanda de ductilidad global que los marcos tipo SMF pueden experimentar. Para que las uniones cumplan con lo estipulado en el inciso 4.4.1.b para elementos dúctiles, la resistencia disponible de la unión no puede ser inferior a 0.80 Mp al alcanzar la deriva de diseño de 4%.

#### **C10.5.3.6c Demostración de conformidad**

Para demostrar que la unión que forma parte de un sistema sismorresistente a base de marcos especiales cumple con los niveles mínimos de capacidad de rotación y resistencia requerida especificados en el inciso anterior, el diseñador puede utilizar al menos una de las tres disposiciones prescriptivas especiales dadas en este inciso.

La primera de ellas establece que puede utilizarse alguna de las conexiones precalificadas del anexo B, siempre y cuando sea diseñada siguiendo las metodologías de diseño incluidas en este anexo y en el AISC 358-10 (referencia 2).

El segundo método consiste en la utilización de conexiones que no estén incluidas en el anexo B, pero que hayan sido precalificadas según las disposiciones para ensayos de precalificación de la sección K1 del AISC 358-10 (referencia 2).

Finalmente, el tercer procedimiento consiste en la utilización de cualquier conexión que haya sido evaluada experimentalmente. El adecuado desempeño de la conexión puede ser documentada con los resultados experimentales reportados en la literatura para la conexión específica. También pueden utilizarse los resultados de ensayos experimentales realizados para el proyecto específico o para otros proyectos similares. Sin embargo, todos los ensayos utilizados deben ser reevaluados según los criterios de la sección K2 del AISC 358-10 (referencia 2).

#### C10.5.3.6d Capacidad requerida en cortante

Con el fin de evitar una falla prematura de la conexión antes de que se alcance la capacidad de rotación mínima necesaria, la unión debe ser diseñada para resistir el cortante correspondiente al desarrollo total de la capacidad en flexión de las rótulas plásticas en los extremos de la viga. El efecto de la carga sísmica que debe ser utilizado en las combinaciones de carga [6-1] a [6-4], está dado por la condición de equilibrio de la viga sujeta a una deformación en doble curvatura, con rótulas plásticas totalmente desarrolladas en sus extremos. El cálculo de la capacidad en flexión incluye un factor de amplificación de 1.1 y considera los efectos de sobrerresistencia del acero incorporando el factor  $R_v$ .

#### C10.5.3.6e Zona de panel

La zona de panel en la unión viga-columna de un SMF puede desarrollar una alta contribución a la capacidad de desplazamiento del sistema mediante el aporte considerable de flexibilidad en cortante. Sin embargo, la excesiva deformación de la zona de panel, puede interferir con el buen desempeño de las conexiones viga columna. Debido a esto, y a la alta demanda de rotación inelástica que caracteriza su comportamiento, la zona de panel de un SMF tiene requisitos especiales de diseño.

Estas disposiciones especiales buscan limitar la deformación de la zona de panel mediante la prescripción de un nivel mínimo de resistencia por cortante y el control de su espesor.

Las ecuaciones dadas en la sección J10.6 de la referencia 1 para la resistencia mínima a cortante de la zona de panel, pueden ser utilizadas con un factor de reducción  $\phi_v = 1.0$ . En esta versión del Código se brinda al diseñador la opción de considerar o no la flexibilidad de la zona de panel en el análisis estructural. El cálculo de la resistencia de la zona de panel debe ser consecuente con los supuestos del análisis y, por lo tanto, existe una ecuación para cada caso.

En general, un análisis basado en la geometría de la línea centro de vigas y columnas que considere efectos  $P-\Delta$ , se considera adecuado para representar los efectos de la flexibilidad de la zona de panel. El diseñador interesado en este tema, puede ver Hamburger et al. (2009).

Cualquiera que sea el caso, la carga axial en la columna hace decrecer la capacidad en cortante de la zona de panel. Usualmente las cargas axiales altas son raras en marcos de acero tipo SMF y, en caso de que existan, conviene redimensionar la columna para evitar la disminución de resistencia en la zona de panel.

La ecuación [10-15] busca prevenir el pandeo de la zona de panel durante los ciclos de deformación inelástica. Por lo tanto, las placas de refuerzo del alma de la columna (ver figura C10.3) deben cumplir esta ecuación individualmente y estar soldados a las placas de continuidad cuando se coloquen alejadas del alma. Si los refuerzos del alma se colocan junto al alma se requerirá soldadura continua con las placas de continuidad y con las alas de la columna para lograr el desarrollo de la capacidad a cortante de los refuerzos del alma. Se pueden utilizar soldaduras de botón para reducir las distancias requeridas para el cálculo del espesor mínimo según la ecuación [10.15].

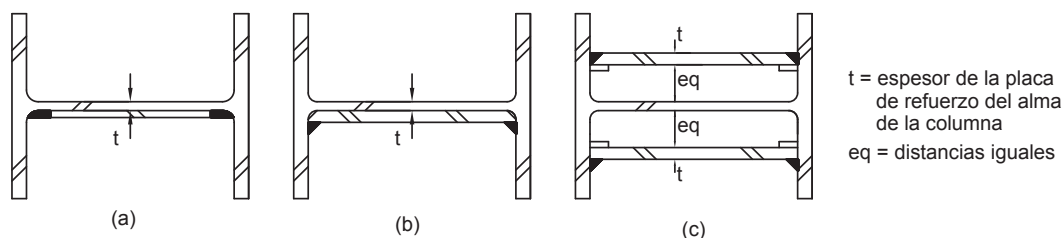


Figura C10.3. Placas de refuerzo del alma de la columna.

Los refuerzos de la zona de panel con rigidizadores diagonales no han sido probados ante cargas cíclicas con demandas de rotación similares a las requeridas para uniones viga-columna de marcos tipo SMF. Por lo tanto el Código no ofrece recomendaciones de este tipo de refuerzo para su diseño *sismorresistente*.

### C10.5.3.6f Placas de continuidad

Las placas de continuidad proveen una ruta para las cargas que provienen de las alas de la viga hacia la parte interna de la columna; además sirven como elemento de borde para la zona de panel. Las placas de continuidad reducen la degradación de resistencia del alma de la columna y rigidizan sus alas cuando la viga ha alcanzado su momento plástico. Para que sean efectivas, las placas de continuidad deben tener una resistencia suficiente para equilibrar la fuerza de las alas de la viga, incluyendo

la sobrerresistencia y el endurecimiento del acero, y la modificación de la fuerza cortante de la viga debido a la ubicación de la rótula plástica en la viga. Las placas de continuidad muy delgadas causan grandes concentraciones de esfuerzos en el centro del ala de la viga y pueden ser propensas al pandeo. Por lo tanto, se debe respetar las razones de esbeltez y espesores establecidos en el inciso B.2.4.4 del anexo B.

### C10.5.2.6g Empalmes de columna

En las primeras ediciones de las disposiciones sísmicas para acero estructural, se estableció que los empalmes de columnas deberían estar ubicados a una cierta distancia de las uniones viga-columna. Esa distancia es la menor entre 1.2 m o a la mitad de la altura libre de la columna. Este requisito, que aún se mantiene, toma en cuenta la observación generalmente reconocida de que en los análisis elásticos de marcos de acero las columnas usualmente responden en doble curvatura, con un punto de inflexión cercano a la mitad de la altura libre de la columna. Por lo tanto, se esperaba poca demanda de flexión en los empalmes.

Los análisis inelásticos realizados en el marco del proyecto FEMA/SAC, que siguieron al terremoto de Northridge, demostraron claramente que en algunos casos y bajo ciertas condiciones, las columnas de un marco de acero pueden responder en curvatura simple, con momentos considerables en la mitad de su altura. Por lo tanto, las disposiciones de este inciso buscan procurar la estabilidad de los empalmes de las columnas de acero en marcos que responden en el rango inelástico mediante el uso de soldaduras de penetración total o requisitos de diseño basados en los principios de diseño por capacidad.

### C10.5.3.7 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente

Ver C10.4.3

## C10.5.4 Marcos especiales a base de armaduras (STMF)

### C10.5.4.1 Alcance

Las disposiciones de este inciso se aplican para los sistemas sismorresistentes conformados por marcos especiales de acero con base en armaduras.

### C10.5.4.2 Criterios de diseño

Según lo descrito en el inciso 10.5.4.2, los sistemas de marcos especiales con base en armaduras presentan una *ductilidad local* óptima, por lo tanto se admite y se pretende que tengan un comportamiento significativamente dúctil durante el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas

ocurra en el segmento especial de la armadura, diseñado para tal fin, mientras que el resto de los elementos y las columnas permanecen esencialmente elásticos. Experimentalmente, se ha demostrado que los marcos especiales con base en armaduras diseñados siguiendo los principios de diseño por capacidad, pueden desarrollar una respuesta inelástica estable hasta derivas tan altas como un 3% (0.03 rad).

Este sistema estructural puede ser utilizado en edificios de cualquier número de pisos, siempre y cuando la viga-armadura tenga una altura total menor que 1.8 m y una longitud entre columnas menor que 20 m. El sistema STMF ha sido desarrollado a partir de varios programas experimentales (Itani y Goel, 1991; Goel e Itani, 1994; Basha y Goel, 1994), y por tratarse de un sistema relativamente nuevo y único, estas restricciones geométricas corresponden a los límites superiores de lo que ha sido ensayado hasta el momento.

#### **C10.5.4.3 a 10.5.4.5 Requisitos de análisis y diseño**

Los marcos especiales con base en armaduras no son sistemas *sismorresistentes* de uso común en nuestro medio. La escogencia de su configuración geométrica, el análisis basado en los principios de diseño por capacidad y el detallado de todos sus elementos son clave para garantizar un comportamiento inelástico estable. Por lo tanto, se debe seguir todos los requisitos y disposiciones de diseño contenidos en el AISC 341-10 para su diseño y detallado.

#### **C10.5.4.6 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente**

Ver C10.4.3

## **10.6 Marcos arriostrados**

### **C10.6.1. Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente**

#### **C10.6.1.1 Alcance**

Los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF) tienen restricciones significativas en su uso tal y como se indica en la tabla 10.5 producto de su limitada ductilidad.

#### **C10.6.1.2 Criterios de diseño**

Se espera que los sistemas sismorresistentes con base en OCBF desarrollen deformaciones inelásticas limitadas ante sacudidas sísmicas fuertes. Se espera que estas deformaciones inelásticas sean producto de pandeo limitado en las riostras.

### C10.6.1.3 Requisitos de análisis

Durante un evento sísmico, no se espera que la respuesta de los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF) presente grandes incursiones en el rango inelástico. Por lo tanto, estos sistemas pueden ser diseñados para las fuerzas internas determinadas a partir del análisis y usualmente los diseños por capacidad no son requeridos.

### C10.6.1.4 Requisitos del sistema

En las configuraciones de OCBF tipo V o V invertida las riostras inducen fuerzas desbalanceadas en su intersección con la viga producto del pandeo de la riostra en compresión. Para estas configuraciones el Código permite que el diseño de la viga se base en la fuerza máxima que el sistema estructural pueda transferir a la riostra. Existen varias formas de determinar la fuerza máxima trasferida a la conexión de la riostra, tales como:

1. Realizar un análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas laterales (*pushover*) para determinar las fuerzas generadas en las conexiones cuando se alcance la capacidad máxima del marco.
2. Determinar cuanta fuerza puede resistir el marco en el estado de vuelco inminente de la fundación, sin que se supere el cortante basal.
3. Realizar una serie de análisis no lineales dinámicos en el tiempo (*inelastic time history analysis*) para encontrar la envolvente de la demanda en las conexiones.

Los marcos arriostrados en forma de K no son permitidos ya que se considera indeseable tener columnas sujetas a fuerzas laterales desbalanceadas provenientes de las riostras, ya que estas fuerzas podrían contribuir a fallas en la columna.

### C10.6.1.5 Elementos estructurales

Se espera que en las riostras de los OCBF se genere un pandeo limitado cuando se someta a sacudidas sísmicas fuertes. Por lo tanto las riostras se catalogan como elementos con ductilidad moderada, limitando su relación de esbeltez para así limitar el pandeo local y la fractura.

En OCBF con configuración V o V invertida las riostras esbeltas no están permitidas. Esta restricción limita las fuerzas desbalanceadas que se desarrollan en el marco al pandearse la riostra en compresión.

### C10.6.1.6 Conexiones

El Código permite que cuando se utilicen orificios con sobredimensión, la capacidad para el estado límite de deslizamiento sea menor (sin carga sísmica amplificada). Esto refleja el hecho de que el estado límite por deslizamiento no

constituye una falla en la conexión y que la energía de disipación asociada puede ayudar a reducir la respuesta sísmica.

### C10.6.1.7 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente

Ver C10.4.3

## C10.6.2 Marcos especiales arriostrados concéntricamente

### C10.6.2.1 Alcance

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente son aquellos *sistemas sismorresistentes* en donde los centroides de sus elementos se intersecan en nudos formando una armadura vertical que resiste cargas laterales. En la figura 10.3 del Código se muestran las configuraciones de arriostramiento permitidas.

Por su geometría, los elementos de arrioste de los marcos especiales arriostrados concéntricamente están sometidos primordialmente a cargas axiales de tracción y compresión en el rango elástico. Sin embargo, para sismos moderados y fuertes, las riostras y sus conexiones pueden llegar a tener deformaciones importantes en el rango inelástico después del pandeo.

Durante un sismo fuerte las riostras quedan sometidas a grandes deformaciones de post-pandeo bajo ciclos de tracción y compresión, y como resultado de las rotaciones cíclicas reversibles, se forman rótulas plásticas. De hecho, se podría esperar que las riostras que formen parte de marcos arriostrados concéntricamente en configuraciones típicas alcancen la cedencia y el pandeo bajo condiciones moderadas de deriva, del orden del 0.3% al 0.5% (0.003 - 0.005 rad). Mientras que bajo un sismo fuerte, las riostras podrían incurrir en deformaciones axiales de post-pandeo del orden de 10 a 20 veces la deformación por cedencia. Para que las riostras y sus conexiones puedan soportar estos grandes ciclos de deformación sin falla prematura deben ser detallados apropiadamente.

Investigaciones han demostrado que marcos arriostrados concéntricamente que cuenten con configuraciones, diseño de elementos y detallado apropiados pueden desarrollar mayor ductilidad que la mencionada en el párrafo anterior.

Los requisitos expuestos están basados en extensas investigaciones analíticas y experimentales realizadas con el fin de mejorar el diseño y detallado de los marcos dúctiles con riostras concéntricas y proveer mayor ductilidad que la obtenida con los antiguos procedimientos (Hassan y Goel, 1991; Aslani y Goel, 1991; Wallace y Krawinkler, 1985; Tang y Goel, 1987; Tang y Goel, 1989; Astaneh-Asl, Goel y Hanson, 1986; Goel, 1992c y Lee y Goel, 1987).

### C10.6.2.2 Criterios de diseño

Los *sistemas sismorresistentes* con base en marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) están controlados por la acción de las riostras, y no por la acción de marco, a diferencia del sistema arriostrado excéntricamente (EBF) como se indica en el inciso C10.6.3 más adelante.

Los detalles y guías propuestas en este capítulo para el diseño de marcos dúctiles arriostrados concéntricamente, buscan mejorar el comportamiento no solo limitando la razón de esbeltez global del elemento ( $Kl/r$ ), sino controlando las razones locales de esbeltez y el detallado de las uniones riostra-marco.

### C10.6.2.3 Requisitos de análisis

Los elementos de arrioste de los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) son los elementos que resisten la mayor parte del cortante de sismo, por lo tanto la resistencia de las vigas, las columnas y las conexiones de las riostras deben ser adecuadas. El factor de modificación del esfuerzo de cedencia mínimo  $R_y$  (tabla 10.1), intenta alcanzar el valor de cedencia esperado que usualmente es mayor al especificado.

Es importante mencionar que en la mayoría de los materiales comúnmente utilizados para riostras el valor de esfuerzo de cedencia esperado es significativamente mayor al valor de esfuerzo de cedencia mínimo especificado. Para estos casos no es posible reducir la sección transversal de la riostra, y consecuentemente podría requerirse un refuerzo local en su sección. Este es el caso de las conexiones placa – riostra donde la placa es insertada en la riostra de sección tipo tubo haciendo una ranura de sobredimensión en el tubo, haciéndose necesario reforzar la sección transversal del tubo donde fue realizada la ranura. En caso que no se refuerce dicho sector de la riostra el estado límite de fractura en el área neta en tensión sería el que gobierne el diseño y la ductilidad de la riostra podría reducirse significativamente (Korol, 1996; Cheng, Kulak and Khoo, 1998). El refuerzo podría consistir en un par de placas soldadas al tubo aumentando así el área efectiva de la sección transversal reducida de la riostra.

### C10.6.2.4 Requisitos del sistema

#### a. Disposición de riostras

La disposición del rango 30% a 70% para riostras en tracción, intenta balancear las capacidades resistentes a compresión y tracción a todo lo ancho del edificio donde las capacidades de pandeo y post-pandeo de las riostras a compresión pueden ser sustancialmente menores que la de las riostras en tracción. Es recomendable que el 50% de la carga sea tomada por riostras en tracción y 50% restante por riostras en compresión. Una excepción es el caso donde los elementos de arrioste están sobrediseñados y capaces de suministrar una respuesta esencialmente elástica.

### **b. Marcos arriostrados en V o V invertida**

Un sistema de arriostramiento adecuado es necesario en la conexión viga – riostra para prevenir los efectos adversos de un posible pandeo lateral – torsional en la viga. La estabilidad de esta conexión está influenciada por las fuerzas axiales y momentos flectores en la viga, así como cualquier torsión en la viga producto del pandeo de la riostra o la deformación residual post-pandeo fuera del plano. El sistema de arriostramiento no será necesario en el caso que se demuestre que la viga tiene suficiente rigidez y capacidad fuera del plano.

### **c. Marcos arriostrados en K**

Los marcos arriostrados en forma de K no son permitidos ya que se considera indeseable tener columnas sujetas a fuerzas laterales desbalanceadas provenientes de las riostras, ya que estas fuerzas podrían contribuir a fallas en la columna, ver figura 10.1.

### **d. Marcos arriostrados con base en riostras en tracción**

Las disposiciones de diseño por capacidad para los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) no son compatibles con riostras que trabajen solamente en tracción. Además un sistema de riostras solo en tracción incumple las disposiciones del inciso 10.6.2.4.a. Sin embargo, estos sistemas con riostras en tracción son permitidos para marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF).

## **C10.6.2.5 Elementos estructurales**

### **a. Requisitos básicos**

A través de los diferentes experimentos en laboratorio, se encontró que las riostras mostraban muy poca (o nula) ductilidad luego del pandeo global de la riostra, produciendo así una rótula plástica en la mitad de su longitud. En esta rótula plástica, el pandeo local puede causar deformaciones unitarias importantes, produciendo la fractura aún ante derivas bajas. Se ha encontrado que riostras que cumplan con las disposiciones de la tabla 10.6 para elementos con ductilidad óptima son capaces de desarrollar mayor ductilidad (Goel, 1992b; Hassan and Goel, 1991; Tang and Goel, 1989).

Estas disposiciones para elementos con ductilidad óptima aplican también para las columnas de los sistemas SCBF porque se ha demostrado que su capacidad de rotación y resistencia a la flexión contribuyen significativamente a la estabilidad del sistema (Tremblay, 2001, 2003). Además investigaciones recientes han demostrado que los sistemas con base en SCBF pueden experimentar derivas inelásticas altas que generan una demanda de rotación inelástica en las columnas (Sabelli et al., 2003).

### **b. Riostras diagonales**

El límite de la relación de esbeltez fue incrementado a 200 para los marcos SCBF, ya que algunos estudios han demostrado que las riostras esbeltas que fueron

diseñadas para soportar compresión se comportan adecuadamente gracias a la sobrerresistencia inherente de su capacidad en tensión.

### c. Zonas protegidas

Las discontinuidades por procesos de fabricación o montaje en áreas donde se espera alcanzar deformaciones unitarias inelásticas podrían ocasionar una fractura. Dichas áreas en marcos SCBF incluyen la placa de conexión de la riostra (gusset plate) y las zonas donde se espera la formación de rótulas plásticas en las riostras. La figura C10.4 muestra las zonas protegidas para marcos arriostrados en V invertida y en "X". Es importante mencionar que en los marcos arriostrados en "X" se considera la mitad de la longitud de la riostra para el cálculo de las zonas protegidas y se espera la formación de la rótula plástica en su cuarto central.

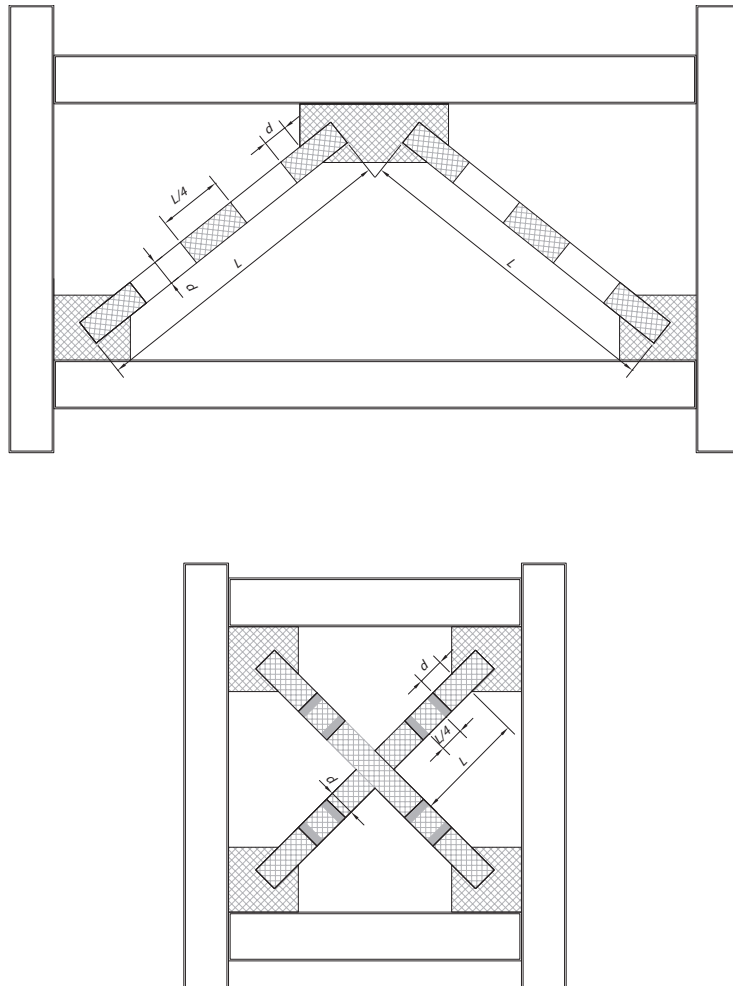


Figura C10.4. Zona protegida para marcos arriostrados en X y en V.

## C10.6.2.6 Conexiones

### a. Soldaduras críticas por demanda

Las soldaduras de penetración en los empalmes de columnas están clasificadas como soldaduras críticas por demanda por varias razones. A pesar de que las consecuencias de una falla frágil en los empalmes todavía no se entienden claramente; se cree que una falla de ese tipo podría poner en peligro la seguridad del marco. Las fuerzas reales que ocurren en un empalme durante un sismo son muy difíciles de predecir; la ubicación de los puntos de inflexión en las columnas durante un sismo se mueven constantemente, ya que son dependientes de los desplazamientos del suelo y no pueden ser predichos de forma confiable por los análisis estructurales. Por lo tanto, aunque el resultado del análisis estructural muestre que los empalmes no experimentan tensiones, este resultado no puede considerarse confiable. Consecuentemente, con el objetivo de obtener un mayor grado de seguridad de protección contra una falla frágil en las soldaduras de penetración, es que estas se clasifican como soldaduras críticas por demanda.

La discusión anterior aplica también para las soldaduras de penetración en las placas de asiento de las columnas, por lo tanto estas también se clasifican como soldaduras críticas por demanda.

### b. Conexiones viga – columna

Los marcos arriostrados podrían estar sujetos a derivas inelásticas significativas. Por lo tanto sus conexiones estarían sometidas a rotaciones significativas. Las conexiones con placas de unión a las riostras pueden ser vulnerables a ruptura si no son diseñadas para acomodar dicha rotación. Un experimento reciente realizado en UC Berkeley (Uriz y Mahin, 2004) ha mostrado que los diseños de conexiones que no consideran apropiadamente la rigidez y la distribución de fuerzas en las conexiones de los marcos arriostrados podrían estar sujetos a un desempeño no deseado.

El Código permite dos tipos de conexiones. La primera es una conexión simple donde la rotación requerida está definida en 0.025 rad (2.5%). La segunda opción es una conexión rígida, en donde el momento máximo puede ser calculado con base en la capacidad esperada de la viga o columna conectada.

### c. Capacidad requerida de conexión de la riostra

El estado límite que gobierne el diseño de las riostras de los marcos especiales arriostrados concéntricamente debe ser la cedencia de la sección bruta para que de esta manera se deformen de manera dúctil. Modos de falla locales en la conexión, tales como ruptura por bloque de cortante (*block shear*) no deben gobernar el diseño. Por lo tanto, para el cálculo de estos estados límites se debe utilizar la fuerza máxima que la riostra podría desarrollar.

En los marcos especiales arriostrados concéntricamente se espera la formación de rótulas plásticas en las placas de unión de las conexiones de la riostra. Se podría lograr un comportamiento adecuado en dichas placas si se permiten rotaciones

plásticas sin restricción. Esto requiere que la distancia libre entre el extremo de la riostra y la línea supuesta de restricción de la placa de unión sea suficientemente larga para permitir que se desarrollen las rotaciones plásticas, pero a su vez suficientemente corta para evitar el pandeo de la placa de unión antes del pandeo de la riostra. Una distancia de dos veces el espesor de la placa de unión, como la que se indica en la figura C10.5 es la recomendada. Nótese que esta distancia libre está medida entre el extremo de la riostra y una línea perpendicular al eje de la riostra, trazada por el punto de la placa de unión restringido contra la rotación fuera de su plano más próxima a la riostra (Astaneh-Asil, Goel, y Hanson, 1986). Alternativamente, se permite el uso de conexiones con placas rigidizadas en ambas direcciones. Resultados de investigaciones experimentales han demostrado que este tipo de conexión desplaza la rótula plástica a la riostra y se obtiene como resultado una mayor disipación de energía (Lee y Goel, 1987).

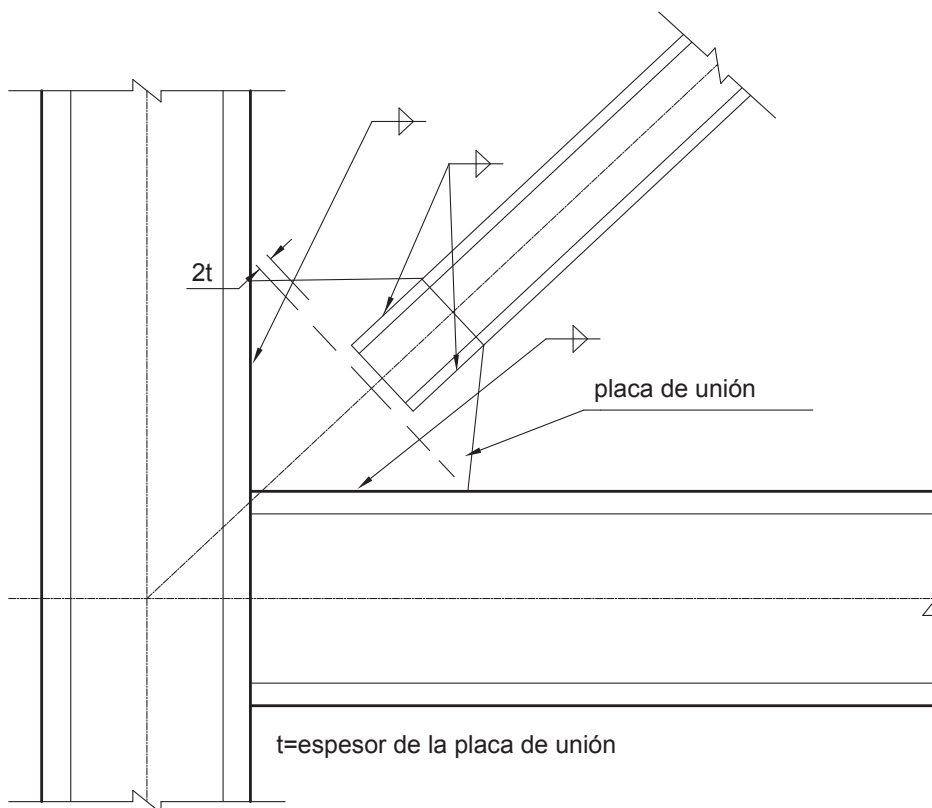


Figura C10.5. Detallado de placa de unión de riostra para permitir su pandeo fuera del plano del marco (tomado de la referencia 3 del capítulo 10 del CSCR 2010).

#### d. Empalmes de columnas

Bajo sismos fuertes, las columnas de los marcos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF) pueden incursionar significativamente más allá del rango elástico, después del pandeo de las riostras. Aunque la capacidad en flexión de las columnas no se utiliza en los métodos de diseño elástico; las columnas de los sistemas SCBF deben tener una adecuada relación de esbeltez local y resistencia a la flexión y cortante para poder mantener su resistencia lateral durante los grandes ciclos de deformación del marco. Adicionalmente los empalmes de columna requieren tener suficiente capacidad para soportar las fuerzas post – elásticas esperadas.

Estudios analíticos de sistemas SCBF que no forman parte de un sistema dual han demostrado que las columnas podrían soportar más del cuarenta por ciento (40%) del cortante total del entrepiso (Tang y Goel, 1987 y Hassan y Goel, 1991). En sistemas duales, cuando marcos especiales y marcos especiales arriostrados concéntricamente compartan una misma columna, esta podría tomar más del cincuenta por ciento (50%) del cortante total del entrepiso.

#### C10.6.2.7 Elementos y conexiones que no formen parte del sistema sismorresistente

Ver C10.4.3.

### C10.6.3 Marcos arriostrados excéntricamente

#### C10.6.3.1 Alcance

La investigación ha demostrado que los marcos arriostrados excéntricamente (EBF) poseen la capacidad de combinar la rigidez en el rango elástico comparable a la de los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), con una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico, comparable a la de los marcos especiales (SMF) (Roeder y Popov, 1978; Libby, 1981, Merovich, Nicoletti y Hartle, 1982; Hjelmstad y Popov, 1983; Malley y Popov, 1984; Kasai y Popov, 1986a y 1986b; Ricles y Popov, 1987a y 1987b; Engelhardt y Popov, 1989a y 1989b y Popov, Engelhardt y Ricles, 1989). Este *sistema sismorresistente* está compuesto de columnas, vigas, y riostras en los cuales al menos un extremo de la riostra se conecta a la viga a una distancia corta de la conexión viga-columna o de una conexión viga-riostra, como se muestra en la figura 10.3. Este elemento corto se denomina *acople* y es donde se concentra la disipación de energía. Las disposiciones de este apartado aseguran que el ciclo de cedencia en el *acople* ocurra de una manera estable. La intención de estas disposiciones es asegurar que las riostras, las columnas, y el segmento de viga fuera del *acople* permanezcan esencialmente elásticos cuando los *acoples* alcanzan deformaciones inelásticas con los correspondientes valores de esfuerzos superiores al de cedencia.

La mejor disposición de un *sistema sismorresistente* con base en marcos arriostrados excéntricamente es aquella que solo contiene acople activos, como las que se muestran en la figura 10.3 (Popov, Engelhardt, y Ricles, 1989).

La configuración mostrada en la figura C10.6 (acople activos con inactivos) no son convenientes para lograr un buen comportamiento sísmico. Los acoples inactivos son las que no incurren en comportamiento inelástico durante un sismo debido a que los acoples activos no lo permiten.

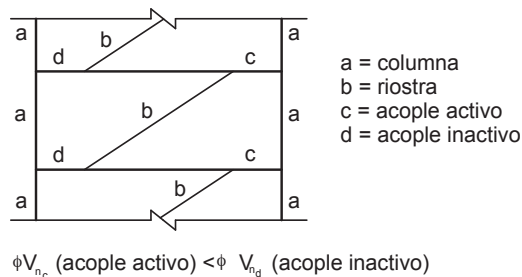
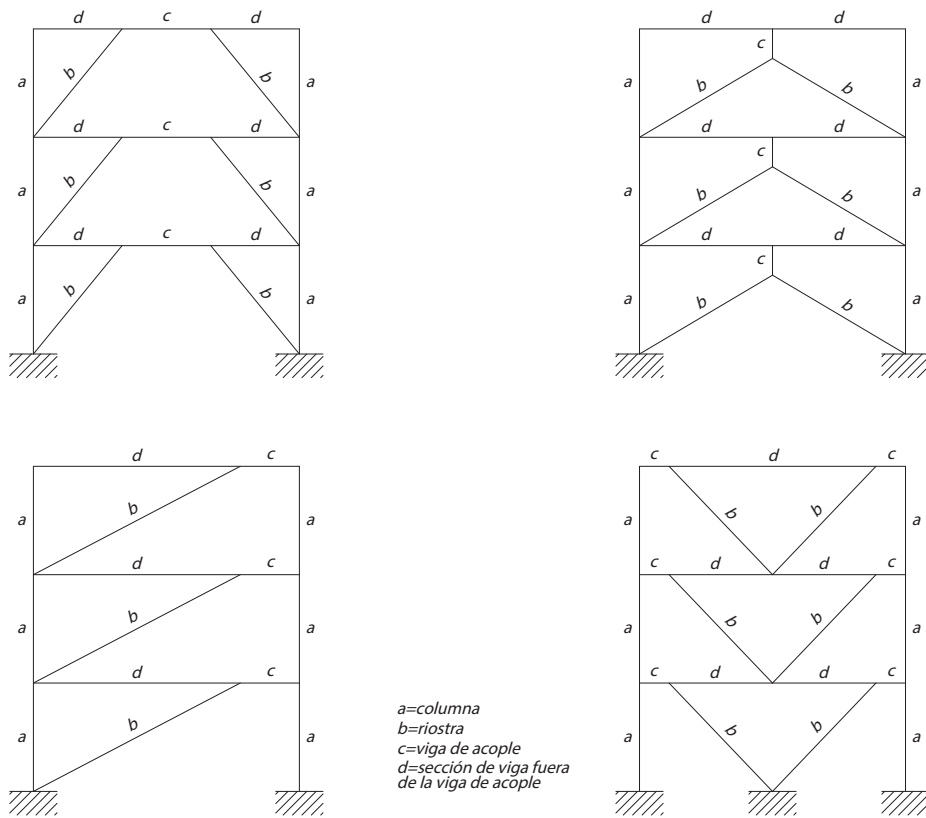


Figura. C10.6. Ejemplo de acoples activos e inactivos.

### C10.6.3.2 Criterios de diseño

Estas disposiciones están principalmente dirigidas al diseño de los marcos EBF donde el acople es un elemento horizontal que forma parte de un marco ubicado entre una columna y una riostra o entre dos riostras.

Las columnas de los marcos EBF deben ser diseñadas siguiendo los principios del diseño por capacidad, de forma tal que la capacidad y deformación del marco pueda desarrollarse sin formar un mecanismo de colapso en cualquier columna individual o un mecanismo global de piso blando.

### C10.6.3.3 Requisitos de análisis

Tal y como se mencionó anteriormente, la intención de estas disposiciones es procurar que la cedencia y la disipación de energía de un EBF ocurra principalmente en el acople. Por lo tanto, para lograr este objetivo, la riostra, las columnas y las vigas fuera del acople deben ser diseñadas para resistir las cargas impuestas por el acople cuando este incurra en el rango inelástico. Esto significa que las columnas, riostras y vigas fuera de los acoples deben ser diseñadas siguiendo los principios del diseño por capacidad para así lograr alcanzar la totalidad de la capacidad inelástica de los acoples.

### C10.6.3.4 Requisitos del sistema

#### a. Ángulo de rotación del acople

La rotación del *acople* puede ser determinada conservadoramente suponiendo que el marco EBF se deforma mediante un mecanismo rígido plástico, como se observa en la figura C10.7.

El ángulo de rotación del *acople* se denomina  $\gamma_p$  y se relaciona con el ángulo de rotación inelástica del entrepiso  $\theta_p$ , que a su vez puede determinarse mediante el desplazamiento relativo inelástico entre niveles  $\Delta_i$ , dividido entre la altura entre niveles  $h_i$ . Cuando se requiera una definición más exacta del ángulo de rotación del *acople*, se podrá determinar mediante un análisis inelástico.

La respuesta inelástica del *acople* está fuertemente influenciada por su longitud, relacionada con la razón de  $M_p / V_p$ . Para vigas de acople cuya longitud sea inferior a  $1.6 M_p / V_p$  su comportamiento estará principalmente controlado por el cortante. El comportamiento de las vigas de acople con longitudes mayores que  $2.6 M_p / V_p$  está principalmente controlado por la flexión.

La capacidad de deformación inelástica del *acople* es mayor para elementos controlados por deformaciones de cortante, que para los elementos controlados por flexión. Con base en información experimental se ha impuesto un límite a las rotaciones del acople de 0.08 radianes para elementos controlados por cortante ( $e \leq 1.6 M_p / V_p$ ) y de 0.02 radianes para aquellos acoples controlados por flexión ( $e \geq 2.6 M_p / V_p$ ). Para *acoples* de longitudes intermedias se podrá usar interpolación lineal entre 0.08 radianes y 0.02 radianes.

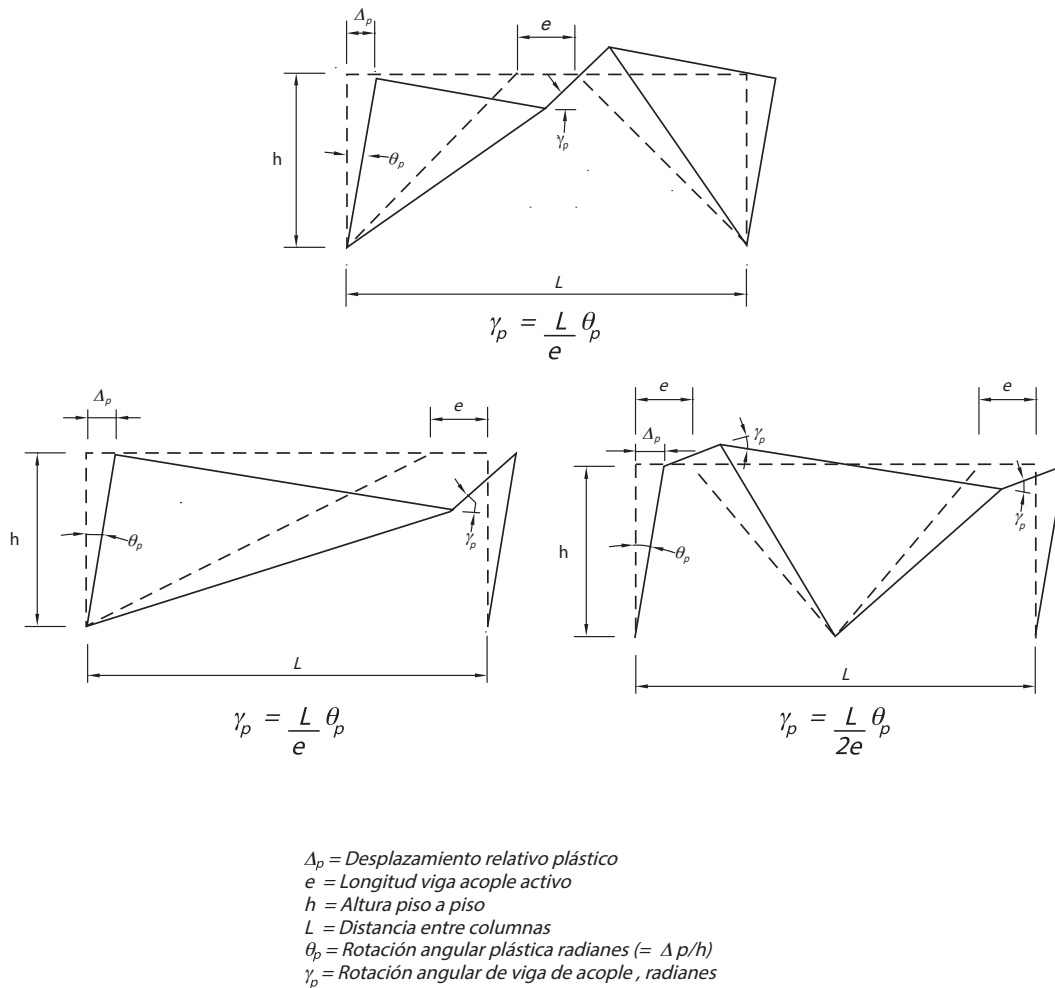


Figura C10.7. Ángulo de rotación del acople. (Ver referencia 3).

Se ha demostrado, tanto experimental (Whittaker, Uang y Bertero, 1987 y Foutch, 1989) como teóricamente (Popov, Engelhardt, y Ricles, 1989), que en los primeros pisos los acoples usualmente experimentan la mayor deformación inelástica y en casos extremos puede conducir al desarrollo de pisos blandos. Las rotaciones inelásticas de los acoples tienden a atenuarse en los pisos superiores y decrecen en la medida que aumenta el período del marco. Por esto se recomienda un diseño conservador de los acoples en los primeros dos a tres pisos para sismos fuertes. Para ello es recomendable incrementar la capacidad mínima por cortante en estas vigas en un orden del diez por ciento (10%) sobre lo requerido.

## b. Arriostramiento para estabilidad del acople

Una de las condiciones esenciales para procurar la estabilidad bajo el comportamiento inelástico de los marcos EBF es la restricción de los extremos del acople contra la torsión o el pandeo lateral torsional. En casos prácticos, una losa de concreto compuesta puede tomarse como un elemento de arriostre del acople en su ala superior. Será necesario colocar elementos de arriostre secundarios para el ala inferior aún cuando existan losas de concreto compuestas.

### C10.6.3.5 Elementos estructurales

#### a. Requisitos básicos

La demanda de ductilidad en los marcos EBF se concentra en los acoples. Por lo tanto, en un marco EBF diseñado según este capítulo, tanto las riostras como las columnas y las vigas fuera del acople deberían presentar poca cedencia.

Para lograr que el acople funcione como un fusible que limita la carga máxima transferida a la riostra con el objetivo de prevenir su pandeo, es necesario que la riostra sea diseñada para que tenga mayor capacidad que el acople. La intención de los lineamientos de este código es que se logre este comportamiento. Por lo tanto, muchos de los requisitos para las riostras de los marcos SCBF pensados para permitir ciclos de pandeo estables no son necesarios en los EBF. Similarmente, el acople también limita la carga transferida a la viga fuera del acople. Se previene la falla de esta porción de la viga siempre y cuando tenga mayor capacidad que el acople.

En la mayoría de las configuraciones, la viga fuera del acople y el acople son vigas de sección W continuas. Si este es el caso, la capacidad disponible de la viga podrá ser aumentada por  $R_y$ . Si el acople y la viga son el mismo elemento, cualquier incremento en la capacidad que se dé en el acople también se dará en el segmento de viga fuera del acople.

#### b. Acoples

La configuración de los marcos EBF está diseñada para que las deformaciones inelásticas ocurran principalmente en los acoples. La intención de los requisitos de este inciso es proveer un comportamiento inelástico estable en los acoples.

En el caso de las conexiones del acople con dos riostras, la longitud del acople está definido como la longitud comprendida entre los bordes de las riostras, ver figura C10.8. En los casos que se utilicen placas para conectar las riostras al acople, usualmente se alinea verticalmente el borde de la placa con la intersección de las líneas centro de la riostra y la viga. Para los casos que la riostra se conecte directamente a la viga, se permite que el borde interno de la riostra no quede alineado verticalmente con la intersección de las líneas centro de la riostra y la viga, dicha intersección podrá estar ubicada dentro o fuera del acople, tal y como se muestra en la figura C10.8. En la figura C10.8 se muestra la longitud de un acople con riostras en tubo HSS y conexiones con placas. En cualquiera de los casos,

las fuerzas internas y momentos en la viga fuera del acople y las riostras pueden obtenerse de análisis donde se modelen las intersecciones de los elementos de tal forma que el análisis arroje los resultados correspondientes a la capacidad esperada del acople en su estado inelástico.

Sin embargo, ese análisis de la posición de la intersección no calcula correctamente los momentos en los extremos del acople. Para cualquier caso, los momentos en los extremos del acople se pueden obtener de manera más precisa utilizando la ecuación  $M=V_e/2$ .

### 1. Limitaciones

Las razones de esbeltez para los acoples están indicados en la tabla 10.6. En la edición anterior del Código se requería que la sección transversal del acople cumpliera con la misma razón de esbeltez para las vigas de los marcos especiales SMF. Las razones de esbeltez indicadas en esta versión del Código logran relajarse basándose en estudios experimentales de pandeo local en acoples (Arce, 2002; Okazaki et al., 2004a; Richards et al., 2004); ahora se requiere que los acoples cumplan con los límites de razón de esbeltez para elementos con ductilidad moderada. El objetivo de los límites para la razón de esbeltez de las secciones tipo cajón soldadas con base en placas es prevenir acoples con sección transversal significativamente más alta que ancha (que podrían desarrollar pandeo lateral – torsional).

El refuerzo del alma con base en placas no está permitido ya que ese refuerzo podría no participar como se desearía durante las deformaciones inelásticas. Así mismo las perforaciones en el o las almas de los acoples no están permitidas tampoco ya que podría afectar negativamente al comportamiento inelástico de los acoples.

### 2. Resistencia en cortante

En el cálculo de la resistencia de diseño en cortante del acople se podrá despreciar los efectos de la carga axial en el acople cuando la demanda por carga axial sobre el acople sea menor que 0.15Py. En general, la carga axial es despreciable porque la componente horizontal de la carga en la riostra se transmite a la viga fuera del acople. Sin embargo, en algunas configuraciones particulares de EBF o cuando el acople forma parte del sistema de elementos colectores del entrepiso se podría desarrollar carga axial importante en el acople. En tal caso, para asegurar un comportamiento inelástico estable se debe aplicar las limitaciones adicionales de esta sección incluyendo la reducción de la resistencia por cortante y la longitud del acople.

### 3. Longitud del acople

El comportamiento de acoples sometidos a cedencia por flexión (acoples largos) que a su vez experimenten cargas axiales importantes no está bien estudiado. La longitud de los acoples sometidos a importantes cargas axiales se ha limitado a acoples cortos donde se asegure un comportamiento de cedencia por cortante en lugar de cedencia por flexión para así propiciar un comportamiento inelástico estable.

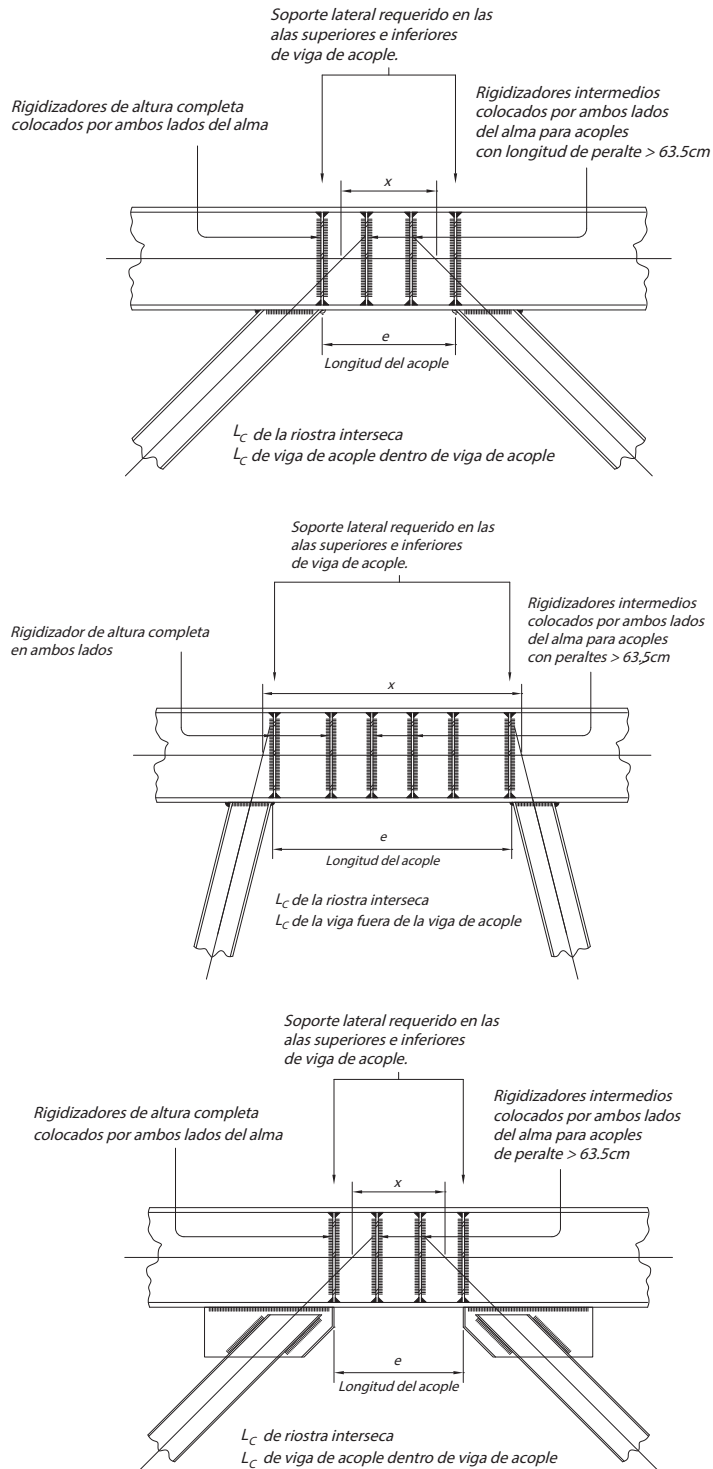


Figura C10.8. Geometría del acople (ver referencia 3).

#### 4. Rigidizadores para acoples de sección transversal tipo "I"

Debido a que el diseño del acople requiere una gran atención al detallado, se establecen controles de los espesores del alma y de los rigidizadores. El detallado apropiado y las restricciones en las almas garantizan un comportamiento estable, dúctil y predecible bajo la acción de fuertes ciclos de carga.

En los extremos de todos los acoples se requieren rigidizadores de altura completa, como restricción contra el pandeo del alma del acople y para una adecuada transferencia del cortante.

Los rigidizadores intermedios serán de altura total para evitar el pandeo por cortante del alma. La separación de los rigidizadores del alma depende de la magnitud del ángulo de rotación del acople para los acoples cortos (cedencia en cortante).

Los acoples largos (cedencia en flexión) que tienen una longitud mayor o igual a  $2.6M_p/V_p$  pero menor que  $5M_p/V_p$  requieren rigidizadores intermedios a una distancia de 1.5 veces el ancho del ala de la viga ( $b_f$ ) de cada extremo del acople. Esto con el objetivo de limitar la degradación de la capacidad del acople por pandeo local del ala o pandeo lateral torsional.

Para los acoples con longitudes entre los límites de cortante y flexión, deben cumplir con los requisitos para ambos casos. En el caso que la longitud de los acoples excedan  $5M_p/V_p$ , los rigidizadores intermedios no son necesarios.

Todos los rigidizadores deben soldarse utilizando soldadura de filete al alma y a las alas del acople. El detalle de la soldadura debe ser tal que se eviten las soldaduras en la zona  $k$  del acople. Experimentos recientes han indicado que las soldaduras de los rigidizadores que se extienden hasta la zona  $k$  del acople podrían generar fracturas prematuras en el alma del acople reduciendo así la capacidad inelástica de rotación del acople (Arce, 2002).

#### 5. Rigidizadores para acoples de sección tipo cajón soldadas con base en placas

Igual que los acoples de sección transversal "I", la separación máxima para los rigidizadores para acoples cortos ( $e < 1.6M_p/V_p$ ) depende de la magnitud del ángulo de rotación del acople.

En la figura C10.9 se muestra una sección transversal de un acople con rigidizadores intermedios ensayada y simulada numéricamente por Berman y Bruneau (2006, 2008a, 2008b). Estos rigidizadores fueron soldados a las almas y a las alas. Los resultados de los experimentos demostraron que los rigidizadores soldados a las alas no contribuyen a evitar el pandeo local de las alas. Por lo tanto se concluyó que en acoples de sección tipo cajón los rigidizadores no necesitan ser soldados a las alas del acople. De esta forma los rigidizadores se podrían colocar dentro del cajón, soldados únicamente a las almas.

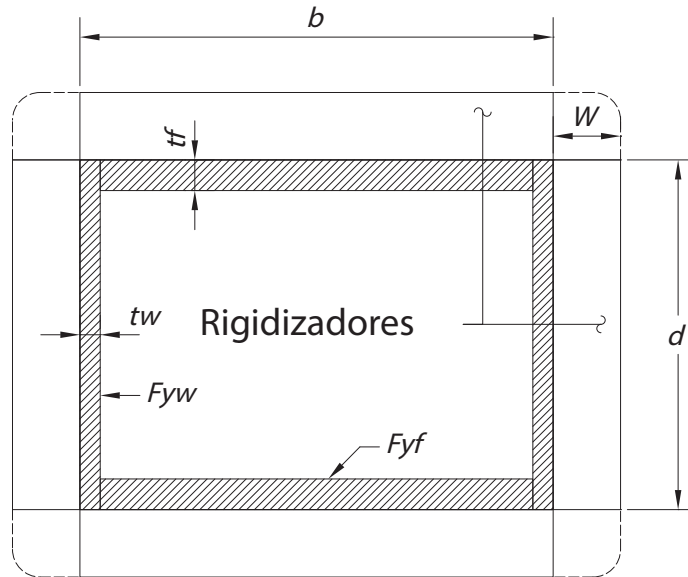


Figura C10.9. Rigidizadores intermedios en Sección tipo cajón.

#### a. Zonas protegidas

En un sistema de marcos EBF se esperan altas deformaciones inelásticas en el acople para el sismo de diseño. Por lo tanto el acople se clasifica como una zona protegida.

### C10.6.3.6 Conexiones

#### a. Soldaduras críticas por demanda

Es posible que el material de soldadura en las placas de asiento de las columnas, en los empalmes de las columnas y en las conexiones viga – columna experimenten deformaciones unitarias inelásticas. Adicionalmente es posible que se desarrollen en las soldaduras utilizadas para fabricar acoples con base en placas soldadas. Por lo tanto, estas soldaduras deben de tratarse como soldaduras críticas por demanda. Ver comentario C10.6.2.6.a.

#### b. Conexiones viga - columna

Ver comentario C10.6.2.6.b.

#### c. Conexiones de riostras diagonales

Uno de los principales supuestos de los marcos EBF es evitar el pandeo en las riostras diagonales. Por esta razón se considera innecesario diseñar las conexiones de la riostra para la carga de pandeo de la riostra.

Se requiere que las conexiones de las riostras sean diseñadas para soportar las fuerzas correspondientes al acople en su estado inelástico límite (totalmente endurecido por deformación). Los factores de  $R_y$  indicados en el inciso 10.6.3.3 de 1.25 para secciones tipo "I" o 1.4 para secciones rectangulares son algo bajos en comparación a algunos valores encontrados en experimentos. Sin embargo, se considera adecuado ya que se utilizan factores de reducción altos para los estados límites no dúctiles empleados en el diseño de estas conexiones.

#### **d. Empalmes de columna**

Para sistemas con base en marcos EBF se han añadido requisitos similares a los establecidos para marcos arriostrados SCBF. Ver comentario C10.6.2.6.d.

#### **e. Conexión acople - columna**

Anteriormente existía la práctica de utilizar los detalles de conexiones precalificadas para marcos especiales para conectar el acople de un marco EBF con la columna. Sin embargo, recientemente se ha demostrado (Okazaki et. al., 2004) que las cargas y deformaciones en la conexión entre el acople y la columna en los marcos EBF son sustancialmente diferentes a las que se presentan en las conexiones de los marcos SMF. En consecuencia, se advierte que las uniones precalificadas para los marcos SMF podrían no tener un comportamiento adecuado como conexiones de un marco EBF.

En el momento en que se publicó el Código, el desarrollo de experimentos para encontrar una conexión acople – columna que resista la demanda inelástica requerida estaban en proceso. Por lo tanto, se aconseja a los diseñadores consultar la literatura técnica para informarse sobre los más recientes resultados en este tema (por ejemplo, Okazaki et. al., 2009). Hasta que no estén disponibles más experimentos sobre esta conexión; sería aconsejable evitar configuraciones de marcos EBF con acoples unidos a columnas.

El Código permite la utilización de conexiones acople – columna sin necesidad de realizar ensayos de demostración de conformidad siempre y cuando la conexión esté reforzada con placas tal y como se muestra en la figura C10.10. Este tipo de refuerzo está diseñado para prevenir comportamientos inelásticos en la zona reforzada adyacente a la columna. La porción reforzada debe permanecer esencialmente elástica mientras el acople experimenta su máxima deformación inelástica.

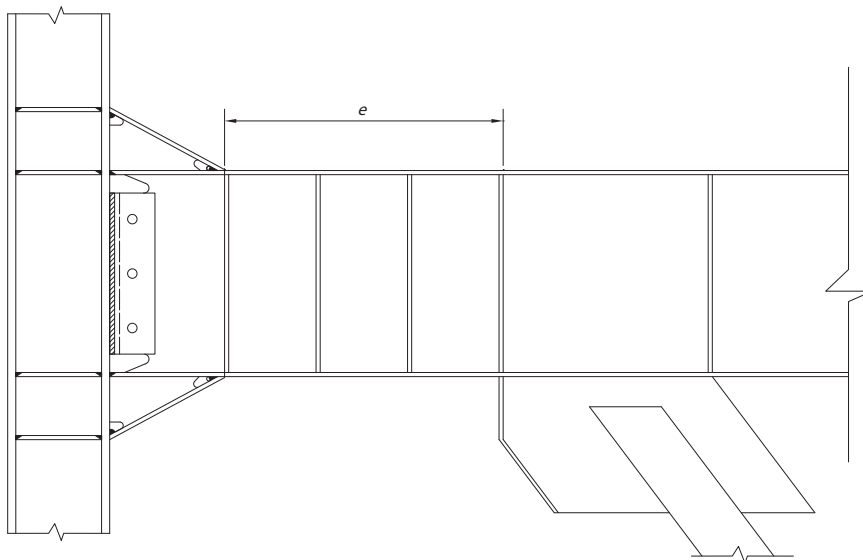


Figura C10.10. Refuerzo de conexión acople - columna.

## 10.7 Muros de corte a base de placas

### C10.7.1 Alcance

Los muros especiales de corte a base de placas (SPSW) están diseñados para que las placas de acero sin rigidizar (placas de alma) conectadas a los elementos de borde verticales y horizontales (VBE y HBE) se comporten de una manera histerética dúctil durante las sacudidas sísmicas (ver figura C10.11).

Todos los elementos horizontales de borde, (HBE), están conectados rígidamente a los elementos verticales por medio de conexiones rígidas de momento, capaces de desarrollar el momento plástico esperado de los HBE. Cada una de las placas de alma debe estar rodeada de elementos de borde.

Varios estudios experimentales realizados a SPSW sometidos a cargas pseudo – estáticas inelásticas y a cargas dinámicas han demostrado su habilidad para comportarse dúctilmente y disipar cantidades significativas de energía (Thorburn et al., 1983; Timler y Kulak, 1983; Tromposch y Kulak, 1987; Roberts y Sabouri – Ghomi, 1992; Caccese et al. 1997; Driver et al. 1997; Elgaaly, 1998; Rezai, 1999; Lubell et al., 2000; Grondin y Behbahannidard, 2001; Berman y Bruneau, 2003; Zhao y Astaneh-Asl, 2004; Berman y Bruneau, 2005b; Sabouri-Ghomi et al. 2005; Deng et al. 2008; Quet et al. 2008; Choi y Park, 2009; Qu y Bruneau, 2009; Vian et al. 2009; Sabouri-Ghomi y Roberts, 1992; Elgaaly et al. 1993; Elgaaly y Liu, 1997; Driver et al., 1997; Dastfan y Driver, 2008; Bhowmick et al., 2009; Purba y Bruneau, 2009; Shishkin et al., 2009; Vian et al., 2009b).

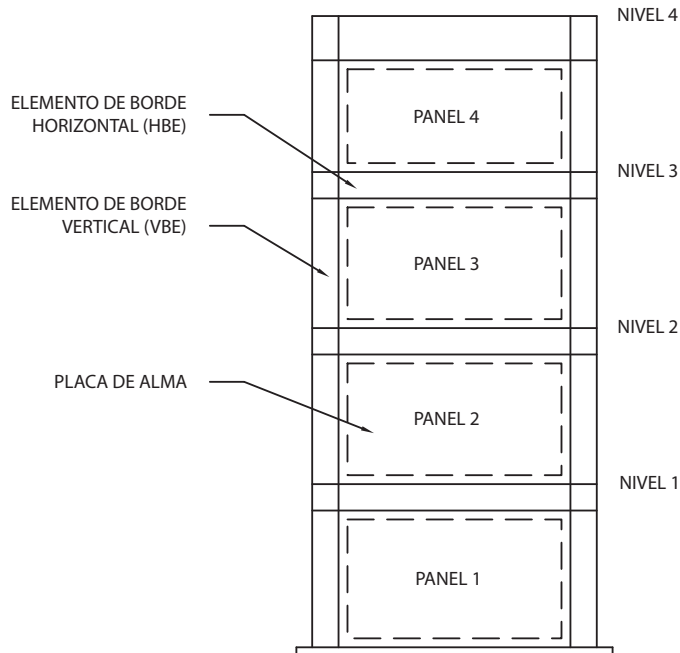


Figura C10.11. Esquema de un muro de corte a base de placas

## C10.7.2 Bases de diseño

La cedencia en las placas de alma ocurre por la formación de la acción de campos de tensión a un ángulo cercano a los  $45^\circ$  con respecto a la vertical, y pandeo de la placa en la dirección ortogonal. Con la excepción de la formación de rótulas plásticas en los extremos de los HBE, los elementos horizontales y verticales de borde que rodean a cada placa de alma, están diseñados para que permanezcan esencialmente elásticos cuando las placas de alma se encuentren totalmente plastificadas.

## C10.7.3 Análisis

Los principios de diseño por capacidad se deben aplicar para el diseño de los elementos de borde. Esto significa que los HBE y VBE deben ser diseñados para resistir las fuerzas máximas desarrolladas por la acción de campo de tracción en las placas de alma totalmente plastificadas. Como resultado de la respuesta del sistema sismorresistente al volcamiento, cortante y a la acción de campos de tensión en las placas de alma, se generan fuerzas axiales, cortantes y momentos en los elementos de borde. El análisis del SPSW debe considerar los espesores reales de las placas de alma.

En el panel superior del muro, las componentes verticales del campo de tracción deben anclarse al HBE. El HBE debe tener suficiente capacidad para permitir que se plastifique en tracción la totalidad de la placa de alma.

En el panel inferior del muro, las componentes verticales del campo de tracción deben anclarse al HBE. El HBE debe tener suficiente capacidad para permitir que se plastifique en tracción la totalidad de la placa de alma. Esto se podría lograr anclando de manera continua el HBE a la fundación.

En los paneles intermedios, la variación de los esfuerzos normales desarrollados por las placas de alma actuando en el HBE es usualmente pequeña, o nula cuando los espesores de las placas de alma sobre y debajo del HBE son idénticas. Por lo tanto, es usual que las secciones transversales de los HBE, superior e inferior, sean de mayor tamaño que las de los HBE intermedios.

Para el diseño de los HBE, es importante reconocer que los esfuerzos verticales inducidos por el campo de tracción en el HBE disminuyen el momento plástico del HBE. Asimismo, los diagramas de cuerpo libre de los HBE deben de tomar en cuenta los momentos y cortantes adicionales inducidos por la componente horizontal excéntrica de los campos de tracción de las placas de alma conectadas a cada HBE.

Las fuerzas y los momentos en los elementos y conexiones, incluyendo las generadas por los campos de tracción, pueden ser determinadas con un análisis de marco bidimensional (ver figura C10.12). La guía de diseño No. 20 del AISC, *Steel Plate Shear Walls* presenta, de una forma muy didáctica, diferentes alternativas para el análisis de un SPSW, así como una explicación exhaustiva del comportamiento de estos sistemas sismorresistentes.

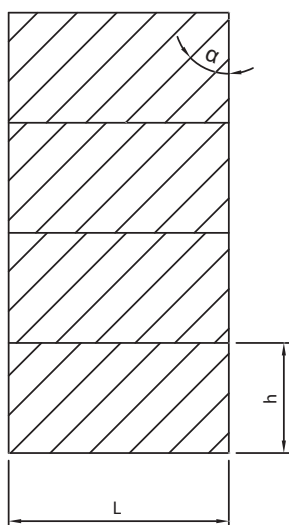


Figura C10.12. Esquema del modelo analítico bidimensional para un SPSW

## C10.7.4 Requisitos del sistema

### C10.7.4.1 Rigidez de los elementos de borde

Prescribir un límite inferior a la rigidez de los VBE tiene como objetivo prevenir su flexibilidad excesiva y su pandeo. Sin embargo, estudios recientes sugieren que este enfoque podría no estar relacionado con comportamientos satisfactorios, tanto en el plano fuerte como en el débil de los VBE (Qu y Bruneau, 2010b).

### C10.7.4.2 Razón de la conexión de momento entre los HBE y los VBE

La experiencia de varios investigadores ha demostrado que los SPSW pueden comportarse dúctilmente si cumplen los requisitos de viga – columna similares a los de los marcos intermedios. Ver comentario 10.5.3.4(a).

### C10.7.4.3 Arriostramiento para estabilidad lateral

Un sistema de arriostramiento lateral para los elementos de borde de los SPSW es necesario para que desarrollen un comportamiento adecuado. Los requisitos para el sistema de arriostramiento se especificaron para cumplir los requisitos de elementos con ductilidad moderada. Adicionalmente, todas las intersecciones de HBE y VBE deben arriostrarse para asegurar la estabilidad de todo el panel.

### C10.7.4.4 Aberturas en las placas de alma

Las aberturas generan una distorsión en el campo de esfuerzos de la placa de alma generando demandas locales significativas, por lo tanto, deben estar rodeadas de elementos de borde intermedios. Cuando las aberturas sean necesarias, los SPSW pueden dividirse en pequeños segmentos SPSW utilizando elementos de borde intermedios alrededor de dichas aberturas. SPSW con agujeros en las placas de alma sin elementos de borde no se han probado experimentalmente, a excepción del sistema descrito en el inciso 10.7.7.1. Estas aberturas usualmente se refieren a buques de ventanas o puertas que han sido consideradas en la etapa de diseño estructural de la edificación.

## C10.7.5 Miembros

### C10.7.5.1 Requisitos básicos

Se espera que se genere cierta plastificación local en los HBE y los VBE para que se logre el mecanismo plástico del SPSW. Por esta razón, los HBE y VBE deben cumplir con los requisitos para elementos con ductilidad óptima.

### C10.7.5.2 Placas de alma

Dastfan y Driver (2008) demostraron que la capacidad de los SPSW que cumplen con los requisitos de este código no es sustancialmente sensible al ángulo de inclinación del campo de tensión (ángulo de cedencia de la placa de alma), y que si se utiliza un único ángulo de 40° en el diseño, generalmente llevará a resultados ligeramente conservadores.

Cuando los HBE y VBE de una placa de alma no sean idénticos, el promedio de las áreas de los HBE puede ser tomado para el cálculo de  $A_b$ . Y el promedio de las áreas y momentos de inercia de los VBE pueden ser utilizados en el cálculo de  $A_c$  e  $I_c$  para calcular  $\alpha$ .

### C10.7.5.3 Zonas protegidas

La placa de alma de un SPSW se considera un componente esencial del sistema y por lo tanto se debe mantener su integridad para procurar el comportamiento adecuado del sistema. Esta es la razón por la que se clasifica como zona protegida y como tal no debe ser perforada, dañada o alterada. Sin embargo el Código permite tres maneras de perforar una placa de alma, las cuales tienen reglas de detallado especiales que se indican en los incisos 10.7.4.4 y 10.7.7.

## C10.7.6 Conexiones

### C10.7.6.1 Soldaduras críticas por demanda

Sin comentarios

### C10.7.6.2 Conexiones HBE a VBE

Los SPSW poseen una rigidez elástica inicial grande y se espera que las derivas y las rotaciones en las rótulas plásticas en los extremos de los HBE sean menores que las esperadas para los marcos IMF y SMF. Por lo tanto, se considera que los requisitos para las conexiones indicadas en el inciso 10.5.1.6.b para marcos ordinarios (OMF) son adecuados también para las conexiones HBE a VBE.

#### a. Requisitos de resistencia

Las conexiones de los HBE a VBE deben ser capaces de desarrollar la capacidad plástica del HBE, ya que se espera se formen rótulas plásticas en los extremos de los HBE.

#### b. Zona del panel

Cumplir con los requisitos para la zona panel no es obligatorio para los HBE intermedios, ya que usualmente el tamaño de los HBE intermedios es pequeño en comparación al elemento de borde vertical (VBE) al cual se conectan. El profesional

responsable del diseño debe emplear su experiencia y criterio para identificar las situaciones especiales donde sea necesario revisar y acondicionar la zona panel del VBE que recibe al HBE intermedio.

### C10.7.6.3 Conexiones de las placas de alma a los elementos de borde

Se requiere que las conexiones que unen las almas con los elementos de borde desarrollen la capacidad esperada en tracción del alma. Cuando se utilicen conexiones empernadas, estas deben ser capaces de desarrollar esta demanda por capacidad considerando todos los estados límites en tensión y sus respectivas áreas netas.

Para determinar la capacidad en tracción del alma de un SPSW se puede utilizar un modelo de campos de tracción, donde se tome un ángulo promedio de todas las almas para analizar el muro entero. La capacidad en tracción esperada de un campo sería entonces  $R_y F_y A_s$ ;

Donde,

As: área de un campo de tracción =  $(L \cos\alpha + H \operatorname{sen}\alpha) / n$

L: ancho del alma

H: altura del alma

n: número de campos de tensión en el alma. n debe de tomarse como 10 o más.

Este método de análisis se ha corroborado con resultados de experimentos y se considera adecuado para predecir el comportamiento de un SPSW. Sin embargo, se reconoce que existen otras metodologías de análisis más avanzadas (tales como elemento finito) que pueden ser utilizadas en el diseño de un SPSW. En el caso que se desee realizar un modelo no lineal (material y geométrico) de elemento finito deberá calibrarse con resultados experimentales que se hayan publicado con el objetivo de validar dicho modelo.

El diseño de las conexiones de las almas a los elementos de borde debe anticipar también el pandeo del alma fuera del plano; por lo tanto se debe proveer algún mecanismo que restrinja las pequeñas rotaciones fuera del plano que puedan producirse.

### C10.7.6.4 Empalmes de columnas

Ver comentario 10.4.2.5.

## C10.7.7 Almas perforadas

### C10.7.7.1 Patrón regular de perforaciones circulares

Los muros de corte a base de placas con sus almas perforadas son un caso especial de SPSW, en donde la distribución de las perforaciones se utiliza para permitir que los elementos electromecánicos pasen a través del muro. Adicionalmente se perforan las almas para reducir la capacidad y la rigidez de un muro con alma sólida a los niveles requeridos en el diseño en los casos que no se disponga de placas de menor espesor. El concepto de perforar el alma con un patrón definido se ha estudiado tanto analítica como experimentalmente y se ha comprobado su efectividad. Los sistemas han mantenido su comportamiento dúctil hasta alcanzar los desplazamientos correspondientes a un sismo de diseño (Vian y Bruneau, 2005; Vian et al., 2009a; Vian et al., 2009b; Purba y Bruneau, 2007. Ver figura C10.13.

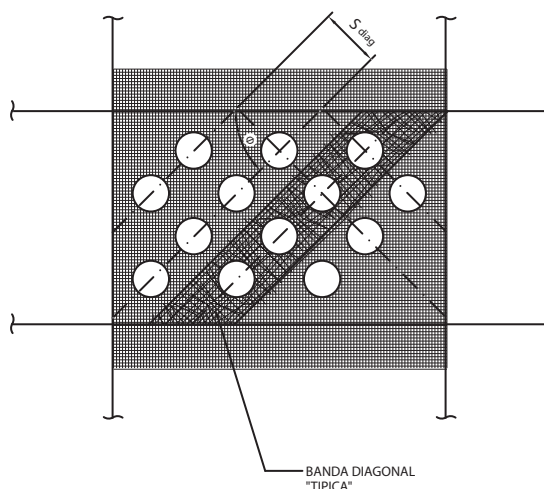


Figura C10.13 . Detalle esquemático del patrón regular de perforaciones circulares

### C10.7.7.1 Refuerzo del corte en las esquinas

También, es posible permitir que los pasantes de tuberías electromecánicos se ubiquen en las esquinas de las placas de alma. Se logra realizando un corte con forma de cuarto de círculo. El corte debe estar debidamente reforzado. Los agujeros se encuentran ubicados inmediatamente adyacentes a la columna en cada una de las esquinas superiores de la placa de alma. La ventaja de esta configuración es que se permite el paso de los elementos electromecánicos y a su vez mantiene la capacidad y la rigidez similar a un SPSW con placa de alma sólida. Ver figura C10.14.

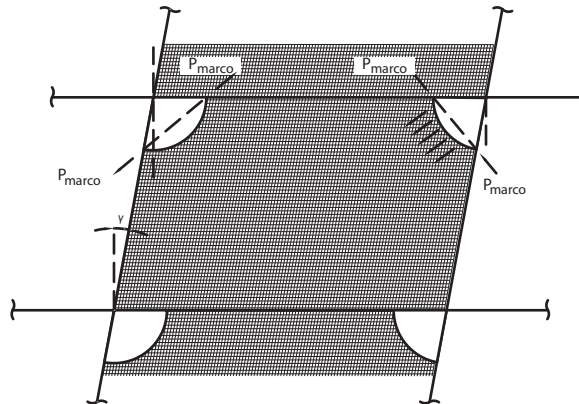


Figura C10.14. Reacciones en los extremos de los arcos producidos por las deformaciones del marco y fuerzas internas en la placa de alma producidas por los refuerzos del corte en las esquinas

## 10.8 Sistemas sismorresistentes con base en perfiles de acero laminados en frío con secciones esbeltas

### C10.8.1 Alcance

Los requisitos indicados en este artículo se aplican a sistemas sismorresistentes con secciones laminadas en frío y de lámina delgada de sección esbelta. La intención inicial fue normar aquellas láminas con espesores de 3 mm o inferiores de sección tubular o abierta. Sin embargo, es claro, que pueden existir secciones esbeltas cuyo espesor de lámina sea mayor al indicado anteriormente pero que, por su comportamiento, deben ser diseñados de acuerdo con los lineamientos de este artículo.

Estos elementos tienen la particularidad de que, aunque el acero del cual están hechos es dúctil, por su esbeltez se producen pandeos locales y una vez iniciados, la capacidad de la sección disminuye rápidamente aún dentro del rango elástico.

Existen algunos elementos o componentes de sistemas sismorresistentes que están excluidos del alcance de este artículo, como los muros de corte a base de placas, que están normados en el artículo 10.7. Existen también sistemas sismorresistentes a base de muros con forros de madera o de láminas de acero, que utilizan perfiles de láminas dobladas de espesores inferiores a 3 mm, similares a los utilizados en los muros secos. Aunque estos sistemas sismorresistentes no están dentro del alcance de este capítulo, su uso no está restringido por este código.

Sin embargo, se recomienda que el profesional responsable del diseño consulte las referencias vigentes del AISI para su diseño.

## C10.8.2 Criterios de diseño

El comportamiento de estos sistemas sismorresistentes está controlado en parte, como se ha comentado anteriormente, por la esbeltez de los elementos que presentan poca ductilidad. Es por esto que la resistencia requerida de cada elemento debe ser revisada según lo indicado en el inciso 10.2.2 y el artículo 4.4.

Sin embargo, el comportamiento del sistema también está controlado por las uniones entre elementos, es por esta razón que la ductilidad global asignada al sistema sismorresistente depende del tipo de unión que estos sistemas tengan. Se han clasificado las uniones en uniones ensayadas, tipo P y no ensayadas tipo NP.

Se han realizado ensayos de laboratorio (Romanjek 2001, 2007 y Villar 2011), con diferentes configuraciones de uniones, donde se ha podido comprobar que existen uniones que presentan comportamientos estables ante cargas cíclicas y que son capaces de desarrollar las ductilidades asignadas en este código.

## C 10.8.3 Requisitos de análisis

No existen requisitos especiales de análisis adicionales a los indicados en el artículo 10.3 o el capítulo 7. Sin embargo, es importante recordar que los elementos con secciones esbeltas, al experimentar pandeos locales, no logran desarrollar la capacidad plástica de la sección. En la figura C10.15 se observa que las secciones presentan poca ductilidad una vez iniciado el pandeo del alma. La carga disminuye rápidamente conforme aumentan los desplazamientos, por lo que las articulaciones plásticas no pueden formarse debido a que el pandeo de las almas ocurre para momentos menores a los de cedencia del acero. Por lo tanto, estas secciones no deben ser dimensionadas utilizando análisis y diseño plástico.

De la misma manera, al existir la posibilidad que ocurran pandeos locales en las secciones, se deben considerar los anchos efectivos y se deben utilizar las secciones elásticas efectivas correspondientes en los modelos de análisis.

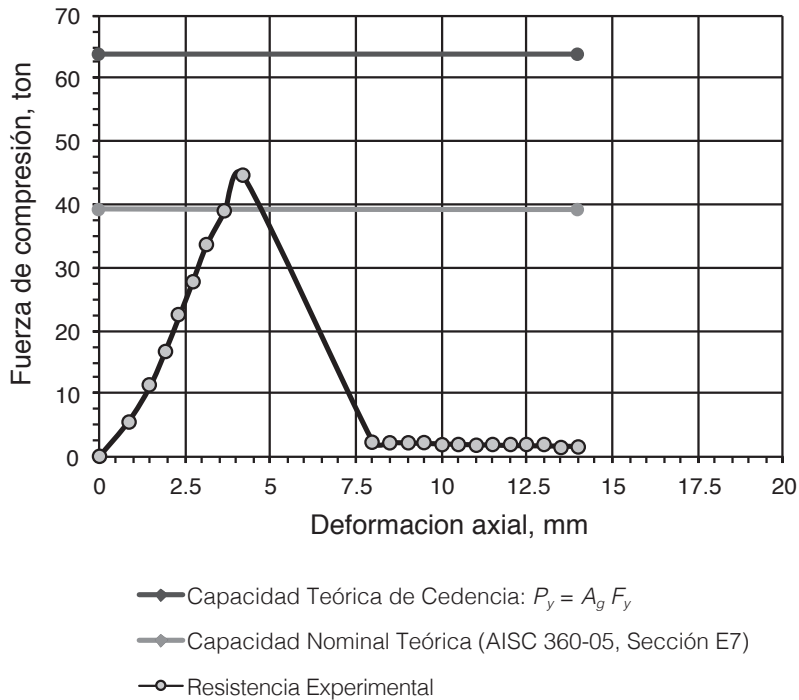


Figura C10.15. Curva de comportamiento a compresión de sección tubular esbelta.

## C 10.8.4 Requisitos del sistema

No existen requisitos adicionales a los indicados en las referencias 1 o 4, según corresponda.

## C 10.8.5 Elementos estructurales

Las limitaciones en el espesor de los perfiles utilizados en los sistemas sismorresistentes se deben principalmente a las dificultades en el armado de los perfiles de espesores bajos. Las paredes muy delgadas se pueden dañar con la soldadura y la presencia de corrosión podría reducir sustancialmente la sección. La investigación realizada por Romanjek, 2001, donde se obtuvieron fracturas en la soldadura bajo ensayos de tracción con perfiles de bajo espesor, pone en evidencia las dificultades y limitaciones de poder soldar secciones con espesores de lámina menores a 3.2 mm. A pesar que este capítulo permite el uso de perfiles de calibre #11 (espesor 3.2 mm) en el sistema sismorresistente, se deben utilizar con precaución para evitar esos mismos problemas. Se recomienda al profesional responsable del diseño observar las recomendaciones para la soldadura de lámina delgada dadas en el AWS D1.3.

## C 10.8.6 Conexiones

Los requisitos generales de las conexiones soldadas están dados en AWS D1.3 (referencia 6), en donde la especificación para el proceso de soldadura se requiere para todas las soldaduras.

Las uniones no ensayadas (tipo NP) deben ser diseñadas para la demanda calculada según las combinaciones [6-1] a [6-4]. Para esto se deben seguir las disposiciones para el cálculo de resistencia disponible contenidas en el AISI S-100.

Las uniones ensayadas (tipo P) también deben ser diseñadas para la demanda calculada según las combinaciones [6-1] a [6-4]. Los requisitos de precalificación contenidos en las secciones K1 y K2 del AISC 341, son específicos para uniones de sistemas tipo IMF y SMF. Sin embargo, la intención de este inciso es que el profesional responsable del diseño los utilice como guía para establecer el procedimiento de precalificación específico para la unión que desee ensayar. Es de particular importancia que se respete el protocolo de carga establecido, pero será responsabilidad del profesional responsable del diseño establecer la deriva máxima requerida en función de la ductilidad global o los límites de deriva establecidos en el capítulo 7.

## 10.9 Control de calidad

Los controles de calidad requeridos para los diferentes componentes de los *sistemas sismorresistentes* son necesarios para asegurar un comportamiento adecuado, especialmente durante su respuesta sísmica.

Los diferentes requisitos y controles se deben implementar en todas las diferentes fases de la obra. Iniciando desde el diseño y la concepción de la obra, que involucra el proceso de selección de los materiales, la escogencia del sistema estructural y la planificación de la secuencia constructiva; para continuar con la ejecución de obra que comprende la fabricación, la erección y la inspección o supervisión de cada uno de estos procesos.

Es importante resaltar que la inspección o supervisión es una labor planificada y conjunta, que involucra al profesional responsable del diseño y al inspector, como garantes de la idoneidad del proceso constructivo y a las empresas encargadas de la fabricación, de la erección y del montaje de la obra. Estas empresas deben contar con sus propios sistemas de control, ya sean de planta o contratados externamente, para lograr y poner en práctica las mejores prácticas constructivas de acuerdo a cada tipo de obra.

Así, todas estas regulaciones pretenden que se establezca un plan de control de calidad, aprobado por el profesional encargado de la inspección, que permita asegurar la calidad deseada en todo el proceso constructivo de la obra.

### 10.9.1 Alcance

La inspección visual se debe realizar siempre por parte de personal calificado, en las diferentes etapas.

La inspección visual podría abarcar, sin estar limitada, a lo siguiente:

La verificación del tipo de materiales a utilizar.

La verificación del estado de los materiales.

Que los diferentes perfiles, materiales y componentes cumplan con las tolerancias constructivas especificadas.

Que los diferentes perfiles, materiales y componentes estén de acuerdo con los certificados de calidad expedidos por el fabricante.

El almacenamiento y estibado de materiales.

La clasificación, designación de elementos y componentes.

La preparación de superficies.

Todo proceso antes, durante y después de cualquier proceso de soldadura.

Todo proceso antes, durante y después de cualquier proceso de empernado.

La supervisión de las pruebas no destructivas.

La verificación de la idoneidad de todos los tipos de uniones.

La supervisión de la implementación de los controles requeridos.

El contratista en cada fase debe facilitar y colaborar con la labor de inspección, e implementar sus propios controles y procedimientos, que debe presentar al profesional responsable de la inspección antes de cada proceso para su respectiva aprobación.

El fabricante debe mantener un programa de control de calidad para garantizar que el trabajo se realiza de conformidad con los requisitos establecidos en este código y los documentos del contrato.

El encargado de la erección deberá mantener un programa de control de calidad para garantizar que el trabajo se realice de conformidad con los requisitos establecidos en este código y los documentos del contrato. El encargado de la erección debe ser capaz de llevar a cabo la erección del acero estructural y proporcionará los equipos, personal y de gestión para el alcance, la magnitud y la calidad requerida de cada proyecto particular.

Todo proceso, antes y después de realizarse, debe ser debidamente documentado.

Las pruebas de calificación de soldadores son requeridas y preferiblemente no deben tener más de seis meses de antigüedad al momento de realizarse los trabajos.

El fabricante y el encargado de la erección deben establecer y mantener procedimientos de control de calidad y llevar a cabo inspecciones para garantizar que su trabajo se lleve a cabo de conformidad con esta especificación y los documentos de construcción.

Los procedimientos de identificación de materiales deben cumplir con los requisitos de la sección 6.1 de la referencia 10, y deben ser monitoreados por el inspector de control de calidad del fabricante.

### 10.9.2 Documentación requerida

En esta versión del Código se hace una diferencia en cuanto a los requisitos mínimos de documentación en función de la clasificación de la edificación de acuerdo con su importancia. Todas las estructuras deben de cumplir con un mínimo de requisitos y documentación asociada al control de calidad. Adicionalmente, las estructuras clasificadas como esenciales y riesgosas (grupos A y B de la tabla 4.1) deberán aportar documentación adicional, tales como los procedimientos de soldadura (WPS), los registros de calificación de soldadores y los procedimientos para la instalación de los pernos. Sin embargo, se recomienda no limitarse a los mínimos establecidos.

Los documentos a que se hace referencia en este apartado son parte fundamental del proceso de control de calidad y de que efectivamente se pueda garantizar el desempeño de la estructura de acuerdo con lo que se conceptualizó en su diseño.

Como proceso, se inicia con la elaboración de los planos de taller, desarrollados por el contratista para ser aprobados por el encargado de la inspección, donde se debe mostrar minuciosamente, todos los detalles necesarios para fabricar cada pieza o componente a construir de forma individual, incluyendo las uniones respectivas y los medios de fijación.

Los planos de taller son los planos de fabricación detallados de cada componente de la estructura.

Los planos de montaje son los planos donde se detalla el procedimiento y la secuencia constructiva a seguir, relacionado con toda la logística constructiva de la obra y el montaje individual de los elementos.

Los certificados de conformidad son los documentos que aporta el proveedor de los materiales y componentes, que a criterio de la inspección, pueden ser verificados con las pruebas y controles de laboratorio respectivos.

### 10.9.3 Tareas de inspección

Las labores de inspección pueden contemplar los siguientes puntos:

1. Soldadura de taller y en sitio, materiales e instalación de pernos y los detalles.

2. Colocación y fijación de la lámina extruida de acero y pernos conectores de cortante.
3. Superficies de corte en campo.
4. Las tolerancias para erección en campo, de conformidad con la sección 7.13 de la referencia 10.

### 10.9.3.1 Inspección de soldaduras y ensayos no destructivos

La inspección antes del proceso de soldadura contempla la revisión y aprobación del procedimiento de soldadura a utilizar, la adecuada calificación de soldadores y la revisión de preparación de superficie, biseles, alineamientos, espaciamientos entre materiales a soldar y otras variables.

La inspección durante el proceso de soldadura permite observar los procedimientos de soldadura utilizados, incluyendo la verificación de la calificación del soldador para el procedimiento especificado. Después de que la junta es soldada, es inspeccionada visualmente conforme a las normas de la referencia 5.

A manera de referencia, se podrían utilizar las tablas N5.4-1, N5.4-2 y N5.4.3 de la referencia 1, así como las tablas J6.1, J6.2 y J6.3 de la referencia 3 donde se indican las tareas de inspección de soldadura.

El plan de control de calidad del fabricante debe de incluir los siguientes puntos como mínimo, según corresponda:

1. Soldadura de taller, empernados de pernos de alta resistencia, y los detalles.
2. Corte en taller y acabado de superficie.
3. Tolerancias para fabricación en taller, de conformidad con la sección 6 de la referencia 10.

La utilización de pruebas no destructivas para la verificación de la calidad de las soldaduras que están sujetas a tracción como parte del sistema sismorresistente es altamente recomendada y no debe reemplazar la inspección visual.

Las pruebas de ultrasonido sirven para detectar defectos en soldaduras de penetración total o parcial, y se recomiendan especialmente cuando son críticas para el sistema sismorresistente y están sujetas a cargas netas de tracción. Sin embargo, no son recomendadas para la inspección de soldaduras de filete, ni para detectar defectos en la superficie de la soldadura o cerca de ella.

Las pruebas a base de partículas magnéticas son utilizadas para detectar defectos en la superficie o cerca de ella. Se recomienda este tipo de pruebas para revisión de juntas críticas con soldaduras de filete y para exámenes de la superficie de soldaduras de penetración sujetas a carga axial de tracción.

Las pruebas de líquidos penetrantes no son recomendadas para la inspección de las soldaduras pero sí para la detección de grietas en localidades específicas, tales como los orificios de acceso de soldadura y las adyacentes a la zona del *área k*.

### 10.9.3.2 Inspección de uniones empernadas:

La inspección visual de las operaciones de atornillado es el método primario usado para confirmar los materiales, procedimientos y mano de obra. El tipo de inspección visual dependerá del nivel de pretensión del perno y del método para controlar la pretensión. Estas tareas deben estar incluidas en el procedimiento de instalación de pernos suministrado por el contratista en el plan de control de calidad. A manera de referencia, se podrían utilizar las tablas N5.6-1, N5.6-2 y N5.6-3 de la referencia 1, así como las tablas J7-1, J7-2 y J7-3 de la referencia 3, donde se indican las tareas de inspección de empernado.

Para aquellos pernos que no requieren pretensión, tales como los "snug tight", se recomienda revisar el tipo de perno, diámetro del agujero, el uso de arandelas y tuercas adecuadas.

Para aquellos pernos que requieren pretensión, además de lo indicado anteriormente, también se recomienda controlar la pretensión mínima requerida, revisar la preparación de la superficie de contacto entre las placas, la adecuada utilización de las placas de ajuste (cuando se requieran), la limpieza, lubricación, almacenamiento y manejo adecuado de los pernos y sus accesorios.

Existen varios métodos para controlar la pretensión en los pernos. Un método usual es el método de la vuelta de tuerca ("turn-of-nut"). Sin embargo, también se puede lograr mediante el uso de pernos de tensión controlada ("twist-off") o de accesorios indicadores de tensión directa. El uso del método del torquímetro se considera también un método válido. Sin embargo, requiere de cuidados particulares relacionados principalmente con una calibración continua y diaria durante los procesos de instalación.

A manera de referencia, se podrían utilizar las tablas N5.6-1, N5.6-2 y N5.6-3 de la referencia 1, así como las tablas J7-1, J7-2 y J7-3 de la referencia 3, donde se indican las tareas de inspección de empernado.

## Referencias

ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC).

ANSI/AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction (AISC).

- ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC).
- ANSI S100-2007 North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute (AISI).
- AWS D1.1/D1.1M:2008 Structural Welding Code-Steel, American Welding Society (AWS).
- AWS D1.3/D1.3M:2008 Structural Welding Code – Sheet Steel, American Welding Society (AWS).
- AWS D1.4/D.14M:2005 Structural Welding Code Reinforcing Steel, American Welding Society (AWS).
- AWS D1.8/D1.8M:2009 Structural Welding Code-Seismic Supplement, American Welding Society (AWS).
- Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, Research Council on Structural Connections, 2000.
- ANSI/AISC 303-10 Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, American Institute of Steel Construction (AISC).



# C11

## Requisitos para madera estructural

### C.11.1 Generalidades

La madera en Costa Rica se ha utilizado tradicionalmente en aplicaciones no estructurales porque, anteriormente, la disponibilidad de la madera de los bosques tropicales no lo permitía. Las especies que crecen en el bosque tropical son muy heterogéneas y de propiedades mecánicas poco estudiadas. Con el advenimiento de los bosques industriales plantados, es posible contar ahora con volúmenes de madera en cantidad y calidad constantes. Además, la introducción de técnicas de clasificación, preservación y laminado, junto con el conocimiento científico del material, ha permitido a la madera incursionar como un material alternativo a los tradicionalmente utilizados en nuestro medio.

Con el desarrollo de estos nuevos productos derivados de la madera se ha incrementado la investigación y, por lo tanto, un avance en los códigos de diseño sismorresistente.

### C.11.2 Factores de carga y resistencia

La inigualdad [11-1] representa la metodología básica del diseño de factores de carga y resistencia (LRFD) en estructuras de madera. A diferencia, por ejemplo, del diseño LRFD en acero, existe un factor adicional en el término derecho (capacidad)  $\lambda$ , que se debe al flujo plástico que presenta la madera cuando se somete a cargas sostenidas. Los valores de  $\lambda$  especificados en 11.2.2 están basados en la tabla N.3.3 del NDS 2005. Otra diferencia es el término  $R'_n$ , que es similar a la capacidad nominal pero ajustada por otros factores. Estos se determinan de acuerdo con el

servicio, configuración geométrica y otras aplicaciones específicas. Por ejemplo, algunos factores de servicio se deben al contenido de humedad de la madera en la estructura, temperatura, preservantes y retardadores de fuego. Los factores de resistencia  $\phi_n$  de la tabla 11.1 se basan en la tabla N.3.2 del NDS 2005.

## C.11.3 Estándares y materiales

### C.11.3.1 Generalidades

Para el diseño de estructuras de madera resulta esencial contar con valores de referencia confiables. Estos dependen de la especie, en primer lugar, y luego de la extracción y de la presencia de factores naturales de la madera tales como nudos, inclinación del grano, contenido de humedad, torceduras máximas presentes, tipo de corte (radial o tangencial) y otros factores, por lo que es indispensable que la madera cuente con una clasificación estructural.

Es necesario que la madera para uso estructural esté sana, sin ataque de comején o pudrición; es deseable que esté tratada químicamente para garantizar una duración prolongada de la obra.

### C.11.3.2 Madera aserrada estructural

La madera aserrada estructural suele clasificarse en grupos, para los cuales se definen las propiedades de relevancia para el diseño. En las normas ASTM D 245, D 1990, D 2555, D 3737 y NIST PS1-95 se puede encontrar detalles más específicos sobre la clasificación estructural. Uno de los objetivos de este capítulo del Código Sísmico de Costa Rica es impulsar la implementación de un sistema de clasificación estructural en el país.

#### C 11.3.2.a Tamaños estándares y propiedades de las secciones

Los tamaños estándares de la madera aserrada constituyen un parámetro indispensable en el diseño de estructuras de madera. Generalmente, los tamaños nominales se comercializan en pulgadas y corresponden a las medidas iniciales que tiene la sección cuando es aserrada. Sin embargo, los tamaños reales que tendrá la sección una vez puesta en servicio son menores que los tamaños nominales debido a la contracción que sufre la madera al secarse y al cepillado (ver figura C.11.1)

Los tamaños reales son los que necesita el diseñador para proporcionar las estructuras. La tabla 11.2 es una guía para el cálculo de las propiedades geométricas que necesita el diseñador (área, momentos de inercia, módulos de sección y radios de giro). La tabla 11.2 se basa en el suplemento del NDS 2005 y el manual de madera del Laboratorio de Productos Forestales de Estados Unidos, de 1997.

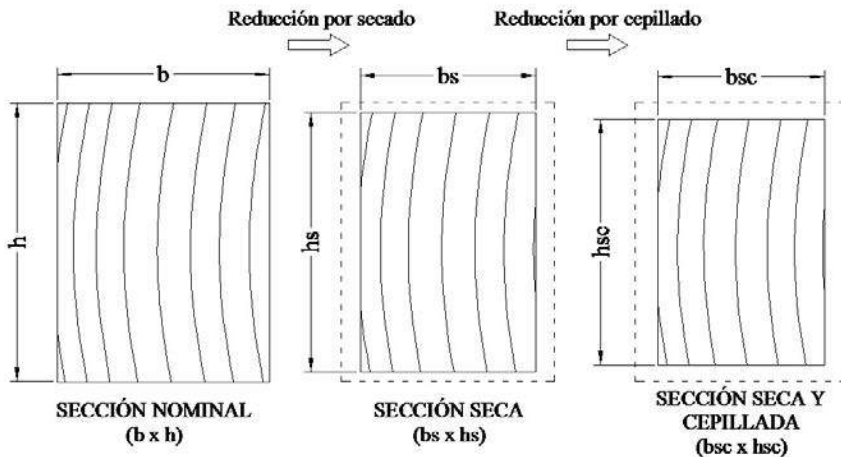


Figura C.11.1. Dimensiones nominales y reales de la madera aserrada estructural.

### C.11.3.2.b Contenido de humedad

Se recomienda que el contenido de humedad de la madera se encuentre lo más cercano posible al contenido de humedad de equilibrio de acuerdo con las condiciones ambientales donde se utilizará. Esto debido a que si la madera sufre cambios en su contenido de humedad, su capacidad estructural se puede ver afectada por las deformaciones inducidas por estos cambios. El valor de 19% que se indica en este apartado está relacionado con la humedad de equilibrio promedio que tendrá la madera para las condiciones ambientales típicas de nuestro país. Por lo tanto, si la madera tiene un contenido de humedad mayor que 19%, probablemente sufrirá contracciones indeseables una vez puesta en servicio. Por ejemplo, para Estados Unidos, este valor es de 19% de acuerdo con la especificación NDS 2005.

### C.11.3.2.c Tipo de corte

La madera puede cortarse del tronco de tres maneras distintas: tangente a los anillos de crecimiento (corte tangencial), perpendicular a los anillos (corte radial) o en una dirección arbitraria (corte oblicuo). La importancia de la diferencia del corte es que la contracción, torcedura, resistencia a la abrasión, facilidad para pintar, apariencia y otras propiedades difieren de acuerdo con la dirección de los anillos en la sección (Stalnaker, J., 1997). En el aspecto de estabilidad dimensional, el corte radial es superior al tangencial.

### C.11.3.2.d Acabado

El acabado se refiere al cepillado. Para la madera estructural aserrada, la sección se utiliza cepillada por los dos cantos y las dos caras a menos que se solicite otro tipo de acabado, como el cepillado a dos caras. Esto último sucede cuando algunas superficies del elemento no estarán expuestas a la vista. En Estados Unidos existe una clasificación con respecto al cepillado (ver tabla C.11.2).

Tabla C.11.2. Clasificación del cepillado en Estados Unidos.

Tipo de cepillado	Clasificación
Cepillado por una cara	S1S
Cepillado por dos caras	S2S
Cepillado por un canto	S1E
Cepillado por dos cantos	S2E
Cepillado por una cara y un canto	S1S1E
Cepillado por dos caras y un canto	S2S1R
Cepillado por una cara y dos cantos	S1S2E
Cepillado por las dos caras y los dos cantos	S4S

### C.11.3.2.e Clasificación

En la madera aserrada estructural clasificada, cada grado se define con propiedades mecánicas específicas para diseño tales como: esfuerzo de flexión o módulo de ruptura,  $F_b$ , módulo de elasticidad promedio,  $E$ , módulo de elasticidad mínimo,  $E_{min}$ , compresión paralela al grano,  $F_c$ , compresión perpendicular al grano,  $F_{c\perp}$ , cortante paralelo al grano,  $F_v$  y tracción paralela al grano  $F_t$ .

Hasta ahora, en Costa Rica no se ha puesto en práctica un procedimiento para clasificar la madera estructuralmente; por lo tanto, se demuestra, mediante ensayos experimentales, que la madera utilizada cumple con el grado estructural solicitado.

Los ensayos se realizan de acuerdo con ASTM D 198 o ASTM D 143 y los valores de referencia se deben obtener de acuerdo con ASTM D 5457. Es importante que se indique la densidad de la madera para cierto contenido de humedad o su gravedad específica básica. Si se conoce alguna de esas propiedades, se puede calcular la densidad para cualquier contenido de humedad mediante las ecuaciones [11-2], [11-3] y [11-4]. Estas ecuaciones son equivalentes a las ecuaciones 3-6a y 3-5 del manual de madera del Laboratorio de Productos Forestales de Estados Unidos, de 1997. Estas ecuaciones son ajustes que se basan en contracciones y expansiones promedio que ocurren por debajo del 30% de humedad de la madera y que afectan su volumen.

En Costa Rica se ha hecho investigación sobre la clasificación estructural de varias especies forestales nativas, la cual se puede encontrar en Tuk, J. (2007). Entre las especies forestales de plantación disponibles en nuestro país están: teca, laurel, jául, ciprés, caobilla, cedro, melina, pino caribaea y eucalipto. La tabla C11.1 muestra los valores para algunas especies y grados estructurales estudiados. Otras especies clasificadas pero de escasa disponibilidad son: almendro, jícaro, cocobolo, manga larga, gavilán, maría, pilón, lagarto, paleta, chancho colorado, aceituno, jacaranda y chilamate.

Para especies forestales que no estén clasificadas y de las cuales se desconoce sus propiedades de resistencia mecánica, se realizan ensayos de laboratorio de acuerdo con los procedimientos establecidos para la selección de la muestra y la ejecución de los ensayos de laboratorio.

Para especies forestales de importación, se recomienda consultar y verificar los valores para la especie y grado estructural generados en los países de origen.

**Tabla C11.1.** Esfuerzos admisibles para especies y grados estructurales de madera de Costa Rica (Tuk, J; 2007).

Maderas en condición seca a 18%. Unidades en kg/cm<sup>2</sup>

ESPECIE	PEB	GRADO	F <sub>b</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>v</sub>	F <sub>c⊥</sub>	F <sub>c  </sub>	E
<b>Especies duras</b>								
Almendro <i>Dipteryx panamensis</i>	0.940	G1	265	–	13.5	232.5	232.5	275086
		G2	204	–	13.5	232.5	178.6	247578
		G3	154	–	13.5	232.5	134.8	220069
Jícaro <i>Lecythis costaricensis</i>	0.636	G1	167.7	–	9.0	62.2	127.5	224000
		G2	128.7	–	9.0	62.2	97.9	202000
		G3	97.2	–	9.0	62.2	73.1	179000
<b>Especies semiduras</b>								
Cocobolo <i>Vatairea lundelli</i>	0.699	G1	212.3	–	5.5	94	135.7	189713
		G2	163.0	–	5.5	94	104.2	170742
		G3	123.0	–	5.5	94	78.7	151770
Manga larga <i>Laetia procera</i>	0.633	G1	167.5	–	8.7	59.1	132	181000
		G2	128.5	–	8.7	59.1	101	163000
		G3	97.1	–	8.7	59.1	76.0	144000
Gavilán <i>Pentaclethra macroloba</i>	0.518	G1	122.	130.	8.4	32	88.2	110000
		G2	93.8	99.5	8.4	32	67.8	99000
		G3	70.8	75.0	8.4	32	51.1	88000

<i>María Calophyllum basiliense</i>	0.554	G1	133.4	--	10.1	61.7	114.8	144747
		G2	102.4	--	10.1	61.7	88.1	130272
		G3	77.3	--	10.1	61.7	66.5	115749
Pilón <i>Hieronyma alchorneoides</i>	0.610	G1	134.	105.	8.0	34	77.3	108000
		G2	103.	80.7	8.0	34	59.4	97000
		G3	77.8	60.9	8.0	34	44.8	86500
<b>Especies suaves</b>								
Lagarto <i>Zantoxylum belicense</i>	0.424	G1	130	--	5.7	19.0	94.9	166000
		G2	100	--	5.7	19.0	72.0	149000
		G3	75.6	--	5.7	19.0	55.0	133000
Paleta <i>Pterocarpus officinales</i>	0.412	G1	117.8	--	6.8	27.8	79.3	114393
		G2	90.4	--	6.8	27.8	60.9	102953
		G3	68.3	--	6.8	27.8	46.0	91514
Chancho colorado. <i>Vochysia ferruginea</i>	0.394	G1	80.0	104.	4.60	15.3	52.0	81000
		G2	62.0	79.6	4.60	15.3	40.0	73000
		G3	46.5	60.0	4.60	15.3	30.0	65000
Aceituno <i>Simaruba amara</i>	0.361	G1	115.7	--	4.5	19.8	78.6	117872
		G2	88.7	--	4.5	19.8	60.3	106085
		G3	67.0	--	4.5	19.8	45.5	94297
Jaúl <i>Allnus acuminata</i>	0.353	G1	107.	124.	6.0	15.7	44.9	115000
		G2	82.0	95.0	6.0	15.7	34.5	104000
		G3	62.0	72.0	6.0	15.7	26.0	92000
Chancho blanco <i>Vochysia hondurensis</i>	0.394	G1	95.1	--	5.6	19.6	55.0	105529
		G2	73.0	--	5.6	19.6	42.2	94976
		G3	55.1	--	5.6	19.6	31.8	84423
<b>Especies muy suaves</b>								
Laurel <i>Cordia alliodora</i>	0.420	G1	96.4	71.6	3.44	13.1	54.8	93000
		G2	74.0	55.0	3.44	13.1	42.1	83900
		G3	55.9	41.5	3.44	13.1	31.8	74500
Jacaranda <i>J. copaia</i>	0.312	G1	53.4	--	3.4	8.0	53.5	125000
		G2	41.0	--	3.4	8.0	41.0	111000
		G3	31.0	--	3.4	8.0	31.0	99000
Chilamate <i>Ficus weckleana</i>	0.315	G1	58.2	--	2.2	10	44.2	68850
		G2	44.6	--	2.2	10	34.0	61965
		G3	33.7	--	2.2	10	25.6	55080

Nota: Estos valores corresponden a esfuerzos admisibles, por lo tanto deben ajustarse para aplicarlos en el diseño LRFD de acuerdo con la especificación NDS 2005.

PEB: Peso específico básico, que se refiere a gravedad específica básica  $G_b$ .

### C.11.3.3 Madera laminada

La ventaja de la madera laminada sobre la madera aserrada es que puede producirse prácticamente de cualquier tamaño y se pueden hacer elementos curvos y de sección variable. En Costa Rica ya se está produciendo y utilizando la madera laminada (Tuk, J., 2007).

#### C.11.3.3.a Definición

En la figura C.11.2 se muestra los detalles de la madera laminada.

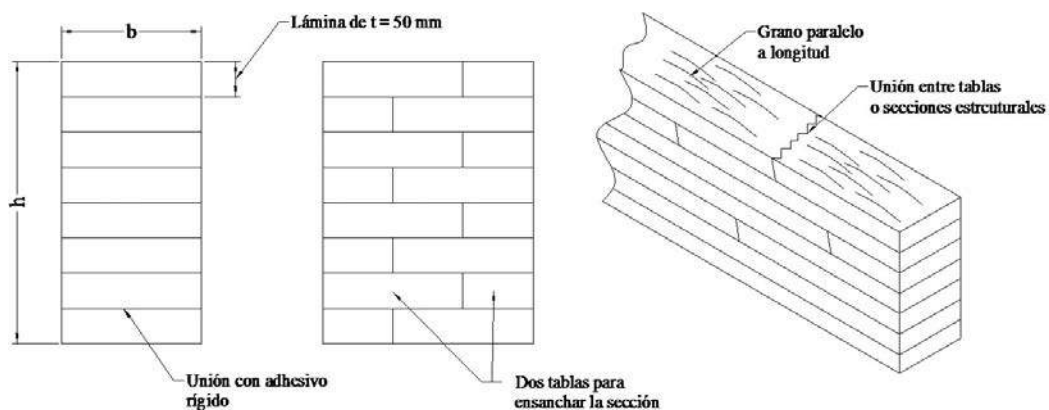


Figura C.11.2. Detalles constructivos de la madera laminada.

#### C.11.3.3.b Tamaños estándar

Debido a la variedad de tamaños que pueden producirse con la madera laminada, puede existir una infinidad de tamaños preestablecidos. Un ejemplo de esto se encuentra en las tablas 1C y 1D del suplemento del NDS 2005. Por lo tanto, el productor puede indicar los tamaños estándar que ofrece (en este caso los tamaños indicados son los reales y se utilizan para diseño), así como sus propiedades geométricas. Sin embargo, el diseñador puede solicitar elementos a la medida de ser necesario.

#### C.11.3.3.c Contenido de humedad

Si en condiciones de servicio el contenido de humedad de la madera laminada fuera mayor que 16%, sus propiedades deben ajustarse de acuerdo con la tabla 11.3, la cual se basa en la especificación para construcción con madera NDS 2005. Generalmente, la madera laminada posee contenidos de humedad menores que la

madera aserrada; por lo tanto, si se encuentra en un ambiente en donde el contenido de humedad supera el 16%, se generarán esfuerzos y deformaciones internas debido a que el adhesivo restringe la expansión libre, lo que podría comprometer la integridad física y mecánica de la madera laminada.

#### C.11.3.3.d Clasificación

Al igual que la madera aserrada, la madera laminada se clasifica estructuralmente. Más información acerca de esta clasificación se puede encontrar en la norma ASTM D 3737.

### C.11.3.4 Madera contrachapada estructural

#### C.11.3.4.a Definición

En la figura C11.3 se muestran los detalles de la madera contrachapada.

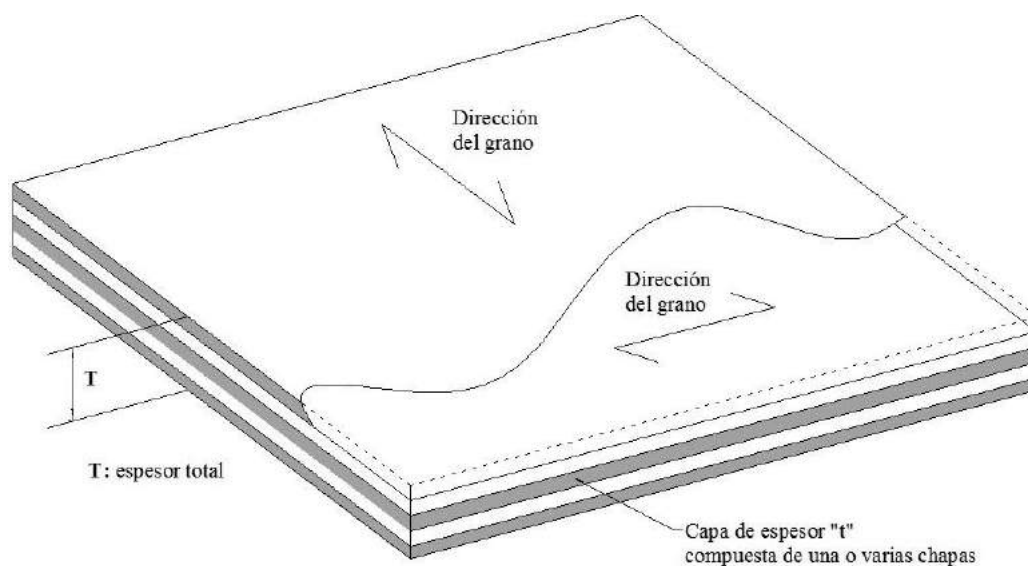


Figura C11.3. Detalles constructivos de la madera contrachapada.

#### C.11.3.4.b Tamaños estándar

Los tamaños de la madera contrachapada pueden ser variables. Generalmente, los productores proveen tamaños estándar (i.e. 2.44 × 1.22 m).

### C.11.3.4.c Contenido de humedad

El contenido de humedad de la madera contrachapada debe ser menor que 16% por las mismas razones que se indicaron para la madera laminada. Sin embargo, el productor debe indicar el correspondiente factor de humedad  $C_M$  de acuerdo con la especificación para construcción con madera NDS 2005.

### C.11.3.4.d Clasificación

Al igual que la madera aserrada y laminada, la madera contrachapada se clasifica estructuralmente. Más información acerca de esta clasificación se puede encontrar en el estándar voluntario PS1 – 95 del NIST.

## C.11.3.5 Conectores mecánicos para madera

Los conectores mecánicos son de suma importancia pues de ellos depende la ductilidad y capacidad de disipar energía de las estructuras de madera durante un sismo. Por lo tanto, el aseguramiento de las propiedades de los conectores es clave para obtener un diseño seguro.

### C.11.3.5.a Clavos, tornillos y tornillos tirafondo (con diámetro $\leq 9.5$ mm)

Los conectores más importantes en los sistemas tipo muro son los clavos, pernos y tornillos con diámetros menores que 9.5 mm. En el diseño de conexiones, la propiedad más importante de este tipo de conector es el esfuerzo de cedencia en flexión  $F_{yb}$ . También es importante conocer las propiedades geométricas de los conectores como las especificadas en el apartado. Otra propiedad importante es el esfuerzo de aplastamiento,  $F_e$ , que depende de la densidad de la madera y del diámetro del conector. El ensayo para obtener  $F_{yb}$  se especifica en la norma ASTM F 1575 y el ensayo para obtener  $F_e$  se especifica en la norma ASTM D 5764.

### C.11.3.5.b Pernos y tornillos tirafondo (con diámetro $> 9.5$ mm)

Los pernos y tornillos tirafondo con diámetros mayores que 9.5 mm se utilizan generalmente para unir dos o más elementos de madera, para transmitir cargas de magnitud considerable en comparación con los conectores con diámetros menores que 9.5 mm.  $F_{yb}$  se puede obtener con el promedio del esfuerzo de cedencia,  $F_y$ , y el esfuerzo máximo,  $F_{max}$ , a tracción, de acuerdo con ASTM F 606, puesto que esta relación se ha demostrado experimentalmente según la especificación para construcción con madera NDS 2005.

### C.11.3.5.c Otros

Debido a la gran cantidad de formas en que pueden realizarse conexiones en estructuras de madera, se deja abierta la posibilidad de utilizar conexiones que no estén contempladas en este capítulo, pero se debe demostrar teórica y experimentalmente que la conexión es capaz de transmitir las fuerzas de diseño.

## C.11.4 Ductilidad de sistemas sismorresistentes

Se definen ocho tipos de sistemas sismorresistentes a los cuales se les asigna una ductilidad global, así como límites de altura y regularidad para su uso. La ductilidad de los sistemas sismorresistentes en madera proviene de la capacidad de disipación de energía por deformación de sus conectores en las uniones y no de sus elementos.

A cada sistema estructural, dependiendo de la forma y tipo de unión entre elementos, se le asigna una ductilidad global. Es por esto que es necesario introducir una nueva tabla de ductilidades globales para los diferentes sistemas sismorresistentes y hacer la diferencia con otros materiales, por lo que la tabla 11.4 reemplaza a la tabla 4.3 del capítulo 4. Así, por ejemplo, un sistema con base en muros tiene mayor capacidad de disipar energía, a través de los múltiples conectores de los paneles verticales, que un marco con uniones rígidas encoladas.

### C 11.4.1 Arcos y galpones con conexiones articuladas

Estos sistemas generalmente se construyen con madera laminada para cubrir espacios grandes tales como bodegas, naves industriales, parqueos y otras edificaciones similares. Estos sistemas están idealizados como elementos con uniones rígidas, en configuraciones ya sea biarticuladas o triarticuladas y, por lo tanto, tienen poca capacidad de disipación de energía en sus uniones.

### C 11.4.2 – C11.4.4 Marcos

Se presentan en la tabla de clasificaciones tres ductilidades globales para tres diferentes configuraciones de sistemas resistentes a base de marcos. Las ductilidades globales se incrementan en la medida en que los sistemas presentan mayor cantidad de uniones en donde los conectores puedan participar en la disipación de energía.

El marco tipo 1 presenta una unión rígida en su base y una unión viga-columna articulada, por lo que su capacidad de disipación de energía es baja. Es por esto que al no tener uniones capaces de disipar energía, su ductilidad global es reducida, y se obtiene un sistema tipo voladizo.

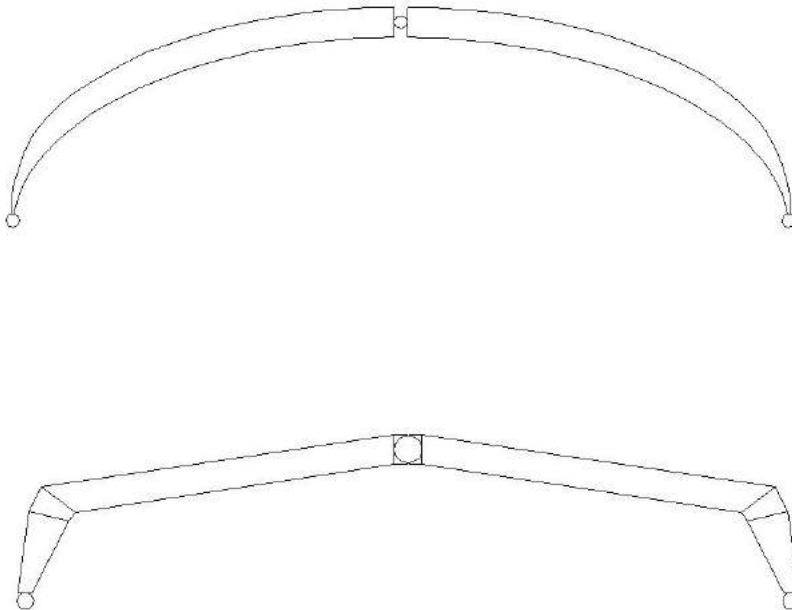


Figura C.11.4. Geometría típica de arcos o galpones articulados



Figura C.11.5. Ejemplo de un marco tipo 1.

En el marco tipo 2, las uniones entre elementos son rígidas y las uniones en su base tienen capacidad de deformación, por lo que su ductilidad global es mayor que la del marco tipo 1. Se supone que las uniones entre elementos son uniones rígidas y la unión con la base es semi-rígida, por lo que aquí es donde ocurre la disipación de energía.

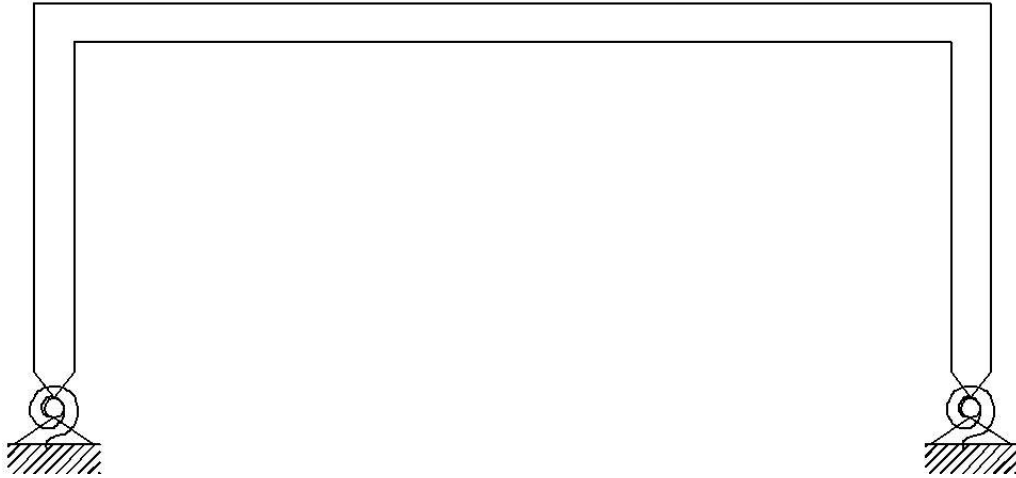


Figura C.11.6. Ejemplo de un marco tipo 2.

En los marcos tipo 3, las uniones entre elementos y las uniones en su base tienen conectores que son capaces de disipar energía; es por esto que este tipo de sistema tiene la ductilidad global asignada más alta.



Figura C.11.7. Ejemplo de marco tipo 3.

## C 11.4.5 – C 11.4.7 Muros

Al igual que los sistemas resistentes a base de marcos, se presentan en la tabla 11.4 tres configuraciones de sistemas sismorresistentes a base de muros. Sus ductilidades globales dependen de la forma en la cual están unidos los paneles a los marcos y como están vinculados los muros entre sí.

En la configuración del muro tipo 1, todas las uniones entre paneles y marcos, así como entre muros, son uniones rígidas sin conectores mecánicos. Al no existir deformaciones inelásticas en las uniones, su comportamiento se limita al rango elástico, y se reduce la ductilidad del sistema.



Figura C.11.8. Ejemplo de muros tipo 1 (adaptada de ENV 1998 1-3).

Las configuraciones de muros tipo 2 presentan conexiones entre muros capaces de deformarse, lo que incrementa su ductilidad, aun cuando las uniones de los paneles con los marcos sean uniones rígidas.

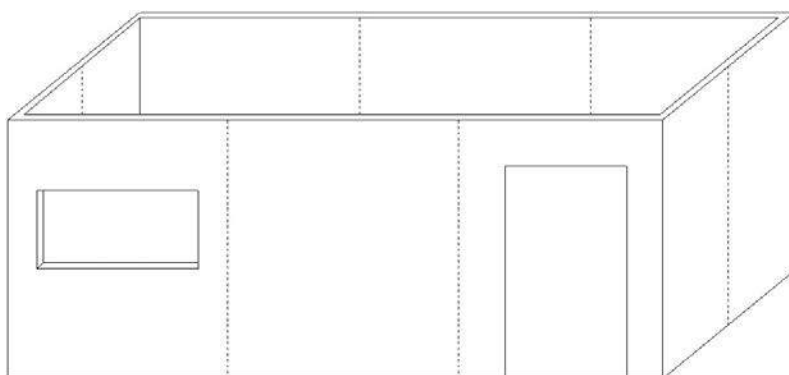


Figura C.11.9. Ejemplo de muros tipo 2 (adaptada de ENV 1998 1-3).

Los sistemas de muros tipo 3 son aquellos en donde todas las uniones entre los diferentes elementos se realizan mediante conectores dúctiles. Existe capacidad de disipación en la unión panel-marco y en las uniones muro-muro y, por lo tanto, tienen la mayor capacidad de disipación de energía y presentan la ductilidad global asignada más alta.

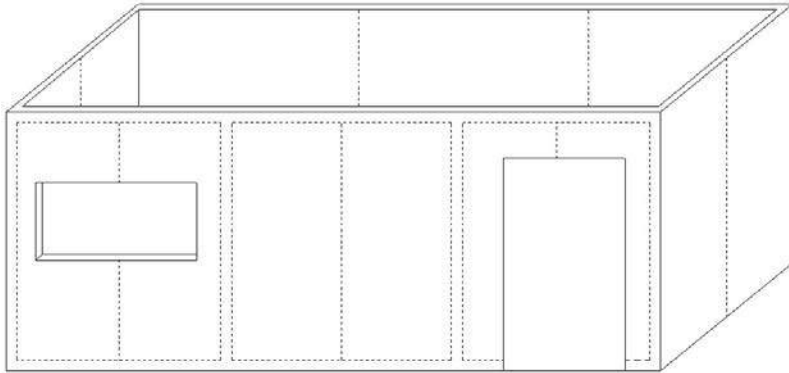


Figura C.11.10. Ejemplo de muros tipo 3 (adaptada de ENV 1998 1-3).

### C.11.4.8 Armaduras

En una armadura, los elementos se diseñan para transmitir fuerzas de tracción y compresión y, por lo tanto, las deformaciones se concentran en las uniones, las cuales tienen la capacidad de deformarse más allá del rango elástico.

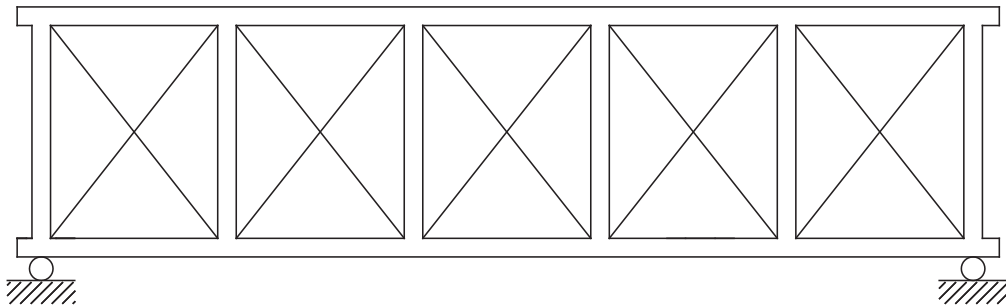


Figura C.11.11. Ejemplo de armaduras (adaptada de ENV 1998 1-3).

## C.11.5 Requisitos especiales de diseño para sistemas tipo muro

### C.11.5.1 Generalidades

Esta sección se basa en la especificación "Disposiciones de diseño especial para viento y sismo" del ANSI / AF&PA, 2005 (SDPWS) y el Eurocódigo 5. El fin primordial de esta sección es establecer los requerimientos estructurales y constructivos de los sistemas tipo muro que incluyen los diafragmas.

### C.11.5.2 Diafragmas de madera

#### C.11.5.2.a Requisitos de aplicación

No hay comentario

#### C.11.5.2.b Deflexión

La ecuación [11-5] es idéntica a la ecuación (4.2-1) del SDPWS, pero modificada dimensionalmente. El primer término de la ecuación considera las deflexiones por flexión de los elementos del marco. El segundo término es una combinación de la deflexión por cortante del panel y la deflexión del deslizamiento del clavo o conector (de aquí viene el término rigidez de cortante aparente,  $G_a$ ). En las tablas 4.2A, 4.2B, 4.2C, A.4.2A y A.4.2B se muestran valores usuales de  $G_a$  para combinaciones específicas de materiales y conectores de diafragmas. Por ejemplo, para diafragmas forrados con madera contrachapada y entramados, los valores de  $G_a$  oscilan entre 1 000 y 3 800 kg/cm; para diafragmas forrados con madera contrachapada y sin entramar, los valores de  $G_a$  oscilan entre 600 y 1800 kg/cm. Es importante mencionar que estos valores de  $G_a$  están derivados para contenidos de humedad menores que 19%. Si los contenidos de humedad son superiores al 19%, el valor de  $G_a$  se debe reducir a la mitad. Es recomendable obtener el valor de  $G_a$  mediante pruebas experimentales de acuerdo con ASTM E 455.

#### C.11.5.2.c Capacidad en cortante

La referencia ASTM E 455 establece el procedimiento para obtener la capacidad de diafragmas de madera para construcciones. Las ecuaciones [11-6] y [11-7] se basan en Blass, H.J., 1995 y el Eurocódigo 5. La figura C.11.12 muestra el mecanismo de transmisión de fuerzas en un diafragma, donde:  $C_s$  es la carga sísmica,  $v_u$  es el cortante unitario,  $F_t$  y  $F_c$  son las fuerzas de tracción y compresión en las cuerdas respectivamente,  $W$  es el ancho del diafragma y  $L$  la longitud del diafragma.

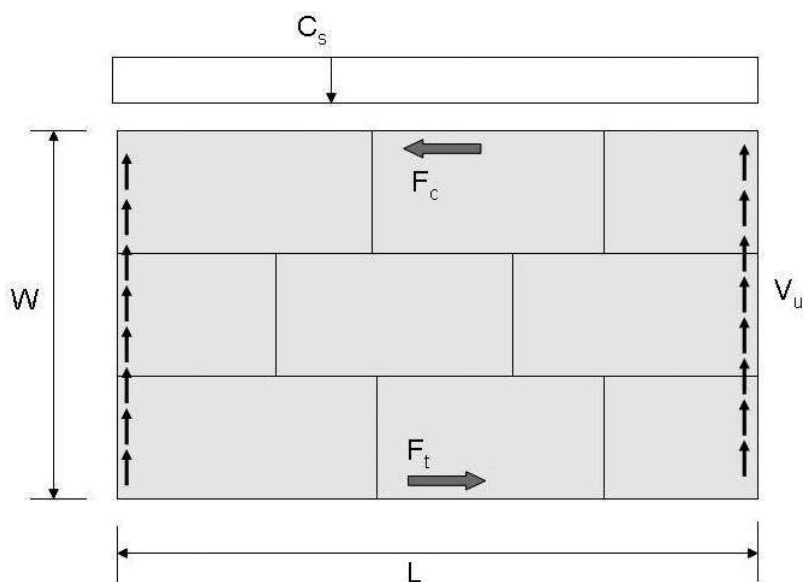


Figura C.11.12. Mecanismo de transmisión de fuerzas en un diafragma.

#### C.11.5.2.d Razones de aspecto del diafragma

No hay comentario

#### C.11.5.2.e Distribución horizontal del cortante

No hay comentario

#### C.11.5.2.f Requisitos constructivos

No hay comentario

#### C.11.5.2.g Ensamblaje de diafragmas

En las figuras C.11.13 a C.11.16 se muestran los diferentes tipos de diafragmas descritos con algunos requisitos que se especifican en este apartado.

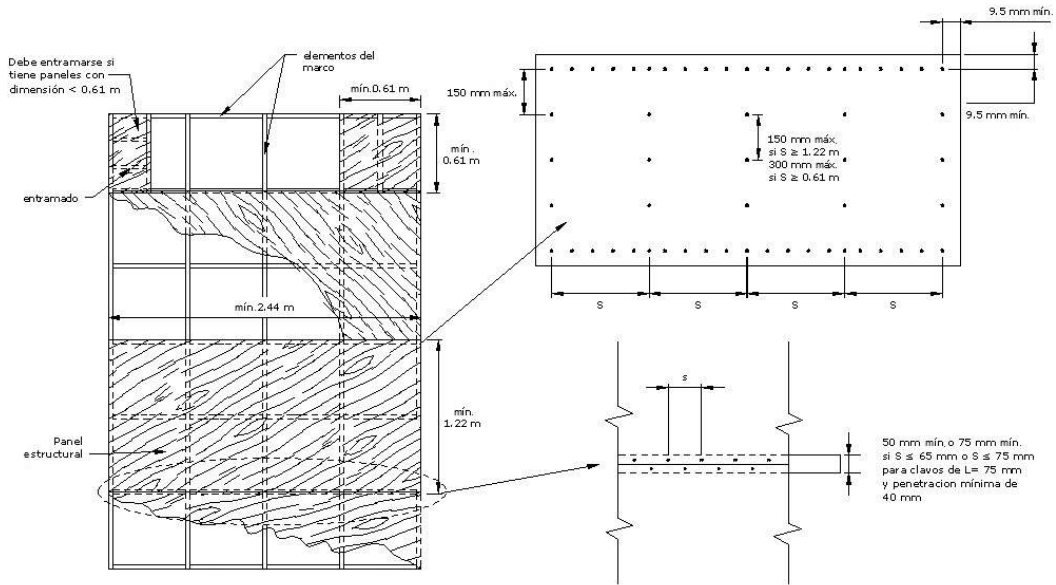


Figura C.11.13. Diafragma forrado con paneles estructurales.

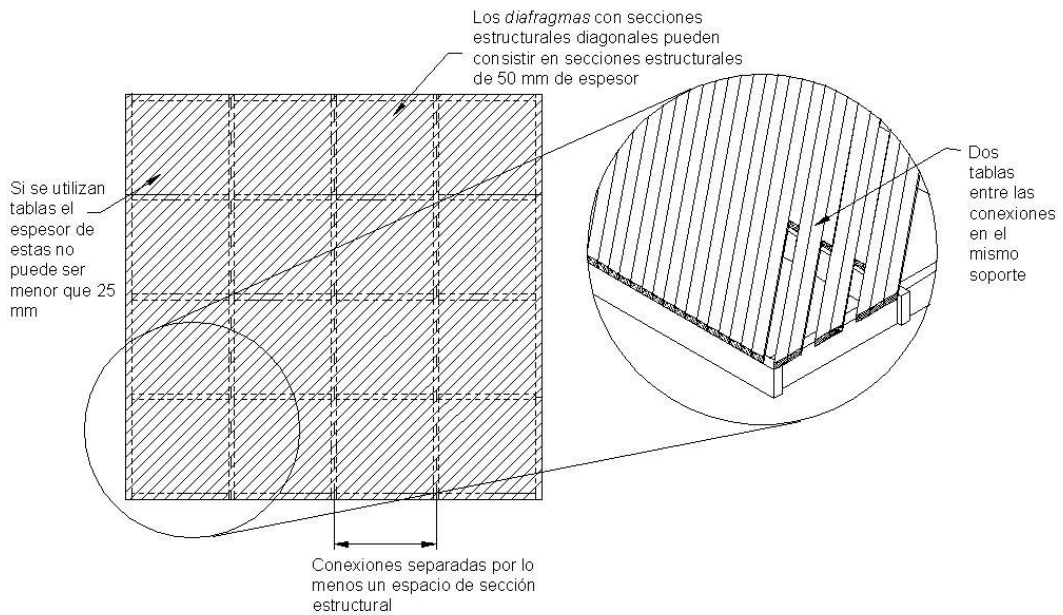


Figura C.11.14. Diafragma forrado con elementos diagonales.

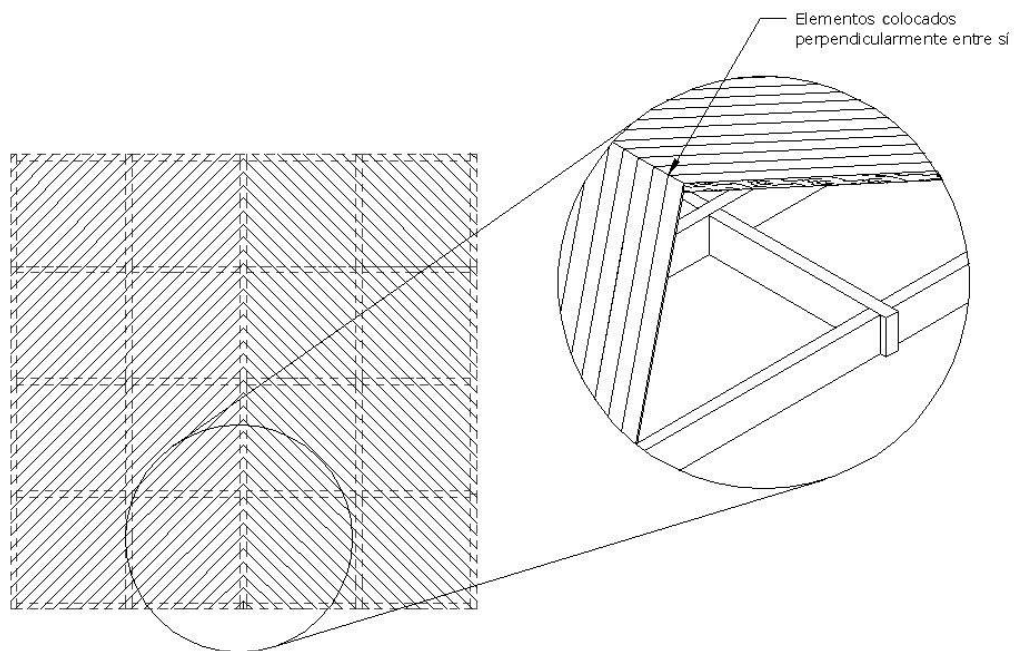


Figura C.11.15. Diafragma forrado con elementos diagonales en dos direcciones.

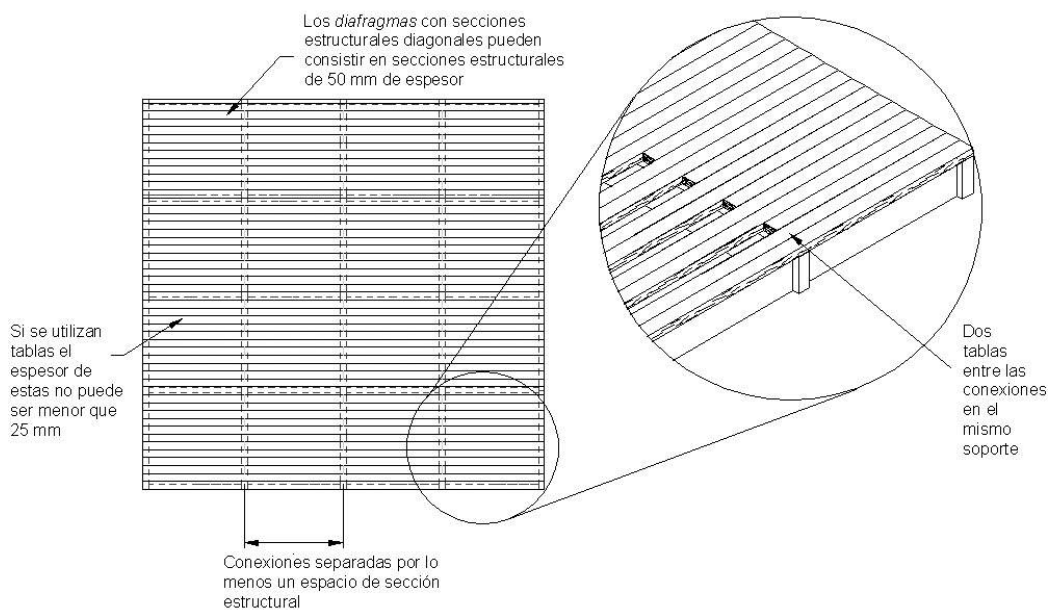


Figura C.11.16. Diafragma forrado con elementos horizontales.

### C.11.5.3 Muros de cortante de madera

#### C.11.5.3.a Requisitos de aplicación

No hay comentario

#### C.11.5.3.b Deflexión

La ecuación [11-8] es idéntica a la ecuación (4.3-1) del SDPWS pero modificada dimensionalmente. El primer término de la ecuación considera las deflexiones por flexión de los elementos del marco. El segundo término es una combinación de la deflexión por cortante del panel y la deflexión del deslizamiento del clavo o conector (de aquí viene el término rigidez de cortante aparente,  $G_a$ ). En las tablas 4.3A, 4.3B, 4.3C y A.4.3A se muestran valores usuales de  $G_a$  para combinaciones específicas de materiales y conectores de muros de cortante. Por ejemplo, para muros forrados con madera contrachapada, los valores de  $G_a$  oscilan entre 1500 y 5000 kg/cm. Es importante mencionar que estos valores de  $G_a$  están derivados para contenidos de humedad menores que 19%. Si los contenidos de humedad son superiores al 19%, el valor de  $G_a$  se debe reducir a la mitad. Es recomendable obtener el valor de  $G_a$  mediante pruebas experimentales de acuerdo con ASTM E 2126.

#### C.11.5.3.c Capacidades de cortante unitario

La norma ASTM E 2126 establece el procedimiento para obtener la capacidad de muros de cortante de madera para construcciones. Las ecuaciones [11-9] a [11-13] se basan en las ecuaciones 5.4.3.a a 5.4.3.d del Eurocódigo 5. La figura C.11.17 muestra el mecanismo de transmisión de fuerzas en un muro de cortante, donde:  $C_s$  es la carga sísmica,  $V$  es el cortante en la base,  $F_t$  y  $F_c$  son las fuerzas de tracción y compresión en los pies derechos extremos respectivamente,  $b$  es la longitud del muro,  $b_1$  y  $b_2$  los anchos de panel y  $h$  la altura del muro.

Los factores de ajuste para muros de cortante perforados toman en cuenta la reducción de la capacidad del muro con base en la presencia de aberturas. Los factores de ajuste de la tabla 11.7 se basan en la siguiente ecuación empírica:

$$F = \frac{r}{(3-2r)} \quad \text{[C.11-1]}$$

$$r = \frac{1}{\left(1 + \frac{A_0}{h \sum L_i}\right)} \quad \text{[C.11-2]}$$

donde,

$r$  = razón de área con forro.

$A_0$  = área total de aberturas,  $m^2$ .

$h$  = altura del muro, m.

$\Sigma L_i$  = sumatoria de las longitudes con forro en la altura total, m.

La razón de capacidad de cortante,  $F$ , es igual a la capacidad de un muro con aberturas dividida entre la capacidad de un muro sin aberturas.

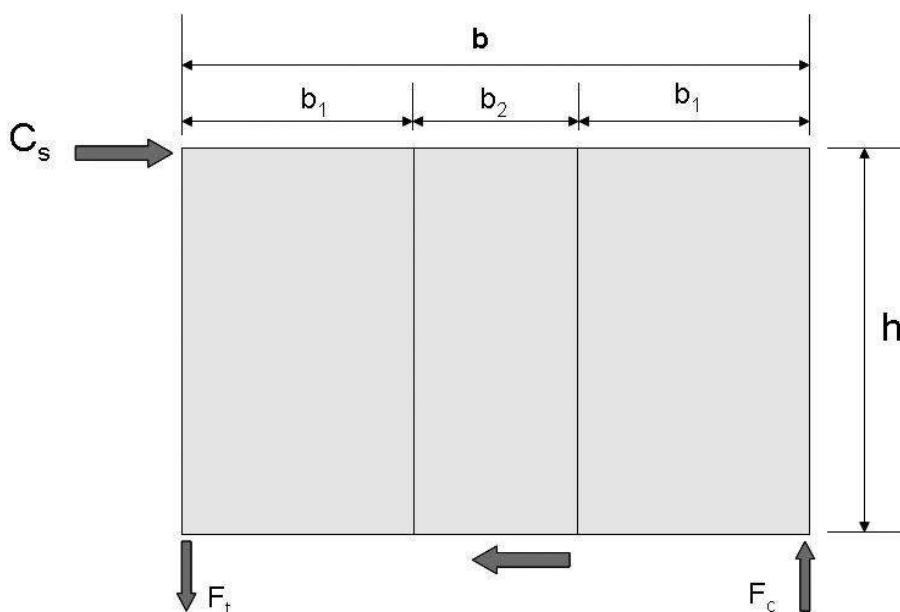


Figura C.11.17. Mecanismo de transmisión de fuerzas en un muro de cortante.

### C.11.5.3.d Razones de aspecto del muro de cortante

En la figura C.11.19 se muestra un ejemplo de un muro de cortante perforado con sus respectivos segmentos de muro. Las razones de aspecto de la tabla 11.6 se aplican a los segmentos de muro en el caso de muros de cortante perforados.

### C.11.5.3.e

En la figura C.11.18 se muestra un ejemplo de un muro acoplado (muros de cortante diseñados para transmitir las fuerzas alrededor de sus aberturas). Las razones de aspecto de la tabla 11.6 se aplican al muro acoplado completo y cada muro pilar perteneciente al muro acoplado.

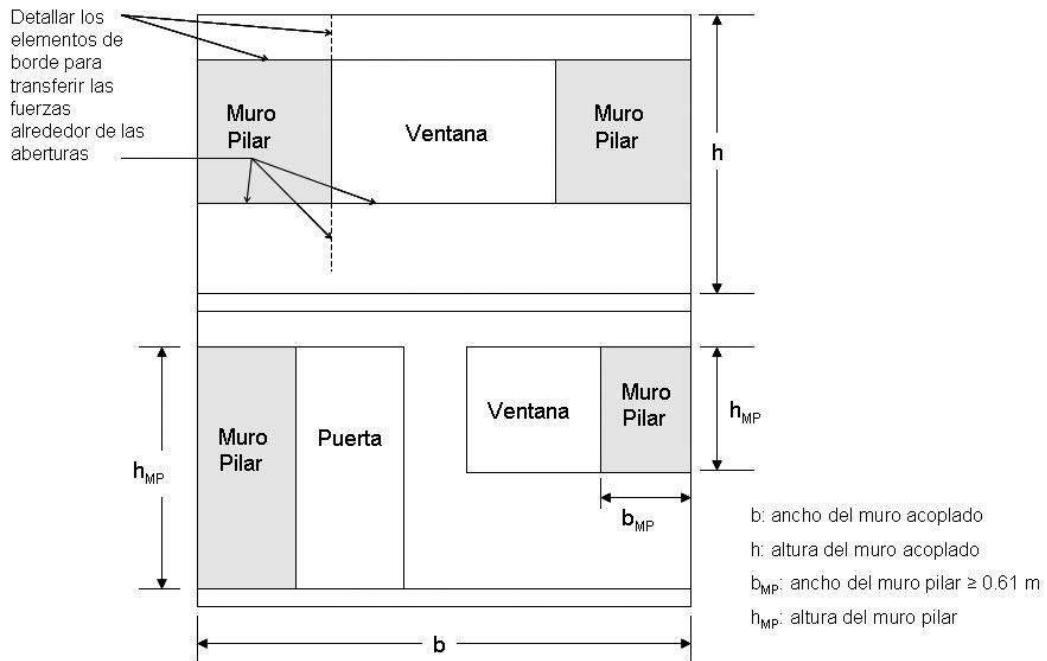


Figura C.11.18. Detalle de muros acoplados.

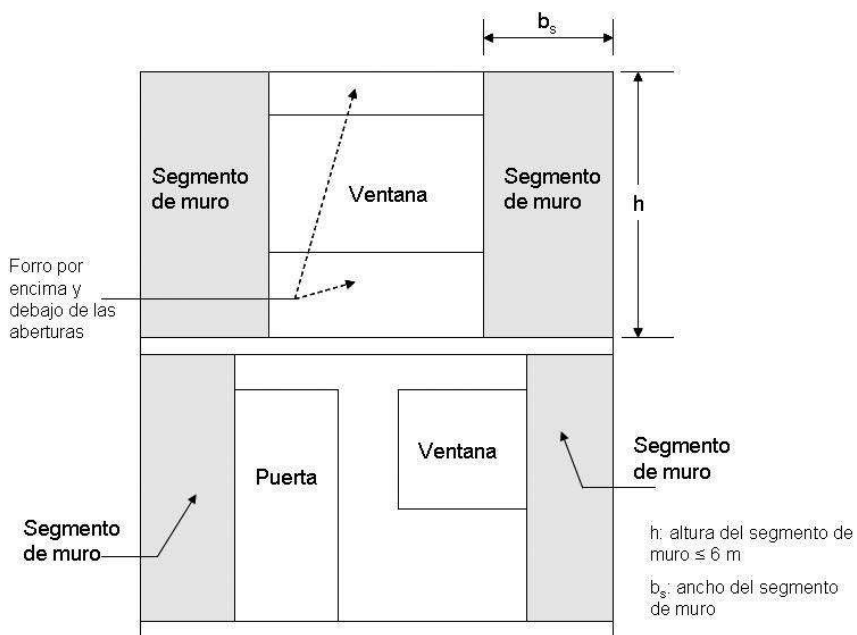


Figura C.11.19. Detalle de muros de cortante perforados (desacoplados).

### C.11.5.3.f Transmisión de fuerzas alrededor de aberturas

No hay comentario

### C.11.5.3g Requisitos constructivos

No hay comentario

### C.11.5.3.h Ensamblaje de muros de cortante

La figura C.11.20 muestra un muro de cortante forrado con paneles estructurales con algunos requisitos especificados en este apartado. El ensamblaje de los muros forrados con secciones diagonales en una y dos direcciones es similar al de los diafragmas de las figuras 11.C.14 y 11.C.15.

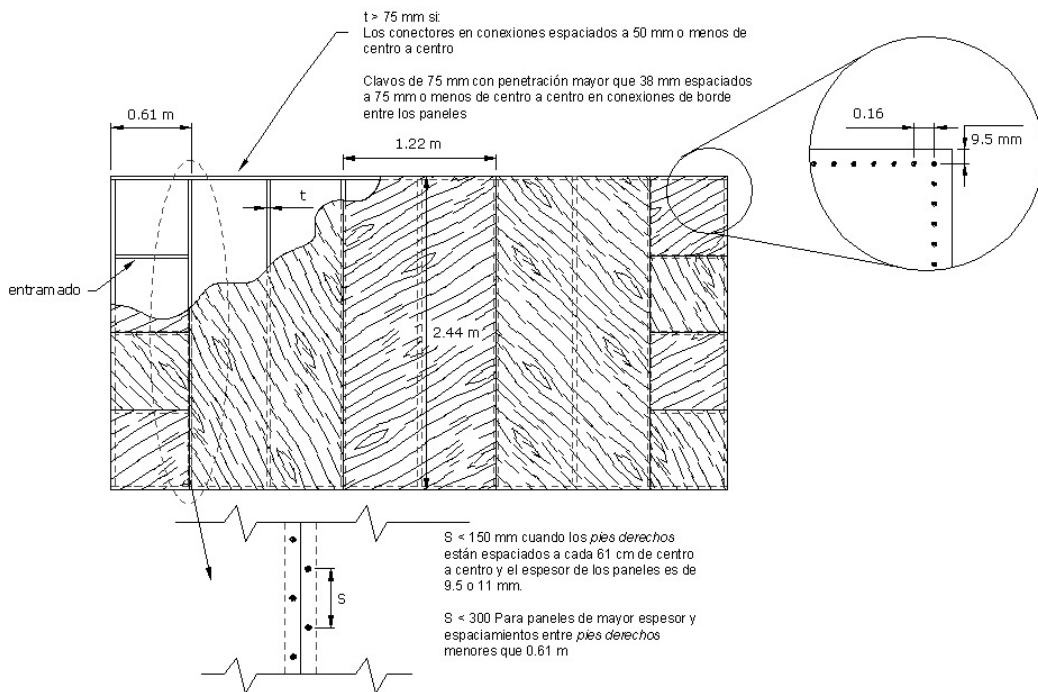


Figura C.11.20. Muros de cortante forrado con paneles estructurales.

## C.11.6 Conexiones

### C.11.6.1 Generalidades

Para ser congruente con las definiciones de los sistemas estructurales de la tabla 11.4, se definen los tres tipos de conexión indicados en este apartado. La ductilidad de los sistemas sismorresistentes de madera depende de la ductilidad local de las conexiones, puesto que la madera es un material frágil en tracción. La ductilidad local de la conexión se logra mediante conectores metálicos dúctiles tales como clavos, tornillos y pernos.

### C.11.6.2 Tipos de conexiones

#### C.11.6.2.a Conexiones articuladas

Las conexiones articuladas recomendadas que se muestran en la figura 1 se basan en el manual para construcción con madera del AF & PA 2005 y Blass, H.J., 1995. Para mayor información sobre este tipo de conexiones se recomienda consultar las referencias citadas.

#### C.11.6.2.b Conexiones rígidas

La conexión rígida más utilizada en estructuras de madera es la que se logra con la unión dentada ("finger joint"). Esta conexión se realiza en la fábrica para asegurar su desempeño adecuado en la estructura. Es ventajosa porque solo se necesita aproximadamente 28 mm en los extremos de la pieza para realizar la unión, por lo que el desperdicio es mínimo.

#### C.11.6.2.c Conexiones semirrígidas

Las conexiones semirrígidas mostradas en la figura 3 se basan en Blass, H.J., 1995. Las conexiones 1, 2 y 3 se utilizan para transmitir momentos entre elementos de marcos, arcos y conexiones entre elementos y placas de fundaciones. Las conexiones 4 y 5 se recomiendan para empalmar un elemento. Sin embargo, los momentos de flexión que transmiten las conexiones 4 y 5 son limitados.

## C.11.7 Control de calidad e inspección

### C.11.7.1 – 11.7.2 Información en planos e identificación y clasificación estructural de los elementos

La madera es un material ortotrópico, obtenido principalmente del tronco de un árbol, por lo que sus propiedades físico mecánicas son muy sensibles a muchas

variables. La resistencia de los elementos estructurales de madera depende de variables como su especie, contenido de humedad o clasificación estructural. Es imprescindible, entonces, que el profesional responsable indique claramente en los documentos constructivos las propiedades utilizadas en el cálculo de los elementos de los sistemas sismorresistentes, para que estas no queden a presunción del profesional responsable de la construcción.

Los elementos de conexión, como conectores y adhesivos, son vitales para el desempeño de los sistemas sismorresistentes, ya que la integridad y ductilidad de estos depende de los elementos de conexión.

La tabla C.11.3 muestra un ejemplo de especificación en planos para madera estructural. Además, se indica el procedimiento para la verificación de la característica respectiva.

Tabla C.11.3. Ejemplo de especificación en planos para madera estructural.

Especificaciones para madera estructural		
Característica	Especificación	Procedimiento de verificación
Especie	Teca ( <i>Tectona grandis</i> )	Certificación en laboratorio.
Contenido de humedad	15% $\pm$ 2%	ASTM D 4442
Clasificación estructural	Grado 2	Visual o ensayos de resistencia mecánica
Tipo de preservante	Boratos Penetración: 100% albura Retención: 6 kg/m <sup>3</sup>	Ensayos (AWPA)
Tipo de retardante para fuego	No aplica	Ensayos (AWPA)
Conectores mecánicos	Pernos A 307 Clavos ASTM F 1667 Placas ASTM A 36	ASTM F 606 ASTM F 1575 ASTM A 370
Adhesivos	Urea formaldehído modificada (adhesivo rígido)	Ensayos (ASTM)

### C.11.7.3 Secado y preservación

#### C.11.7.3.a Secado de la madera

Los estándares relacionados con el secado de la madera especifican: el grado de secamiento (el promedio de contenido de humedad y el grado de variación porcentual admitido), el tipo y magnitud de los defectos aceptados (incluyendo: rajaduras, arqueaduras, encorvaduras, torceduras, abarquillados, colapso y apanamiento), la tolerancia con respecto a los esfuerzos residuales y la tolerancia con respecto a las manchas y decoloraciones relacionadas con el secado de la madera.

El grado de secado de la madera se especifica de acuerdo con las condiciones ambientales de servicio de los productos o elementos constructivos, con el propósito de minimizar las consecuencias de los cambios dimensionales, el control de humedad, los esfuerzos mecánicos y la estabilización de las deformaciones según el diseño constructivo.

En Costa Rica, de acuerdo con las condiciones ambientales, la madera utilizada en exteriores puede alcanzar condiciones de equilibrio entre 14 % y 18 % de contenido de humedad, mientras que en interiores de edificios y viviendas, y considerando la utilización de ambientes acondicionados artificialmente, los contenidos de humedad de los elementos de madera generalmente se sitúan entre 8 % y 12 %.

El contenido de humedad de equilibrio de los elementos de madera será más alto en los climas fríos y húmedos de las zonas montañosas del país, y serán menores en los ambientes cálidos y secos de las tierras bajas.

También se especifica el almacenamiento, empaque y manipulación de la madera secada, de tal forma que no se exponga a la lluvia o a condiciones ambientales que afecten significativamente su grado de secamiento requerido.

#### C.11.7.3.b Preservación de la madera

El grado de tratamiento especificado alcanzado, se evalúa conociendo la penetración del preservante dentro del elemento de madera preservado (medido en milímetros o como un porcentaje del área transversal del elemento) y la retención del preservante medida como la relación entre la masa del preservante y el volumen del elemento de madera preservado (por ejemplo  $\text{kg/m}^3$ ).

Por otra parte, los usuarios de los preservantes y los productores de madera preservada normalmente siguen las recomendaciones dadas por las compañías fabricantes.

Los estándares se dirigen principalmente a los preservantes y elementos de madera utilizados por la industria de la construcción. Por lo tanto, es para beneficio de la industria maderera y de los usuarios de sus productos, el desarrollo y la aplicación de los estándares relacionados con los preservantes y la madera preservada.

Los estándares aplicados a la madera preservada deben servir para anticipar, con un grado de confiabilidad aceptable, la durabilidad de los elementos de madera preservada. Los preservantes también pueden ser ensayados para conocer la compatibilidad con los materiales en que podrá entrar en contacto después del tratamiento y una vez puesto en sus condiciones de servicio, lo que incluye: pintabilidad, encolabilidad, corrosión de los metales utilizados para su fijación (clavos, pernos, tornillos, etc.) y posible reducción de la resistencia mecánica de los elementos estructurales.

Se recomienda verificar que la madera ha alcanzado el contenido de humedad de equilibrio del ambiente en el cual va a ser utilizada.

# C12

## Estructuras y componentes prefabricados de concreto

### C12.1 Generalidades

Desde la segunda mitad del siglo pasado, el uso de la prefabricación en concreto ha ido en aumento alrededor del mundo. Se han desarrollado desde los simples bloques empleados en mampostería hasta elementos y sistemas completos altamente competitivos. El desarrollo ha traído modificaciones en conceptos, en sistemas productivos, en conexiones para un mejor comportamiento estructural, así como en métodos de transporte y montaje.

La prefabricación tiene que ver con el uso de moldes con una forma geométrica específica, que son llenados con concreto después de colocar en ellos las armaduras de refuerzo. El proceso se repite en un ciclo determinado de producción y así los moldes son usados muchas veces. Una vez terminados, los elementos son llevados al sitio de la obra donde son instalados y unidos entre sí.

Precisamente la forma en que se unen los elementos determina en alto grado la respuesta estructural de los sistemas prefabricados, por lo que el Código enfatiza la conveniencia de lograr uniones que logren darles continuidad. En general la ductilidad global asignada debe ser igual a 1 o 1.5 para estructuras isostáticas o tipo voladizo (ver tabla 4.3), o donde se usen conexiones que no han sido probadas para demostrar su capacidad de deformación más allá del límite elástico sin pérdida apreciable de su resistencia.

El control de los desplazamientos en estructuras isostáticas o simplemente apoyadas debe ser asegurado de manera que no se desprendan las piezas

prefabricadas de su apoyo. La falta de atención a este detalle ha causado muchas fallas catastróficas. El Código permite usar ductilidad local óptima siempre y cuando exista el respaldo de pruebas experimentales y cálculos analíticos que lo justifiquen y según lo indica la sección 4.4.1 (b).i del Código. Durante los últimos 15 años se ha realizado una gran cantidad de pruebas estructurales de uniones que garantizan un excelente comportamiento de las estructuras sometidas a los efectos de las sacudidas sísmicas.

Muchas de las conexiones actualmente usadas se construyen con concreto vaciado en obra, colocado contra el concreto prefabricado. Las superficies de los elementos prefabricados que estarán en contacto con el concreto vaciado en obra deben ser preparadas con todos los cuidados requeridos en cuanto a rugosidad, llaves de cortante y limpieza, con el fin de asegurar la transferencia de esfuerzos entre los dos concretos.

Se han agregado tres requisitos muy importantes para el adecuado diseño de las estructuras prefabricadas. El primero se refiere al estudio y diseño de la secuencia de cargas en el tiempo, tanto para los elementos prefabricados, su manejo y transporte, como para la estructura en sus estados parciales de ejecución y en su estado final. El segundo se refiere a la definición de las tolerancias dimensionales en el proceso de fabricación de las piezas y en el proceso de montaje. El capítulo 8 del manual del PCI (PCI Design Handbook del Prestressed Concrete Institute) es una excelente guía para este propósito. Finalmente, se obliga a calcular la resistencia en cortante de los elementos compuestos de concretos diferentes mediante algún procedimiento racional. El ingeniero Carlos Andrés Mora Castrillo, Mora 2011, aborda el tema en su proyecto final de licenciatura y propone la siguiente ecuación para el cálculo de  $V_c$ :

$$V_c = (1.26 * (h_{\text{pastilla}} / h_{\text{total}})^{3/4} * \sqrt{f'c_{\text{compl}} / f'c_{\text{pastilla}}}) * V_{c_{\text{pretensado ACI}}}$$

$V_{c_{\text{pretensado ACI}}}$  es el cortante calculado con las ecuaciones del ACI usando la resistencia de la parte prefabricada, esto es la llamada pastilla.

El valor  $h_{\text{pastilla}}$  es la altura de la pastilla y  $h_{\text{total}}$  es la altura total de la viga.

Los valores  $f'c_{\text{compl}}$  y  $f'c_{\text{pastilla}}$  son las resistencias del concreto colocado en obra para completar la sección y de la pastilla prefabricada. Esta ecuación fue corroborada con una serie limitada de ensayos sobre elementos particulares, por lo que se recomienda referirse al documento completo. Se da la información aquí a manera de ejemplo de lo que se procura con este código.

## C12.2 Alcance

El Código indica que la prefabricación de una estructura puede ser total o parcial según la práctica en Costa Rica y además que, como cualquier otra estructura, la prefabricada se debe clasificar según los tipos indicados en el artículo 4.2. Asimismo, se debe estudiar y clasificar la regularidad de la estructura, pues es un aspecto básico que no depende del material o de la técnica constructiva.

## C12.3 Categorías de elementos y componentes prefabricados

En este artículo se resumen las tres posibles funciones que los elementos o sistemas prefabricados pueden cumplir dentro de una edificación.

- Ca Pueden cumplir función decorativa, de cerramiento o como parasoles, como elementos adosados a otra estructura. Un ejemplo serían los paneles no estructurales de fachada, sobre los cuales se discute más adelante.
- Cb El prefabricado puede actuar como parte del sistema resistente de cargas que no sean de origen sísmico, como en estructuras con marcos prefabricados que soportan las cargas gravitacionales y unidos a muros estructurales construidos en sitio que resisten las cargas laterales de sismo. En este caso la estructura de marcos debe ser capaz de desplazarse junto con los muros sin sufrir deterioro de su resistencia.
- Cc Los elementos pueden participar en la resistencia sísmica de la estructura. En este caso, debe ponerse especial atención a la capacidad de la estructura, de manera que al ingresar en el rango inelástico no sufra deterioro apreciable de su resistencia, si es que se quiere tomar ventaja de los conceptos de ductilidad y sobrerresistencia. En caso contrario, el diseño debe ser elástico; utilizando ductilidad y sobrerresistencia iguales a 1.

## C12.4 Tipos de conexiones

Por medio de ejemplos se aclaran los diferentes tipos de conexiones definidas en el Código.

- Ca **Conexiones secas:** en las figuras C12.1 y C12.2 se muestran ejemplos de conexiones secas con base en soldaduras o pernos. Usualmente son diseñadas para una respuesta elástica con ductilidad de  $\mu = 1$  y una sobrerresistencia  $SR = 1$ .
- Cb **Conexiones húmedas:** el concreto prefabricado para estructuras dúctiles ha sido visto tradicionalmente en Costa Rica y otros países como una reunión de elementos fabricados en una planta que se unen en sitio tratando de emular las obras de concreto convencional. En la figura C12.3 se presenta una conexión de este tipo que ha sido probada en Nueva Zelanda y en Costa Rica, que ha demostrado poseer una ductilidad similar a la del concreto reforzado. En este caso lo que se hace es emular al concreto convencional con el concreto prefabricado.

Cuando se empleen cables de postensión adheridos mediante inyecciones debe tenerse cuidado de verificar que los cables de postensión no pierdan en forma apreciable su fuerza inicial debido a las deformaciones unitarias ocurridas en el acero de presfuerzo.

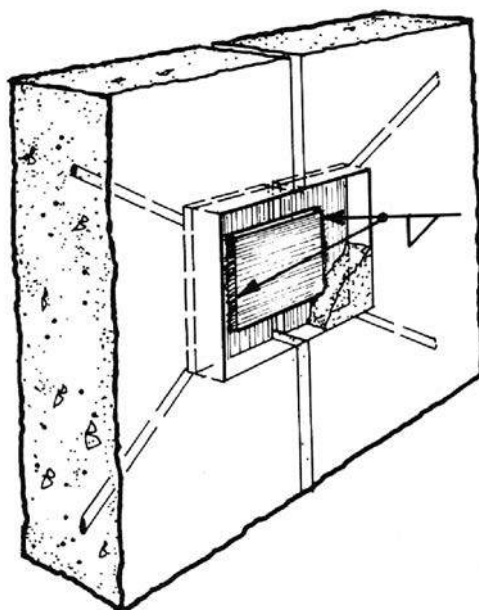


Figura C.12.1. Unión soldada de dos muros (Martín y Korcsz, 1982)

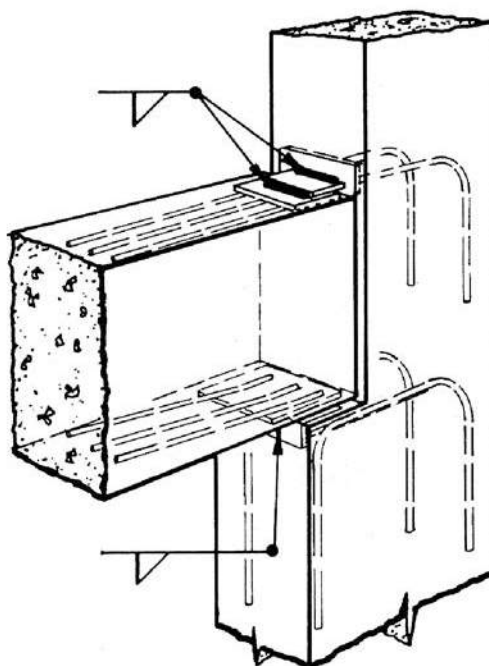


Figura C12.2. Unión viga columna soldada (Martín y Korcsz, 1982)

- Cc **Conexiones postensadas** recientes investigaciones realizadas en Estados Unidos y Japón han demostrado que es posible usar juntas con cables de postensión desadheridos sin el uso de barras de refuerzo convencional en la unión. Un ejemplo de este tipo de uniones se observa en la figura C12.4.
- Cd **Conexiones híbridas:** amplias investigaciones realizadas en los Estados Unidos de América, Japón, Nueva Zelanda y en nuestro país han demostrado las ventajas de un sistema compuesto de elementos discretos, fabricados bajo condiciones controladas en planta y en los que por diseño, las deformaciones plásticas ocurren en las uniones. Bajo ciertas condiciones los daños estructurales pueden disminuir y las deformaciones remanentes en la estructura después del sismo pueden ser menores en relación con las estructuras de concreto reforzado tradicional. Una de estas conexiones híbridas se muestra en la figura C12.5. El acero normal con una pequeña zona desadherida tiene el propósito de colaborar con la disipación de energía y de ayudar en la capacidad en flexión. El acero de postensión es colocado para resistir la flexión, para resistir el cortante por fricción y como fuerza restauradora de la posición original de los elementos. Con esto se reducen sustancialmente las deformaciones permanentes en la estructura. Las fuerzas de postensión iniciales y las deformaciones posteriores deben mantenerse en el rango de la curva esfuerzo-deformación del acero de manera que no haya pérdida sensible de la fuerza inicial de presfuerzo.

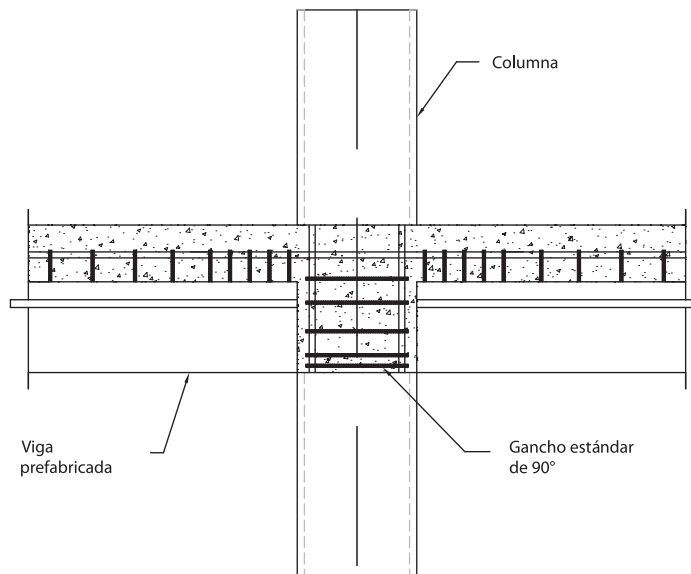


Figura C12.3. Nudo dúctil con armadura normal

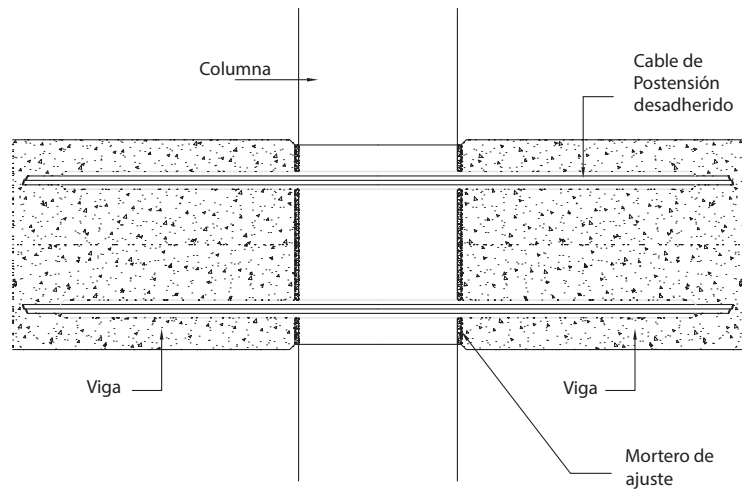
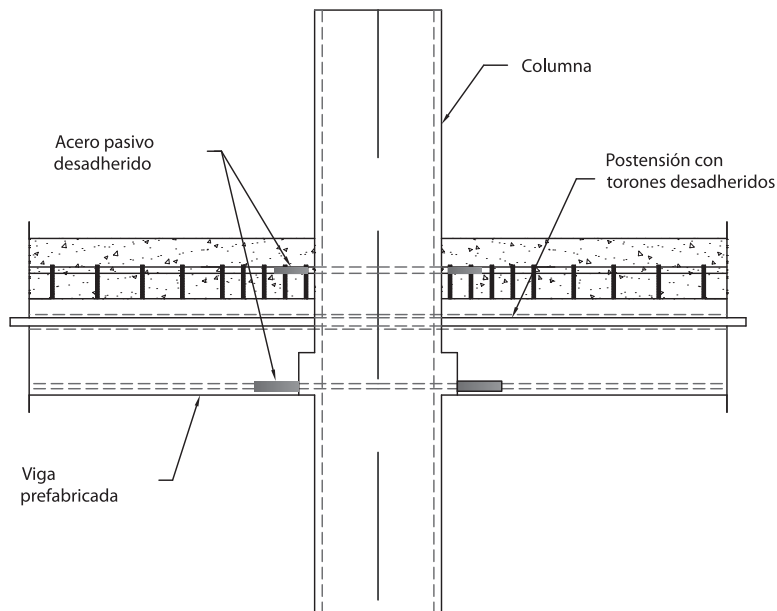


Figura C.12.4. Unión postensada (Nakaki, Stanton y Sritharan, 2004).



Postensión desadherida cerca del centroide y acero normal arriba y abajo

Figura C12.5. Nudo híbrido con postensión desadherida cerca del centroide y acero normal arriba y abajo.

## **C12.5 Elementos y componentes prefabricados para cargas gravitacionales o no sísmicas**

Para elementos adosados a otra estructura y que no intervienen con la respuesta salvo para cargas originadas por su propio peso, como es el caso de los elementos de fachada, se deben seguir los lineamientos del capítulo 14 del Código “Sistemas y componentes no estructurales”. En este caso debe prestarse particular atención a las conexiones que deben ser capaces de sostener las fuerzas originadas por la inercia del peso de las piezas prefabricadas y permitir los desplazamientos de la estructura sin que interactúen con los elementos.

En el caso de paneles de fachada colocados de piso a piso lo usual es fijarlos rígidamente al piso inferior y colocar una fijación en el piso superior, que restrinja el movimiento perpendicular a su plano, pero que permita el movimiento en su propio plano.

## **C12.6 Elementos y componentes prefabricados que sean parte del sistema sismorresistente**

El Código nos recuerda que las buenas prácticas recomendadas para el concreto reforzado siguen siendo válidas para el concreto prefabricado; tal es el caso del concepto “columna fuerte-viga débil”.

El uso de conexiones secas está limitado a edificaciones de dos pisos, excepto donde la sismorresistencia sea suministrada por muros, en cuyo caso se pueden utilizar hasta en edificaciones de tres pisos.

El uso de conexiones de tipo fuerte permite lograr disipar energía en algunos puntos escogidos por el profesional responsable del diseño. Un ejemplo se muestra en la figura C.12.6 que corresponde a una unión empleada en naves industriales.

## **C 12.7 Diafragmas constituidos por elementos prefabricados**

En Costa Rica está generalizado el uso de elementos prefabricados para las losas de entrepiso. Los diafragmas así formados se han comportado bien durante los sismos experimentados en este país. Cabe destacar el hecho de que el Código exige diseñar los diafragmas incrementando las cargas de sismo provenientes del análisis por el factor de sobrerresistencia. La intención es que al transferir las fuerzas hacia los sistemas sismorresistentes, los diafragmas no sean el eslabón débil de la estructura.

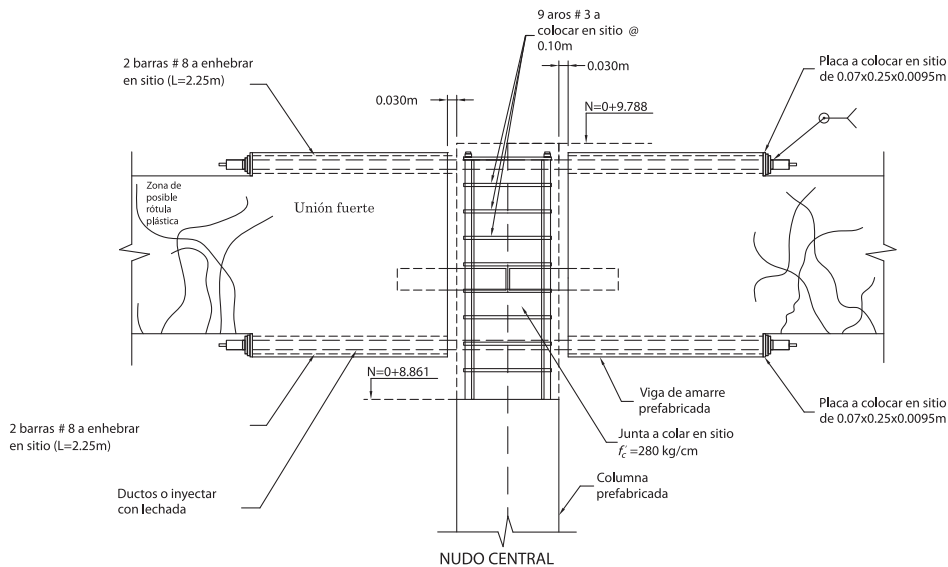


Figura C12.6 Unión fuerte

Los entrepisos prefabricados usualmente son diseñados como simplemente apoyados; sin embargo, existe la práctica en nuestro país de colocar, además de la malla general de la losa, varillas adicionales sobre las vigas o muros de apoyo de las piezas prefabricadas. Este detalle permite controlar las fisuras que pudieran presentarse en la losa y mejorar la integridad del diafragma. Un ejemplo de esta práctica en entrepisos con base en losas huecas puede verse en las figuras C12.7 y C12.8.

La recomendación de usar elementos de borde tiene el propósito de alojar el acero de tracción necesario para tomar los esfuerzos originados por flexión de la viga plana horizontal que es el diafragma.

Para el caso de losas huecas se adopta la normativa neozelandesa de exigir una rugosidad en la cara superior de 3 mm mínimo y una separación en el contacto superior entre piezas de 20 mm que permita el paso del concreto y se forme una llave de cortante.

Debe aplicarse especial cuidado en aquellos casos de diafragmas con relación largo entre ancho muy grande, como ocurre en edificaciones con los sistemas sismorresistentes muy rígidos ubicados en los extremos. Cabe mencionar que actualmente se llevan a cabo varias investigaciones para determinar con mayor precisión los esfuerzos a que son sometidos los diafragmas. En la metodología de diseño sísmico para diafragmas prefabricados (Fleishman R., Restrepo J., Sauce R., Naito C. y Chosh S.K., 2004) se describe el inicio de uno de los programas de investigación para diafragmas que incluyen elementos prefabricados.

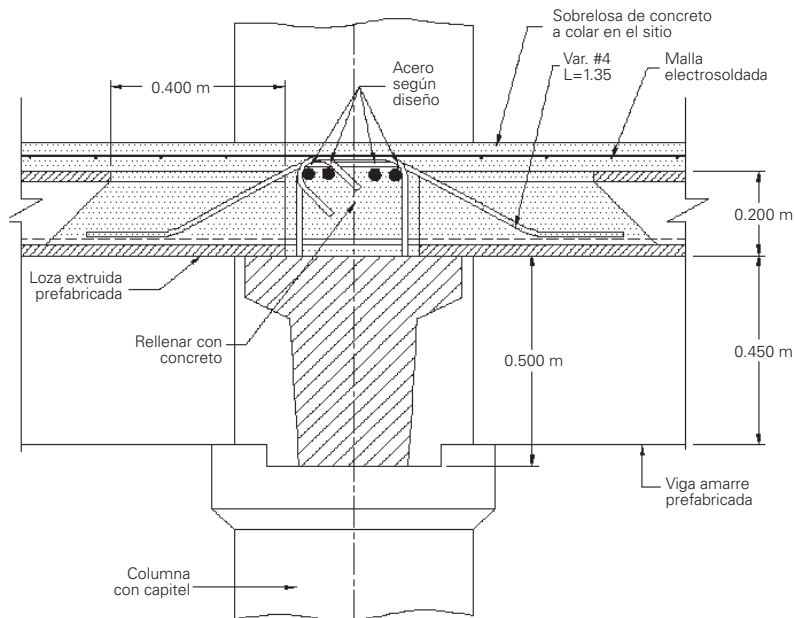


Figura C12.7. Llegada de losas huecas a vigas de soporte.

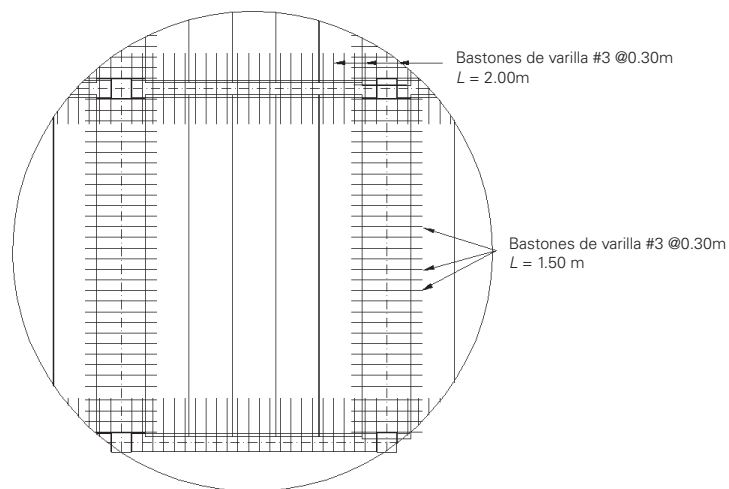


Figura C12.8. Refuerzo adicional en sobrelosa en el perímetro de los recuadros del entrepiso

## C 12.8 Uniones postensadas

Las uniones externas requieren que el postensado esté fuera de la zona confinada de la columna. Esto se puede lograr colocando un pequeño voladizo más allá del nudo o colocando una placa inmediatamente después de los aros de confinamiento donde se apoye el anclaje de postensión.

## C 12.9 Diseño para sismo durante el proceso constructivo

El Código reconoce que la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño de la edificación durante el proceso de construcción es baja, por lo que permite usar un sismo de diseño menor para revisar la estabilidad de la estructura durante el montaje.

En el inciso b se dan recomendaciones que obedecen a buenas prácticas constructivas.

## Referencias:

- Cheok, G.S., Stone, W.C., y Nakak, S.D. 1996. "Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connection", National Institute of Standards and Technology, NISTIR Report No.5765, 82 pp.
- Fleishman, Robert, Restrepo, José, Sauce, Richard, Naito, Clay and Chosh, S.K., 2004. "Development of a Seismic Design Methodology for Precast Diaphragms", 13<sup>th</sup> World conference on Earthquake Engineering.
- Martin, L., y Korkosz, W., 1982. "Connections for Precasts Prestresse Concrete Buildings", PCI.
- Mora Castrillo Carlos Andrés, 2011. "Análisis de la capacidad a cortante en vigas con secciones compuestas de concretos diferentes", Trabajo final para obtener la licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica.
- Nakaki, S.D., Stanton, J.F., Sritharan, S., 1999. "An Overview of the PRESS Five-Story Precast Test Building", PCI Journal, March-April.
- Nawy, E.G., 2005. "Prestressed Concrete a Fundamental Approach", 5th edition, Prentice Hall, 984pp.
- Portland Cement Association, 2008. "Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete".
- Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004. "PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete" MNL-120-04, 6<sup>th</sup> edition, , Chicago, 736 pp.

- Pérez, F.J., Pessiki, S., Sauce, R., 2004. "Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Vertical Joint Connectors"; PCI Journal, January-february.
- Restrepo, José. I., 2002. "New Generation of Earthquake Resisting Systems," Proceedings, First fib Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct. 2002, pp. 41-60.
- Restrepo-Posada José I., 1993. "Seismic Behaviour of Connections Between Precast Concrete Elements"; Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, April.
- Rodríguez, M., Restrepo, J., y Carr., A., 2001. "Earthquake induced floor horizontal Accelerations in Buildings". John Wiley & Sons, Ltd.
- University of Washington, 2002. "Design Guidelines for Precast Concrete Seismic Structural Systems"; PRESS Report No.01/03-09, Seattle, February.



# Sección 4

**Obras de cimentación,  
componentes, adecuación  
y documentación**



---

---

# C13

## Cimentaciones

### C13.1 Generalidades

El objetivo del capítulo 13 es definir los requisitos mínimos para el diseño de fundaciones sujetas a solicitaciones sísmicas. Durante las solicitaciones generadas por sacudidas sísmicas importantes, la superestructura puede llegar a desarrollar su comportamiento inelástico. Los elementos de fundaciones, sin embargo, deben ser diseñados para que no incurran en comportamiento inelástico significativo.

No es posible separar los requisitos de las fundaciones para resistir las cargas de sismo de los requisitos para resistir las cargas verticales. Por lo tanto se supone, para simplificar esta condición, que las fundaciones han sido diseñadas previamente para cumplir con todos los requisitos necesarios para resistir cargas verticales y cargas laterales que no sean generadas por sismos.

Se supone que la capacidad de soporte última del suelo y las presiones admisibles han sido determinadas en un estudio geotécnico respaldado por profesionales especializados. Adicionalmente a la evaluación de la capacidad de carga, el alcance de las investigaciones geotécnicas debe ser proyectado de acuerdo con las condiciones específicas del sitio y de las obras; puede ser necesario determinar también las características y los criterios de seguridad para situaciones que involucren rellenos, taludes y su estabilidad, presencia de suelos expansivos o con potencial de licuación, otros parámetros específicos para el diseño de zapatas para construcciones especializadas, drenajes, obras de muros de retención, previsiones para control de asentamientos y requisitos y capacidades para pilotes.

Las combinaciones de carga mostradas en el capítulo 6 están claramente definidas para ser utilizadas según el método de diseño por resistencia que utiliza cargas últimas, de ahí que la estabilidad y la seguridad de la cimentación

y el dimensionamiento de los elementos se deben ajustar a esta metodología de diseño. Los estudios geotécnicos deben ser elaborados de acuerdo con lo indicado en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009).

## C13.2 Integridad de la cimentación

Es fundamental verificar que exista un balance entre la resistencia de la fundación y la probable resistencia de la superestructura para asegurar que el mecanismo de disipación de energía supuesto para la superestructura se desarrolle antes de que se presente un mecanismo de falla subterráneo indeseable.

## C13.3 Reducción de la resistencia del suelo

El código basa sus criterios de diseño en la teoría de diseño por resistencia, que tolera deformaciones internas que exceden el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y componentes se apliquen 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 (inciso 1.1.c).

Se debe reducir la capacidad de soporte nominal del suelo según se indica en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) para mantener un nivel de seguridad congruente con el requerido por el método de diseño por resistencia. Por lo tanto, se requiere que las presiones máximas en el suelo, causadas por las cargas últimas descritas en el capítulo 6, sean menores que la resistencia de diseño del suelo.

Esta resistencia de diseño se obtiene al multiplicar la capacidad de soporte nominal del suelo ( $q_n$ ) por el factor de reducción  $\phi$  (tabla 13.1). Se aclara que,  $q_n$  calculada según los parámetros geotécnicos del sitio es el parámetro aquí requerido, y no la capacidad de carga admisible.

Los factores de reducción varían según el tipo de carga al suelo y según la excentricidad de la carga con respecto a la cimentación. Las combinaciones de carga última [6-1] y [6-2] consideran cargas estáticas sostenidas en el tiempo y presentan factores  $\phi$  menores que los correspondientes a las combinaciones de carga [6-3] y [6-4], que consideran cargas dinámicas. Las acciones dinámicas actúan por tiempos cortos, lo que justifica el uso de valores mayores en el factor  $\phi$ . Adicionalmente se considera que los suelos, al igual que el resto de los materiales, resisten más ante cargas dinámicas que ante cargas estáticas, por lo que se incrementa el factor  $\phi$  ante las combinaciones [6-3] y [6-4].

La excentricidad en la cimentación causa distribuciones de presión no uniformes al suelo. Entre más excéntrica sea la carga de la cimentación, ( $q_{u\text{ mín}}/q_{u\text{ máx}} < 0.25$ ) menor es la presión representativa respecto a la máxima. Por esta razón se admiten

valores mayores de  $\phi$  para las cargas muy excéntricas si se usa la presión máxima en el suelo como parámetro de seguridad, según la ecuación [13-1].

Cualquier distribución de presiones triangular,  $q_{U \text{ mín}} / q_{U \text{ máx}} = 0$  es el resultado de una carga muy excéntrica, y consecuentemente con una presión representativa de alrededor 0.75 veces la presión máxima. En la figura C13.1 se muestra gráficamente esta equivalencia.

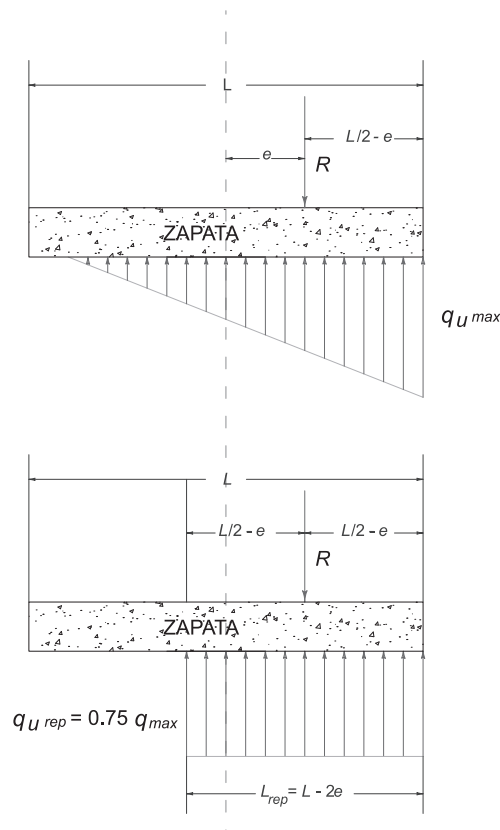


Figura C13.1. Diagrama de distribución de presión representativa equivalente a una distribución excéntrica.

## C13.4 Contacto suelo-cimiento

Todas las fuerzas que actúan sobre la cimentación deben ser equilibradas por las reacciones del terreno, cumpliendo siempre con la desigualdad [13-1]. Debido a las grandes excentricidades, se pueden producir áreas de pérdida de contacto entre los cimientos y el suelo. Por esta razón, se debe limitar esa área de no-contacto a un 50% del área total como máximo, a fin de mantener la estabilidad. Esta condición

de contacto se refiere específicamente a cada una de las zapatas individuales del sistema resistente.

Los valores de  $\phi$  adoptados para su uso en la teoría de diseño por resistencia generan un nivel de seguridad en las cimentaciones similar al obtenido con los métodos tradicionales de esfuerzos de trabajo.

## C 13.5 Flexibilidad del terreno

La suposición de empotramiento perfecto de los cimientos en el suelo es una suposición práctica para efectos de diseño. La consideración de la flexibilidad de la cimentación puede conducir a fuerzas internas en los elementos y a desplazamientos de la estructura muy diferentes a los obtenidos con la suposición de empotramiento perfecto. Por lo tanto, en el caso de incluirse la flexibilidad de la base en el análisis, debe justificarse con documentos de cálculo el valor de dicha flexibilidad. Esta flexibilidad es función de las características de deformación del suelo, del nivel de deformación y de la geometría del cimiento. Para más detalle sobre las metodologías de análisis de cimientos flexibles, el lector debe referirse a referencias especializadas como Jiménez Salas: "Geotécnia y Cimientos" (1975), Bowles: "Foundation Analysis and Design" (1988), Braja Das: "Principles of Foundation Engineering" (1999) o textos de resistencia de materiales.

## C13.6 Vigas de amarre

Durante un sismo se puede presentar la condición de que el movimiento del terreno no es espacialmente uniforme, propiciando la generación de movimientos diferenciales entre las placas. Ante estas situaciones, es necesario contar con vigas de amarre que unan las diferentes zapatas aisladas.

La carga axial en la viga de amarre depende de la magnitud de esos movimientos diferenciales, los que a su vez dependen de las fuerzas cortantes sísmicas en la columna. Se especifica un valor de tracción o compresión del 10% de la carga axial máxima de la columna para proveer al menos una resistencia axial del orden de la tercera parte del cortante sísmico de la columna.

La rotación de las zapatas hace que las vigas de amarre equilibren momentos provenientes de las columnas. Se admite que las vigas de amarre alcancen la capacidad para equilibrar estos momentos, reduciendo por ende el momento que llega a la zapata. La distribución de momentos entre vigas de amarre y zapata puede realizarse considerando las rigideces o flexibilidades relativas entre el cimiento y las vigas de amarre. Esta reducción puede ser realizada directamente en el modelo global de análisis de toda la estructura, para lo cual la rigidez de la zapata y de las vigas debe ser introducida en el modelo.

En edificios de poca altura, las fuerzas cortantes y las cargas axiales en las zapatas no son de gran magnitud. Por lo tanto, las zapatas no tenderán a presentar movimientos diferenciales, a menos que las condiciones del suelo provoquen lo contrario.

Si la placa está ubicada a gran profundidad es posible colocar la viga de amarre a nivel de planta baja y debe ser explícitamente considerada en el modelo global de análisis de toda la estructura. En estos casos el momento flexor de la placa debe ser equilibrado directamente por las presiones del terreno.

## C13.7 Cimentaciones profundas y distribución de fuerzas en placas sobre pilotes

Las cargas laterales, verticales y de rotación aplicadas sobre placas o losas de cimentación deben ser distribuidas y equilibradas por las fuerzas en los pilotes y estas, a su vez, equilibradas por los esfuerzos del suelo o roca circundante y por las reacciones en la punta de los pilotes. Estos esfuerzos deben ser menores que los esfuerzos del medio calculados según el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Algunas de las cargas sobre placas o losas pueden ser equilibradas por vigas de amarre, anclajes u otros dispositivos de cimentación.

Los pilotes sometidos a flexión en su parte superior y a la fuerza cortante que deben equilibrar las cargas que le trasmite la zapata, son analizados según la teoría de pilote sometido a carga lateral como la descrita en el libro de texto de Braja Das, "Principles of Foundation Engineering" (1999). También se pueden utilizar teorías basadas en la técnica del elemento finito que cuenten con suficiente respaldo técnico.

## C13.8 Empuje sísmico sobre muros en voladizo

Durante un sismo, la fuerza de inercia que se genera en la cuña activa detrás del suelo debe ser contrarrestada por el muro de retención. Esta fuerza, de magnitud indicada por la ecuación [13-2], actúa a un 60% de la altura sobre la base del muro y tiene la distribución de presión indicada en la figura C13.2.

La ecuación [13-2],  $P = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (\frac{3}{4} a_{ef} \lambda)$  donde  $a_{ef} \lambda = k_h$ , es una simplificación para la presión generada por la acción sísmica de la componente horizontal de la solución que desarrollaron Mononobe-Okabe para un muro en voladizo con sismo (que incluye los componentes horizontal y vertical) utilizando un enfoque pseudoestático de equilibrio límite. En la figura C13.3 se muestran las fuerzas de empuje totales que actúan por unidad de longitud de muro: el peso de la cuña activa  $W$ , la fuerza de inercia horizontal del sismo  $k_h W$ , la fuerza de inercia vertical del sismo  $k_v W$ , la presión activa total incluyendo el sismo,  $P_{ae}$  y la reacción entre el terreno natural y la cuña activa.



De acuerdo a Mononobe y Okabe, la presión activa total  $P_{ae}$  es:

$$P_{ae} = 1/2 \gamma_s H^2 (1-k_v) K_{ae} \quad [C13-1]$$

donde el coeficiente  $K_{ae}$  es el coeficiente activo total, que toma en cuenta el sismo y es función de los parámetros  $\theta'$ ,  $\delta$ ,  $\beta$ ,  $\phi$ , y  $\alpha$  que se identifican en la figura C13.3 (para más detalles se puede consultar las referencias, en especial Das, 1999).

La solución introduce en la solución clásica de Coulomb un parámetro  $\theta'$ , que es la contribución del sismo en la ecuación C13-1, y que se define en la figura C13.3. Por ende, el coeficiente de presión activo de la solución de Coulomb clásica se puede obtener para el caso particular en que  $k_h = k_v = \theta' = 0$ .

Para el caso particular en que  $k_v = 0$ , la diferencia entre la presión total con sismo y la presión estática (solución de Coulomb) es el aporte de la componente horizontal del sismo al empuje total:

$$P_{sism} = 1/2 \gamma_s H^2 (k_{ae} - K_a) \quad [C13-2]$$

donde  $K_a$  es el coeficiente de presión activa.

$$\frac{K_{ae} - K_a}{k_h}$$

Los valores del cociente  $\frac{K_{ae} - K_a}{k_h}$  toman los rangos mostrados en la tabla C13.1 para  $\phi = 28^\circ$ - $36^\circ$ , para el caso de  $k_v = 0$  y  $\alpha = 0$ .

Tabla C13.1. Valores del cociente  $\frac{K_{ae} - K_a}{k_h}$  para diferentes coeficientes dinámicos horizontales  $k_h$

$k_h = 0.10$	$k_h = 0.15$	$k_h = 0.20$	$k_h = 0.25$	$k_h = 0.30$	$k_h = 0.40$
0.79-0.56	0.85-0.58	0.92-0.61	1.00-0.64	1.10-0.67	1.40-0.75

El valor  $\frac{3}{4}$  de la ecuación 13.2 tiene su explicación de la tabla C13.1 del rango de valores que ahí se muestra para  $\frac{K_{ae} - K_a}{k_h}$ , un promedio razonable es 0.75. Sin embargo, esta expresión no debería ser extrapolada más allá de un valor de  $k_h = 0.25$ , no solamente porque el valor de 0.75 ya no sería representativo del cociente  $\frac{K_{ae} - K_a}{k_h}$ , sino que también a valores mayores de  $k_h$ , se comienzan a presentar inestabilidades matemáticas en el cociente. El valor de  $k_h = 0.25$  sería aún mayor que la práctica japonesa que se comenta más adelante.

Como todos los métodos pseudoestáticos, la fuerza de inercia del sismo que es temporal, alternante, aleatoria en magnitud y dirección, se sustituye por una fuerza permanente y constante. Para los casos de las sacudidas menores la solución de Mononobe y Okabe (en Das, Braja M., 1999) es una aproximación razonable; sin embargo, para sacudidas fuertes, las presiones evaluadas son excesivamente altas y no realistas.

Es práctica común que los coeficientes dinámicos ( $k_h$ ,  $k_v$ ) sean una fracción de la aceleración pico efectiva determinada para el sitio en su aplicación en los métodos pseudoestáticos de equilibrio límite (Laporte, 2005). Esta fracción va desde  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  de la aceleración pico efectiva. El Comité de Ingeniería Sismorresistente de la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (The Earthquake Engineering Committee of the Japan Society of Civil Engineers, 1988) recomienda coeficientes sísmicos de 0.05, 0.10 y 0.15 para las zonas sísmicas de Japón que ellos clasifican como baja, intermedia y alta, para la evaluación de las presiones activas totales para las estructuras de retención. Para los casos en que la estructura genere un riesgo muy alto si falla y condiciones de suelos malas, estos coeficientes se elevan a 0.09, 0.18 y 0.27, respectivamente.

Para muros de tamaño razonable (10 m o menos), se sugiere utilizar los valores de  $\lambda$  mostrados en la tabla C13.2 de acuerdo con la zona sísmica y el tipo geotécnico de sitio. En la tabla C13.3 se muestran los factores del coeficiente dinámico pseudoestático horizontal,  $k_h = a_{ef} \lambda$ .

Tabla C13.2 Valores del factor horizontal I para evaluar las presiones de sismo en muros de retención

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
<b>S<sub>1</sub></b>	0.75	0.50	0.50
<b>S<sub>2</sub></b>	0.63	0.61	0.50
<b>S<sub>3</sub></b>	0.54	0.56	0.57
<b>S<sub>4</sub></b>	0.59	0.56	0.69

Tabla C13.3 Valores de coeficiente dinámico horizontal  $k_h$  para evaluar las presiones de sismo en muros de retención

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
<b>S<sub>1</sub></b>	0.15	0.15	0.20
<b>S<sub>2</sub></b>	0.15	0.20	0.20
<b>S<sub>3</sub></b>	0.15	0.20	0.25
<b>S<sub>4</sub></b>	0.20	0.20	0.25

Para los muros mayores se recomienda utilizar métodos de elemento finito donde se pueda evaluar las deformaciones del muro y el relleno con modelos constitutivos apropiados y las consecuentes presiones generadas.

## C13.9 Fundaciones flexibles

La flexibilidad de los elementos de cimentación y del medio de soporte puede calcularse según los conceptos desarrollados en referencias técnicas especializadas. Para más detalle sobre las metodologías de análisis de cimientos flexibles, el lector debe referirse a referencias especializadas como Jiménez Salas: "Geotécnia y Cimientos" (1975), Bowles: "Foundation Analysis and Design" (1988), Braja Das: "Principles of Foundation Engineering" (1999) o textos de resistencia de materiales.

La flexibilidad de la fundación puede ser incluida en el análisis y diseño de la cimentación y de la estructura. De preferencia la flexibilidad de la fundación debe ser incluida en el modelo de análisis estructural ya que puede modificar sustancialmente la respuesta de la estructura.

## C13.10 Cimentaciones para vivienda

El diseño de cimentaciones para vivienda se basa en los mismos conceptos de diseño de cimentaciones en general; sin embargo, el cálculo preciso de los esfuerzos en el suelo y en los elementos estructurales requiere un análisis muy detallado y está basado en parámetros que pueden presentar gran variación, de ahí que se sugieran algunos criterios generales para el diseño.

### C13.10.1 Placas corridas

Las placas corridas deben lograr la uniformidad de esfuerzos verticales en el suelo y, a su vez, aportar el efecto de viga de amarre que mantenga la estabilidad de las paredes.

El uso de placas corridas con sección transversal en forma de "te invertida" reduce los asentamientos diferenciales, lo que a su vez reduce el agrietamiento en las paredes.

Cuando hay suelo suave se requiere el uso de materiales de sustitución más rígidos que el suelo de soporte para reducir los asentamientos diferenciales y sus efectos adversos.

### C13.10.2 Fundaciones sobre pilotes

Las cargas laterales, verticales y de rotación de las viviendas son transmitidas a la viga de cimentación y de ahí a los pilotes. La rigidez de los pilotes comparada con la del suelo de soporte es muy grande por lo que el efecto del suelo sobre las placas se desprecia.

### C13.10.3 Losas de cimentación

El uso de losas de cimentación distribuye los esfuerzos al suelo y reduce los asentamientos diferenciales. Las vigas de cimentación bajo las paredes y bajo los ejes sismorresistentes rigidizan la losa, permiten una transmisión de esfuerzos apropiada de las paredes a la losa y logran un comportamiento rígido de la losa y de los ejes de resistencia. Se recomienda también el uso de vigas bajo las paredes para anclar apropiadamente el refuerzo vertical de paredes y de columnas.

### C13.11 Referencias

- Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009. "Código de Cimentaciones de Costa Rica". Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Bowles, J. E., 1988. "Foundation Analysis and Design", 4ta Edición, McGraw-Hill, Nueva York, EEUU.
- Das, Braja M., 1999. "Principles of Foundation Engineering" 4ta Edición. PWS Publishing. Pacific Grove, California, EEUU.
- Jiménez Salas, J. A., et. al., 1975. «Geotécnia y Cimientos», 4 volúmenes, 2º Edición, Editorial Rueda, Madrid, España.
- Laporte, M., 2005. "Propuesta para la escogencia del coeficiente dinámico para el análisis pseudoestático de estabilidad de taludes". Memorias VIII Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica. CFIA, San José, Costa Rica.
- The Earthquake Engineering Committee of the Japan Society of Civil Engineers, 1988. "Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan", Sociedad Japonesa de Ingeniería Sismorresistente, Tokio.

# C14

## Sistemas y componentes no estructurales

Este capítulo provee los requisitos de diseño para elementos secundarios de estructuras, componentes no estructurales y equipos emplazados en estructuras. Se incluyen requisitos de diseño y construcción para los sistemas y componentes, para los medios mediante los cuales son anclados en la estructura soportante y requisitos especiales para aquellos elementos que puedan ser designados como relacionados con la seguridad.

Se incluyen las siguientes definiciones para distinguir mejor los términos cubiertos en este capítulo.

**Estructuras secundarias.** Montajes misceláneos o porciones de estructuras que no tengan una función estructural relacionada con la estructura principal. Se incluyen:

1. Muros, incluidos parapetos, muros exteriores, tapias y muros portantes o no portantes interiores.
2. Áticos, excepto cuando sean estructurados como una extensión del sistema estructural.
3. Elementos estructurales prefabricados que no sean muros.

**Componentes no estructurales.** Obras permanentes que no tengan una función estructural. Se incluyen:

1. Ornamentación y añadiduras externas o internas.
2. Chimeneas, pilas y torres.

3. Rótulos y vallas publicitarias.
4. Estanterías de almacenamiento, librerías, armarios de más de 1.80 m, incluidos sus contenidos.
5. Cielos falsos y lámparas colgantes.
6. Rampas de acceso.
7. Particiones.

**Sistemas, equipo y accesorios.** Consiste en montajes mecánicos, de plomería y eléctricos, adheridos directamente o mediante uno o más apoyos a la estructura. Se incluyen:

1. Tanques y recipientes.
2. Calderas, intercambiadores de calor, recipientes a presión, turbinas, enfriadores, bombas, motores, ductos de aire, torres de enfriamiento, transformadores, interruptores y tableros de control.
3. Tuberías, conductos, ductos y parrillas de cables.
4. Sistemas de suministro de energía eléctrica para emergencias y equipo esencial de comunicaciones.
5. Recipientes temporales para materiales inflamables o peligrosos.

Algunos equipos grandes, tales como calderas y turbinas, pueden ser construidos dentro de una estructura pero estar aislados de ella, o construidos en el nivel de piso. En tales casos el equipo debe ser considerado como una estructura tipo otros (ver requisitos del artículo 4.2 del Código).

**Equipo especial de seguridad.** Equipo necesario después de un terremoto, un incendio u otra emergencia o equipo que contiene una cantidad suficiente de sustancias explosivas o tóxicas las cuales, si son liberadas, pueden amenazar la vida o la salud de la población. El equipo especial de seguridad no incluye equipos que amenacen la salud o vida como consecuencia de una falla estructural.

**Apoyos de equipos.** Aquellos miembros estructurales o ensamblajes de miembros que incluyan placas de asiento marcos, bordes, largueros, colgaderos, plataformas, ganchos, resortes, patas, lengüetas o monturas que transmitan cargas gravitacionales entre el equipo y la estructura. Los apoyos de equipos también incluyen miembros como riostras, puntales, amortiguadores y parachoques, que transmitan fuerzas laterales y provean estabilidad estructural para el equipo que conectan.

**Fijadores.** Los medios por los cuales los elementos, componentes, equipos o apoyos de equipos son asegurados al sistema sismorresistente de la estructura. Tales fijadores incluyen pernos de anclaje, conexiones soldadas, prensas, ganchos, cables, sujetadores y otros.

**Equipo rígido.** Los equipos son considerados rígidos cuando estos, sus apoyos y sus fijadores, tomados como un sistema dinámico, tienen un modo fundamental de vibración con un período natural menor que 0.06 segundos (frecuencia natural mayor que 16.7 Hz). Un equipo rígido apoyado sobre aisladores de vibración u otros apoyos flexibles debe ser considerado como flexible. Para equipos complejos, la evaluación de las características de vibración puede ser difícil; sin embargo, si el equipo puede ser modelado o probado de manera razonable, el modo fundamental de vibración puede ser caracterizado como aquel que cuente con la mayor masa modal.

## C14.1 Generalidades

Esta sección se refiere a sistemas, componentes y equipos fijados a estructuras cuyo comportamiento dinámico no altera substancialmente la respuesta de la estructura. Los coeficientes de fuerza lateral de diseño para elementos fijados a estructuras son generalmente mayores que los coeficientes usados para el diseño de la estructura. Hay cuatro razones básicas para considerar coeficientes mayores para elementos fijados a estructuras:

1. Las aceleraciones absolutas que actúan en los elementos soportados por la estructura por encima del nivel del terreno son generalmente mayores que a nivel del terreno.
2. Puede ocurrir una respuesta amplificadas adicional dentro de los elementos a menos que sean muy rígidos.
3. Los mismos elementos, excepto cuando son fabricados con materiales dúctiles y apoyados sobre materiales similares, pueden carecer de las propiedades de redundancia y absorción de energía que permitan la reducción racional de los niveles de fuerza usados para su diseño.
4. Las fallas en los fijadores deben reducirse al mínimo posible.

Las disposiciones del capítulo 14 están dirigidas al diseño de fijadores que transfieren fuerzas del elemento soportado hacia el sistema sismorresistente de la estructura. Los diafragmas son considerados como parte del sistema estructural y por lo tanto no están cubiertos en este capítulo. El diseño de los elementos exteriores también debe cumplir las disposiciones de deformación tal como se presentan en el artículo 7.8 del Código. El diseño de edificaciones con sistemas estructurales tipo voladizo y tipo otros se consideran en el capítulo 4 del Código.

**Fricción.** Usualmente la fricción resultante de las cargas gravitacionales no debe ser tomada en cuenta para la resistencia de fuerzas sísmicas. Sin embargo, se puede utilizar la fricción obtenida mediante engrapado o causada por fuerzas de volcamiento sísmico. Los ganchos para fricción y vigas de engrapado no han presentado buen desempeño durante los terremotos, por lo que, cuando la fricción se obtiene mediante sistemas mecánicos (e.g., una viga de engrapado) que provean

resistencia ante carga lateral, el profesional responsable del diseño debe verificar que exista un mecanismo adecuado de transferencia de carga. No se deben pasar por alto las excentricidades en la ruta de carga, las fuerzas de palanca, etc. Si se usa la fricción proveniente de fuerzas de volcamiento sísmico, el sistema estructural debe tener suficiente resistencia y rigidez para transmitir las fuerzas de volcamiento y los apoyos y las fundaciones (especialmente en los bordes) ubicados dentro de la ruta de carga de la fricción deben ser diseñados para resistir la parte del cortante sísmico que es transferido por fricción.

Las disposiciones del capítulo 14 del Código no tienen la intención de prohibir el uso de componentes y equipos no restringidos. Se pueden permitir componentes y equipos no restringidos, particularmente en el caso de elementos móviles o temporales, tales como muebles pesados, siempre y cuando la seguridad de los usuarios y del público en general no se vea comprometida. Los elementos con razones de altura/ancho o altura/largo bajos que sean inherentemente estables al volcamiento pueden emplazarse sin restricciones mecánicas. En tales casos, el movimiento lateral puede ser restringido por fuerzas de fricción provenientes de las fuerzas gravitacionales salvo la reducción debida a las aceleraciones verticales provenientes del terremoto, según lo considere el profesional responsable del diseño. El movimiento lateral máximo de componentes y equipos que puede ocurrir ante el movimiento máximo del terreno debe ser calculado e incorporado en el diseño de las conexiones de estos elementos, con fijadores sísmicos y suficiente espacio para permitir el movimiento lateral de los componentes y equipos.

**Diseño de sistemas.** Esta disposición indica que para algunos sistemas, no solamente los fijadores deben ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas sino también el sistema mismo. Se establece en esta disposición que los sistemas no rígidos para los cuales la falla estructural de sus elementos sismorresistentes pueda producir peligro para la seguridad o la vida, deben ser diseñados también para resistir fuerzas laterales.

## C14.2 Diseño para fuerza lateral total

Se presentan ecuaciones para la determinación de la fuerza sísmica de diseño  $F_p$  para elementos, componentes y equipos que dependen de:

- Peso del componente o sistema,  $W_p$ .
- Factor de amplificación del componente o sistema,  $X_p$ .
- Aceleración pico efectiva correspondiente a la edificación,  $a_{ef}$ .
- Factor de importancia del sistema o componente,  $I_p$ .
- Factor de modificación de respuesta del componente,  $R_p$ .

Además, las ecuaciones para la fuerza de diseño están calibradas para el método de diseño por resistencia y se incluye el factor de importancia para el sistema o

componente en vez del factor de importancia de la edificación, lo cual se traduce en un incremento en los niveles de fuerza comparados con la edición anterior.

Se debe destacar que se permite el uso de cualquiera de las dos ecuaciones [14-1] o [14-2] y que, por lo tanto, la ecuación [14-1] representa una cota superior. Estas ecuaciones provienen de estudios patrocinados por el Centro Nacional de Investigación en Ingeniería Sísmica (National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER) mediante financiamiento de la Fundación Nacional de Ciencia (National Science Foundation, NSF) [Bachman et al., 1993]. Los participantes examinaron los registros de aceleración provenientes de estructuras sometidas a movimientos sísmicos fuertes. El objetivo era desarrollar una ecuación de fuerza de diseño aceptable que considerara datos sísmicos reales y a la vez, el sitio de ubicación del componente en la estructura, la ductilidad del anclaje del componente, la importancia del componente, el peligro de desprendimiento del componente, la respuesta estructural, las condiciones de sitio y la zona sísmica de emplazamiento de la estructura.

También se tenía como meta proveer una transición razonable entre las disposiciones de diseño para un componente emplazado en el terreno y un componente emplazado dentro de la estructura. Algunos trabajos posteriores han sugerido correcciones que han sido aplicadas a las ecuaciones propuestas [Drake & Bachman, 1994, 1995]. Es correcto suponer que las ecuaciones [14-1] y [14-2] alcanzan los objetivos propuestos sin exigir el empleo de formulaciones excesivamente complicadas.

Las revisiones posteriores de la ecuación [14-2], presentadas en las referencias indicadas en la normativa del ASCE/SEI han mantenido la forma, excepto en la manera en que se toma en cuenta la ubicación de los elementos en la altura de la edificación.

El factor de amplificación del componente  $X_p$  representa la amplificación dinámica del componente con respecto al período fundamental  $T$  de la estructura. Se entiende que en el momento en que los componentes son diseñados o escogidos, el período fundamental de la estructura no está necesariamente definido o disponible. También se reconoce que para muchos componentes, su período fundamental  $T_p$  solo se puede obtener con precisión mediante pruebas de mesa vibratoria o pruebas en las cuales se provoque una vibración libre del componente.

Se incluye una lista de valores de  $X_p$  con la expectativa de que el componente se comportará usualmente ya sea de forma rígida o flexible. En general, si el período fundamental del componente es menor que 0.06 segundos, no se anticipa ninguna amplificación dinámica. Se debe notar que el factor máximo de amplificación del componente se mantiene en 2.5 en esta edición del Código, basado en las recomendaciones del estudio del NCEER. Este valor es congruente con la respuesta de componentes emplazados en el terreno en donde el factor de amplificación máximo es también de 2.5. No es la intención del Código evitar una determinación más precisa de la amplificación del componente cuando se cuente con datos

razonablemente precisos de los períodos fundamentales, tanto de la estructura como del componente.

En el caso de las tapias se modificó el valor de  $X_p$  con la intención de que las fuerzas de diseño calculadas mediante el capítulo 14 del Código fueran similares a las calculadas de acuerdo con lo establecido en la sección 2, considerando la metodología de diseño de las estructuras en general. Se estableció una limitación de la aplicación del capítulo 14 para propiciar que las tapias de mayor altura e importancia sean diseñadas con las recomendaciones del capítulo 2.

El factor de modificación de la respuesta del componente  $R_p$  representa la capacidad de absorción de energía de la estructura interna del sistema o componente y de sus fijadores. De manera conceptual, el valor  $R_p$  considera tanto la sobrerresistencia como la ductilidad de la estructura interna del sistema o componente y la de sus fijadores. Se considera que en ausencia de una investigación actualizada, estos dos parámetros pueden ser combinados en un único factor en forma adecuada para el caso de sistemas o componentes no estructurales. Ante la ausencia de investigación detallada y de registros de datos, estos valores se han determinado mediante criterio profesional. En general, los siguientes valores de referencia fueron utilizados:

$R_p = 1.5$  si se anticipa modo de falla frágil o de pandeo.

$R_p = 2.5$  para detallado y materiales de ductilidad moderada.

$R_p = 3.5$  para detallado y materiales de ductilidad alta.

Los valores de  $R_p$  incluidos en esta norma incluyen modificaciones hechas a las disposiciones del código de 2002, pues se ha modificado y ampliado la lista de elementos, componentes y equipos. Los valores fueron ajustados para proveer paridad con los valores recomendados en el ASCE 7-10. Algunos elementos electromecánicos tienen valores de  $R_p$  mayores que los comentados debido a sus condiciones especiales de apoyo o de sus materiales.

El bajo valor de  $R_p$  para pernos de anclaje expansivos someros y para anclajes químicos someros se debe a su pobre desempeño y a la carencia de pruebas cíclicas.

## Aceleración en la estructura

La ecuación [14-2] representa una distribución trapezoidal de las aceleraciones de piso en la estructura, que varía linealmente desde la aceleración  $a_{ef}$  del terreno hasta la aceleración  $3 a_{ef}$  del techo. La aceleración del terreno  $a_{ef}$  es la misma usada en el diseño de la estructura que incluye las consideraciones por tipo de sitio del emplazamiento.

El análisis de los datos de aceleración en las estructuras debidos a movimientos sísmicos fuertes ocurridos en California revela que un valor máximo razonable para

la aceleración en el techo es de tres veces el de la aceleración del terreno [Drake & Bachman, 1994, 1995, 1996]. La figura C14-1 indica el promedio de los datos registrados como una regresión lineal. La ecuación [14-2] aproxima el promedio de los datos registrados más una desviación estándar cuando la aceleración en el techo es igual a tres veces la aceleración en el terreno. Por lo tanto, la ecuación para diseño máximo es una cota superior para aproximadamente el 84 por ciento de los datos registrados. Esto se considera como una estimación razonable para diseño.

Para la zona sísmica IV, el valor de  $F_p$  que se debe usar en diseño por resistencia puede variar, de acuerdo con el elemento, desde un mínimo de  $0.27 W_p$  hasta un máximo de  $2.5 W_p$ . La ecuación [14-2] puede producir fuerzas de diseño muy bajas, pero esos valores están limitados por la ecuación [14-3].

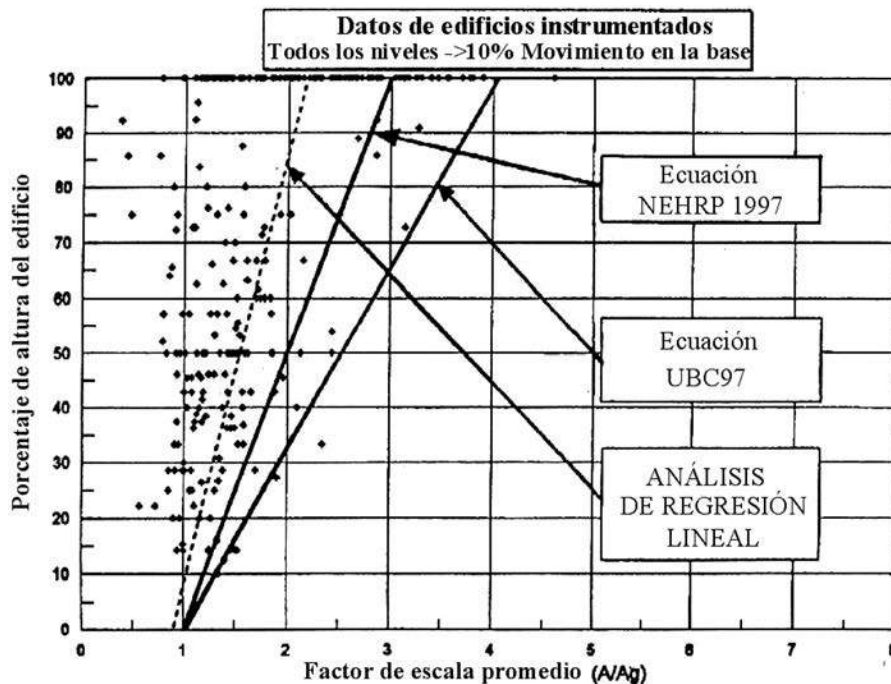


Figura C14-1 Variación de la aceleración en niveles superiores de edificaciones instrumentadas para registrar los movimientos violentos del terreno. El CSCR 2010 utiliza la propuesta del NEHRP 1997.

Las diferencias más importantes entre las ecuaciones de los códigos de 2002 y 2010 son las siguientes:

1. La ecuación del código del 2010 incluye el factor de importancia del sistema o componente, que anteriormente no se definía, por lo que se utilizaba el factor de importancia de la edificación.

2. La variación de la aceleración en la altura de la edificación se modificó, de manera que la aceleración en el techo es tres veces mayor que la del terreno, en vez de cuatro veces, como se indicaba en el código de 2002.
3. La altura  $h_x$  se refiere ahora a la elevación del anclaje del elemento en vez de la elevación de su centro de masa.

Además de las diferencias indicadas, se debe notar que la tabla 14.1 fue ampliada para incluir con mayor detalle los sistemas y componentes, sobre todo los electromecánicos.

Se debe reconocer que hay muy poca información sobre aceleraciones en estructuras ubicadas en las zonas II y III y para edificios distantes de las fallas de subducción de la zona IV. En ausencia de suficientes datos, estas disposiciones se han escogido para que sean conservadores en todas las zonas sísmicas.

## Paredes exteriores o paneles

Para paredes exteriores o paneles que tengan puntos de sujeción en dos o más niveles diferentes, la carga perpendicular a la pared puede determinarse de la siguiente manera. Para la altura de una pared entre dos fijadores sucesivos en elevaciones  $h_x$  y  $h_{x+1}$ , se evalúan los coeficientes de la fuerza sísmica  $F_p/W_p$  en cada uno de los dos puntos, tomando en consideración los límites mínimos y máximos, y se calcula el promedio de ambos valores. El coeficiente sísmico promedio multiplicado por el peso unitario de la pared provee la carga distribuida para la altura entre los puntos de fijación dados y esta carga debe extenderse hasta la parte superior de cualquier parapeto por encima del punto de sujeción del techo en  $h_x$ .

Para una pared exterior en un edificio de un solo nivel, el coeficiente sísmico en la base es  $0.4 a_{ef} I_p$  y en el techo es  $1.2 a_{ef} I_p$ . Un valor promedio de  $0.8 a_{ef} I_p$  multiplicado por el peso unitario determina la carga distribuida en toda la pared.

En el caso de proyecciones de paredes que forman parapetos, deben ser revisadas por separado y las fuerzas resultantes deben ser aplicadas en el centroide del parapeto.

## C14.3 Especificaciones de las fuerzas laterales para equipos.

El diseño de equipo generalmente está fuera de las manos del profesional responsable del diseño estructural de la edificación. Para garantizar que se entiendan las bases del diseño según el CSCR 2010, las especificaciones para los equipos deben especificar las fuerzas laterales de diseño según esta normativa, identificar y hacer referencia a esta normativa o identificar y hacer referencia a otras normativas

que puedan ser usadas en vez del CSCR 2010, que cumplan con lo estipulado en el artículo 14.5 del Código.

## **C14.4 Movimiento relativo de fijadores de equipos.**

Un mecanismo de falla importante para sistemas o componentes conectados a una o más estructuras mediante múltiples fijadores lo constituye el desplazamiento diferenciado de puntos de sujeción.

El desplazamiento diferenciado de los puntos de sujeción puede ocurrir cuando un equipo está conectado a fundaciones independientes, estructuras independientes, subestructuras o pisos separados de una estructura y en el caso de tuberías que entran a la estructura desde el suelo de base o desde estructuras adyacentes. Los valores de desplazamiento diferenciado de los puntos de sujeción pueden ser provistos o coordinados por el profesional responsable del diseño global de la estructura.

## **Referencias**

- American Society of Civil Engineers. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE/SEI 7-05. U.S.A. 2005.
- American Society of Civil Engineers. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE/SEI 7-10. U.S.A. 2010.
- Bachman, R. E., R. M. Drake y P. J. Richter. 1993. 1994 Update to 1991 NEHRP Provisions for Architectural, Mechanical, and Electrical Components, and Systems, letter report to the National Center for Earthquake Engineering Research.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 1987. "Código Sísmico de Costa Rica". Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2003. "Código Sísmico de Costa Rica 2002". Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Drake, R. M. and R. E. Bachman. 1996. "NEHRP Provisions for 1994 for Nonstructural Components", ASCE Journal Of Architectural Engineering, Marzo, 1996
- Drake, R. M. and R. E. Bachman. 1995. "Interpretation of Instrumented Building Seismic Data and Implications for Building Codes," Proceedings of 1995 SEAOC Annual Convention. Sacramento, California.
- Drake, R. M. and R. E. Bachman. 1994. 1994 NEHRP Provisions for Architectural, Mechanical, and Electrical Components, 5th United States National Conference on Earthquake Engineering

International Conference of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code, 1994.

International Conference of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code, 1997.

NEHRP, 1997. "Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings"; Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Ramírez Villalba, Andrea, 2009. "Evaluación de los parámetros de diseño para sistemas y componentes no estructurales del capítulo 14 del Código Sísmico de Costa Rica 2002". Informe de proyecto de graduación para optar por el grado de licenciatura de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Structural Engineers Association of California (SEAOC). Recommended Lateral Force. Requirements and Commentary, 1999.

---

---

# C15

## Diagnóstico y adecuación sísmica

### C.15.1 Generalidades

Se puede esperar que las estructuras de edificaciones existentes no cumplan con algunos de los requisitos de ductilidad local, rigidez y resistencia que son exigidos en el proceso de diseño de las edificaciones nuevas.

Para el diagnóstico y la adecuación sísmica de una estructura existente se requiere un mayor conocimiento del desempeño estructural y atención a sus detalles que en el caso del diseño de estructuras nuevas, pues es común que existan muchas incertidumbres en cuanto a las características de los materiales y detalles utilizados, a las cargas permanentes y a los daños presentes.

No se pretende que la estructura adecuada sísmicamente y todos los elementos estructurales alcancen la resistencia y ductilidad que el Código exige en edificaciones nuevas, pues esto podría desestimular a los propietarios de las edificaciones a realizar una adecuación estructural debido a los altos costos que puede implicar esa condición. Por ejemplo, es aceptable que algunos elementos que no tendrán comportamiento inelástico, de acuerdo con el resultado del diagnóstico, puedan mantener sus condiciones aunque no cumplan con los requisitos de ductilidad que exige el Código actual.

La condición que impone el Código de que todas las estructuras deben tener una ductilidad global intrínseca mínima de 1.5, provoca que las edificaciones históricas que utilizan materiales y sistemas constructivos frágiles requieran una adecuación sísmica que corrija esa condición.

## C.15.2 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes

El diagnóstico de la vulnerabilidad de la estructura aporta información que ayuda a determinar el riesgo de que existan daños en elementos no estructurales, que pueden ser muy importantes por su elevado costo de reparación.

Los planos, las especificaciones, el cuaderno de bitácora, los resultados de las pruebas de materiales realizadas durante la construcción y la memoria de cálculo son documentos que, si están disponibles, deben ser utilizados como base, pero el analista debe visitar la edificación y realizar mediciones y pruebas de materiales que le permitan determinar, al menos, la condición real de las dimensiones de la estructura y de los elementos que la componen, la calidad de los materiales, los detalles constructivos, y la participación de los elementos no estructurales en la respuesta estructural.

La cantidad de pruebas de materiales y verificaciones del tamaño o refuerzo de los elementos debe ser suficiente para que se pueda tener confianza en la información que se utiliza como base para el análisis. Para elementos de concreto se puede tomar como referencia el ACI 369R-11 (Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary).

Es conveniente realizar un análisis cualitativo que permita conocer, de previo a la realización de los cálculos, las posibles condiciones negativas que pueden afectar el comportamiento estructural durante un sismo. Dentro de estas se incluyen las irregularidades, el uso de materiales y detalles constructivos que aportan poca ductilidad, la interacción con elementos no estructurales, las modificaciones estructurales realizadas y daños previos.

Se calculan las fuerzas sísmicas de revisión utilizando el procedimiento que fue establecido para diseño de edificaciones nuevas, pero se acepta un valor menor que en el caso de diseño. Esto es un reconocimiento a que parte de la vida útil de la estructura ya ha pasado y por lo tanto en su remanente de vida útil se puede aceptar una amenaza sísmica menor. Cuando la evaluación se realiza con el fin de actualizar la estructura y de prolongar su vida útil, puede ser necesario mantener las fuerzas de revisión iguales a las fuerzas de diseño de edificaciones nuevas.

La ductilidad global asignada depende principalmente de la estructuración, la regularidad, la calidad del armado de los elementos y de los detalles constructivos. Estas propiedades deben ser evaluadas para utilizar apropiadamente la tabla 4.3, que ayuda a asignar la ductilidad global.

Los problemas de estructuración pueden concentrar los comportamientos inelásticos o los daños en pocos elementos o en los menos deseables. Algunos de estos problemas son:

1. Piso suave o piso débil: ocurre cuando hay una reducción brusca de rigidez o de resistencia de un nivel al nivel inferior. Esta situación sucede cuando

los elementos verticales, encargados de soportar el cortante de piso, sufren discontinuidad en los pisos inferiores.

2. Columna corta: ocurre cuando alguna columna sufre algún tipo de restricción que reduce su altura efectiva, por lo que aumenta fuertemente su rigidez relativa y el cortante de demanda sísmica, y se limita su capacidad de deformación.
3. Torsión en planta.
4. Viga fuerte – columna débil, que provoca un mecanismo de colapso que no permite el comportamiento dúctil de la estructura.
5. Influencia de elementos no estructurales: ocurre cuando quedan unidos a la estructura elementos que no se consideraron en el diseño estructural pero que modifican el comportamiento de la estructura; frecuentemente estos elementos son de mampostería y pueden causar los primeros tres problemas indicados anteriormente.
6. Entrepisos no rígidos y con aberturas: algunos entrepisos no son apropiados para distribuir las cargas sísmicas a los diferentes sistemas sismorresistentes, ya sea por el material utilizado en su construcción, por su estructuración o por las aberturas que posee. Estos entrepisos no permiten que las ductilidades ni las capacidades de los sistemas sismorresistentes sean aprovechados en su totalidad.

En el caso de elementos de concreto, el detallado de la armadura que no provea, entre otras cosas, confinamiento, traslapes y anclajes adecuados, según las normas del capítulo 8 del Código, así como el uso de los materiales inadecuados (concreto de baja resistencia, acero poco dúctil u otros), causarán una limitación en la capacidad de los elementos estructurales para deformarse inelásticamente, por lo que la ductilidad local se verá reducida.

La presencia de problemas de estructuración o de detallado inadecuado de los elementos debe conducir a la asignación de una ductilidad global baja.

Debido a que la ductilidad global asignada puede tener un alto grado de incertidumbre, por la falta de información de la estructura, las fuerzas calculadas se consideran fuerzas sísmicas de revisión, también presentan el mismo o mayor nivel de incertidumbre y por lo tanto el comportamiento predicho con esas fuerzas puede no ser acertado. Ante sismos fuertes la estructura puede presentar un comportamiento inelástico que supere los niveles de comportamiento aceptados.

Dentro de los elementos estructurales que deben ser analizados se incluyen los elementos que, aunque no son parte de la estructura principal, se deforman junto a ella, tales como las paredes no desligadas de la estructura. También debe incluirse la revisión de la cimentación y de los esfuerzos en el terreno.

En las estructuras de cualquier tipo de edificación se debe evaluar el comportamiento inelástico como parte del diagnóstico, para lo cual se debe utilizar

los resultados del análisis elástico con las fuerzas de revisión. La comparación de la resistencia de los elementos con las fuerzas internas de revisión permite determinar de manera razonable cuáles elementos son los primeros en alcanzar su capacidad y si tendrán comportamiento dúctil o frágil (por ejemplo, en caso de alcanzar la capacidad en cortante antes que en flexión o en flexocompresión). Aunque el procedimiento anterior solo permite conocer el comportamiento inelástico inicial, se pueden identificar condiciones desfavorables que deban ser corregidas aunque la resistencia supere la demanda de las fuerzas de revisión.

El análisis inelástico se debe realizar en estructuras de edificaciones clasificadas según su uso dentro del grupo A, con el fin de mejorar el conocimiento sobre su desempeño. Se podrá utilizar el método de capacidad espectral o el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo, según lo establece el artículo 7.7 del Código. Este análisis puede ser complementario al análisis elástico con las fuerzas de revisión para lograr y generar una mejor interpretación de la información, pues permite determinar la secuencia de rotulación y la demanda de ductilidad local en los puntos donde se genere comportamiento inelástico.

No se requiere realizar un análisis del comportamiento inelástico y de la resistencia en todos los elementos de la estructura, sino en aquellos sobre los que descansa la seguridad de la edificación y que determinan el comportamiento global.

Para todo tipo de edificación, nueva o existente, hay una gran incertidumbre sobre la intensidad de las sacudidas a las que puede estar expuesta. En el diagnóstico de edificaciones existentes las comparaciones de fuerzas y desplazamientos tienen una importancia limitada y al valorar el comportamiento estructural se debe aplicar un criterio profesional amplio, con más parámetros estructurales que describan mejor el comportamiento no lineal local, que considere el comportamiento inelástico general y los daños asociados a diferentes niveles de intensidad sísmica. Algunos edificios diseñados con los códigos anteriores pueden tener una resistencia un poco menor que la solicitada actualmente, lo que no debe conducir necesariamente a que sean mal calificados si mantienen condiciones de estructuración y ductilidad adecuadas.

Las recomendaciones del diagnóstico de vulnerabilidad sísmica pueden incluir sugerencias sobre las modificaciones estructurales que son necesarias para reducir o eliminar los problemas detectados, que tomen en cuenta también los costos correspondientes a las reparaciones y a la interrupción de las operaciones en la edificación.

### **C.15.3 Adecuación sísmica de estructuras existentes**

La reducción del riesgo de que ocurran daños graves durante un sismo se busca a través del cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada tipo de edificación, de acuerdo con su importancia. Se pretende que de forma general se

cumpla con lo establecido en el artículo 4.1 del Código, aunque es posible que alguno de los parámetros incluidos en la tabla 4.2 no pueda ser alcanzado por la estructura modificada o por sus elementos. Por ejemplo, algunos elementos estructurales existentes no podrán cumplir con los requisitos de ductilidad impuestos a los elementos nuevos.

Para eliminar las deficiencias graves de estructuración puede ser necesario eliminar o reforzar elementos existentes, o adicionar nuevos elementos. Los nuevos elementos deben tener la ductilidad local requerida para el tipo de edificación de que se trate, pero debe tomarse en cuenta que una ductilidad local óptima puede ayudar a mejorar el comportamiento global.

Puede ser necesario realizar un análisis estructural con combinaciones de carga específicas para la estructura reforzada, que incluya la condición de que los nuevos elementos soporten una carga diferente a la que correspondería si se hubieran construido al mismo tiempo que el resto de la estructura. Cuando se incluyen muros de concreto o se arriostran marcos de acero, para aumentar la rigidez general y disminuir las cargas en otros elementos, la carga permanente ya está presente y distribuida en los elementos existentes, por lo que los nuevos elementos solo podrán tomar parte de las cargas temporal y de sismo.

Cuando se utilizan muros para reforzar una estructura es posible que los momentos flectores en la base sean grandes y la carga axial pequeña, pues las cargas permanentes están aplicadas en otros elementos. Esto causa una gran excentricidad en la base del muro. Las columnas que se refuerzan con aumento de su sección (encamisados) tienen un estado de deformaciones y esfuerzos diferentes en la sección existente y en la nueva. Estas consideraciones modifican su ductilidad local y condicionan la ductilidad global asignada.

Se consideró que, si se va a intervenir la estructura, conviene que las fuerzas de diseño no sean menores que el 80% de las fuerzas calculadas en la sección 2, para aumentar el remanente de la vida útil y para tomar en cuenta que algunos elementos existentes podrían no cumplir con algunos requisitos de la ductilidad local supuesta. En los casos en los que el propietario esté interesado en actualizar completamente la estructura de su edificio, se deben utilizar las fuerzas de diseño sin reducción.

Al adicionar elementos nuevos como refuerzo de la estructura y modificar elementos existentes, se modifica el comportamiento estructural en general. Se debe revisar no solo los elementos que se detectaron con deficiencias durante la etapa de diagnóstico, sino también otros elementos que puedan resultar afectados por la modificación del comportamiento estructural, como elementos de cimentación, columnas que se convierten en elementos de borde de muros, vigas adyacentes a muros nuevos, etc.

## C.15.4 Renovación y cambio de uso de edificaciones existentes

Las edificaciones que sean sometidas a una renovación o modificación deben ser rediseñadas si se produce alguno de los efectos señalados en el Código, que reducen su capacidad estructural, que afectan su comportamiento ante movimientos sísmicos o que aumentan las fuerzas debidas al efecto del sismo.

Al ser realizado el rediseño, se debe seguir un proceso similar al de la adecuación sísmica y modificar la estructura de manera que se alcancen los objetivos de desempeño definidos en el artículo 4.1 del Código.

## C.15.5 Edificaciones dañadas por sismo

Se debe realizar un diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de la edificación dañada, que considere el comportamiento de la estructura y su estado actual, incluidos los daños sufridos.

Puede ser difícil establecer claramente si la edificación tuvo un comportamiento acorde con los objetivos de desempeño establecidos para ella, pues los objetivos de desempeño se establecen para intensidades de movimiento sísmico que pueden ser diferentes a la que produjo los daños. Es conveniente poner atención a las características de regularidad y rigidez del sistema, y a las de ductilidad de los elementos estructurales, que son las que se incluyen en la tabla 4.2.

Conviene que el diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica provea una valoración de la importancia de los daños, del desempeño de la estructura para el sismo que causó los daños, del desempeño futuro durante el sismo de diseño y de las consecuencias económicas asociadas a la recomendación técnica.

## C.15.6 Edificaciones históricas y monumentos

Las indicaciones de este artículo no se limitan a las edificaciones que han sido declaradas como patrimonio arquitectónico, sino que se incluyen también las edificaciones que, por su antigüedad, tienen materiales que han estado en desuso y requieren un diagnóstico con características particulares y una adecuación sísmica con técnicas diferentes a las que se utilizan en edificios más recientes de acero, concreto, madera o mampostería.

Los procedimientos para realizar el diagnóstico son los mismos que se aplican a cualquier obra, excepto porque no se exige realizar un análisis inelástico conforme al artículo 7.7 del Código, cuando no se conozcan las características del comportamiento dúctil de los materiales estructurales.

Debido a que muchas de estas obras están construidas con materiales y procesos constructivos que no son utilizados en la actualidad, es muy importante investigar sus características y su posible deterioro. Por ejemplo, en construcciones de adobe o de bahareque las piezas de madera pueden haber tenido una reducción total o parcial de su sección, por ataque de insectos o de la humedad, y se requiere realizar calas para determinar su condición.

Las adecuaciones sísmicas deben seguir los lineamientos generales, para el aumento de la resistencia y el aumento de la capacidad de deformación, aunque puede ser de mayor importancia y cuidado el tratamiento que se le da a la estructura para evitar o corregir irregularidades y problemas de estructuración. En muchos casos hay limitaciones arquitectónicas que deben ser consideradas. Esas condiciones también provocan que la apariencia sea un aspecto relevante, por lo que se debe tomar en cuenta, además de la reparación y refuerzo de los elementos estructurales, la reparación y restauración de los elementos no estructurales.

Los objetivos de desempeño indicados en el inciso 4.1(b) del Código son válidos también para las edificaciones históricas y para los monumentos; sin embargo, cuando las edificaciones no son habitables se acepta un nivel de amenaza sísmica menor (mayor probabilidad de excedencia) y se asumen niveles de riesgo mayores que los de obras convencionales diseñadas con el Código.

Esto es aceptable cuando la edificación o el monumento intervenido cumpla con todos los siguientes requisitos adicionales:

1. La falla no pone en peligro la vida de los visitantes o transeúntes
2. La falla no pone en peligro cualquier estructura habitable de los grupos A, B, C, o D, o cualquier estructura no habitable de los grupos A o B.
3. La falla no pone en peligro las rutas utilizadas para evacuación o suministro de ayuda en una emergencia, o líneas vitales como líneas eléctricas, conducciones de agua potable, polductos, etc.

Por lo tanto, no se fijan límites a las mejoras que puedan ser realizadas, ya que se supone que las intervenciones estructurales mejoran el comportamiento en comparación con la condición inicial.



# C16

## Requisitos para documentos de diseño, inspección y construcción

### C16.1 Generalidades

Los planos estructurales deben contener la información básica considerada durante el proceso de diseño. En el caso de estructuras de viviendas que se diseñan por el método simplificado, se les exigen menos requisitos.

### C16.2 Información en planos

La información sobre las propiedades mecánicas de los materiales y la capacidad de soporte del suelo que fueron consideradas en el diseño son necesarias para la etapa de construcción.

Lo anterior, junto con las características de la edificación, los valores de los parámetros de diseño y los resultados básicos del análisis aportan información que resulta muy útil en el caso de que en el futuro la edificación sea sometida a un proceso de renovación, ampliación o adecuación estructural. Adicionalmente es conveniente que se incluya la información de las cargas vivas utilizadas.

En el caso de estructuras que tengan un procedimiento constructivo particular, no convencional, se debe incluir las indicaciones, esquemas e instrucciones que sean necesarios para que se aplique el sistema constructivo con seguridad.

En viviendas diseñadas por el procedimiento simplificado se debe dejar constancia de que se verificó el cumplimiento de todos los requisitos que son exigidos para poder aplicar ese procedimiento, de acuerdo con lo que establezca el CFIA.

### **C16.3 Documentos de diseño**

Los documentos de diseño pueden ser requeridos por los representantes del Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos para las investigaciones administrativas que podrían ser de su interés y resultan útiles para posibles modificaciones futuras de la edificación.

Los documentos nombrados constituyen una lista mínima que puede ser complementada con estudios de amenaza sísmica, de estabilidad de taludes y otros estudios geotécnicos. Conviene que la memoria de cálculo esté completa y ordenada de manera que pueda servir de referencia para revisiones futuras.

En el caso de viviendas a las que se les aplicó el diseño simplificado es suficiente documentar el cumplimiento de las condiciones de su utilización, descritas en el artículo 16.2 y la referencia a las tablas de diseño y a los textos que determinan las características de los elementos estructurales.

### **C16.4 Inspección y supervisión**

El profesional a cargo de la inspección técnica o de la supervisión de la estructura se puede apoyar en la información solicitada en el artículo 16.2 y debe conocer bien los documentos de diseño. Esto le puede permitir realizar una mejor interpretación de los planos y tomar mejores decisiones en los casos en que exista algún error u omisión.

### **C16.5 Instrumentación**

El objetivo que se busca con este artículo es ampliar la cantidad de acelerógrafos que pueden dar información acerca de los movimientos sísmicos importantes que ocurran en el futuro. Esta información será muy útil para conocer las características de la propagación de ondas asociadas a las fuentes sísmicas de nuestro país y la influencia de las condiciones de suelo y de la topografía en el sitio de la edificación.

En el caso de que se coloque un acelerógrafo adicional en el nivel superior de la edificación, se podrá obtener información sobre las características dinámicas de su estructura, que puede ser muy útil para su propietario y para la comunidad ingenieril.

Conviene que el costo sea incluido en el presupuesto del proyecto de construcción y que se coordine con la institución a cargo de la red de acelerógrafos (actualmente el Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica) para su integración a la red y el mantenimiento respectivo.

# Sección 5

---

## Vivienda unifamiliar



# C17

## Vivienda unifamiliar

### C17.1 Generalidades

La intención de este capítulo es proveer requisitos de diseño para lograr un adecuado comportamiento estructural de las viviendas durante una sacudida sísmica. La definición que se da de vivienda pretende diferenciar claramente este tipo de edificaciones de aquellas otras que, por su altura, extensión o tamaño, son consideradas en otras secciones del Código.

Las recomendaciones de este capítulo se enfocan en el comportamiento sísmico, por lo que es necesario realizar un análisis estructural para determinar las fuerzas internas en algunos elementos sometidos al efecto de las cargas gravitacionales. Se considera que en este caso no hay otras cargas como empujes de suelo que afecten el comportamiento estructural. Es importante que el profesional responsable tenga claro que debe complementar la información de este capítulo con el diseño de elementos como vigas de entrepiso, entrepisos, escaleras, vigas aéreas, columnas aisladas, estructuras de techos, etc.

Se le ofrece al profesional la posibilidad de escoger entre un **diseño formal** y un **diseño simplificado**. Bajo los conceptos de diseño formal la vivienda es diseñada mediante los principios de la ingeniería estructural y con base en lo establecido en otros capítulos del Código. Es decir, se deben calcular el coeficiente sísmico y las fuerzas de sismo que actúan sobre la vivienda, combinar estas cargas con las cargas gravitacionales y proceder a hacer un análisis estructural formal. Luego, con los resultados del análisis, se debe proceder a diseñar los elementos que constituyen el sistema sismorresistente de la vivienda.

Con los criterios de diseño simplificado el profesional usa una serie de detalles estándar de fundaciones, paredes, vigas, etc., sin necesidad de hacer los cálculos correspondientes. Este método prescriptivo pretende ser una herramienta que le permita obtener un diseño seguro al profesional que no está especializado en la ingeniería estructural. Es importante aclarar que el diseño simplificado no puede sustituir el buen criterio del profesional responsable y que, al final, es el profesional el que debe velar porque se obtenga un adecuado comportamiento durante los sismos.

El diseño simplificado se puede usar siempre y cuando la vivienda cumpla con una serie de requisitos. Se establecen límites para el área de construcción total y para la altura de las paredes y tapicheles. Adicionalmente, el método está limitado a dos pisos de altura conforme al sistema constructivo correspondiente según lo indicado en la tabla 17.1 del Código.

Las fundaciones deben estar apoyadas sobre suelo firme que, para efectos de esta sección del Código, se puede entender como aquel que posea una capacidad soportante a la falla de por lo menos  $24 \text{ t/m}^2$ . El profesional responsable del diseño debe, por medio de un estudio de suelos, conocer las características del terreno. El diseño simplificado no se debe usar cuando la vivienda se encuentra sobre estratos compresibles, rellenos mal consolidados construidos sin el equipo y la compactación necesaria, arcillas expansivas, suelos donde se pueda dar el fenómeno de licuación o cuando es necesario usar fundaciones profundas como pilotes. Tampoco es recomendable cuando la pendiente del terreno exceda los  $30^\circ$ .

De igual manera, el diseño simplificado se puede usar cuando las paredes no posean una esbeltez excesiva y cuando exista una cantidad suficiente de paredes en ambos sentidos ortogonales. Se establece en el Código la manera de calcular la longitud mínima de paredes que la vivienda debe poseer en ambas direcciones. En viviendas de dos niveles se requiere una longitud mínima de paredes mayor en planta baja que en planta alta.

Adicionalmente, es importante que la vivienda posea la mayor simetría posible en ambas direcciones para reducir y controlar los efectos de la torsión en planta en las viviendas de dos pisos. En viviendas de dos pisos se debe cumplir con la cantidad mínima de paredes en cada una de las siguientes zonas: planta alta, la zona bajo el entrepiso y la zona restante de planta baja.

Por último, el diseño simplificado está ligado a una separación máxima de 6 m entre los elementos que proporcionan estabilidad lateral a las paredes. Estos elementos pueden ser otras paredes o columnas con la suficiente rigidez y deben asegurar la estabilidad lateral. En viviendas de dos pisos se puede aprovechar que existe un entrepiso que actúa como diafragma rígido para lograr la estabilidad de las paredes, por lo que la separación máxima de 6 m no se aplica en las paredes ligadas al entrepiso.

## C17.2 Diseño formal

### C17.2.1 Criterios básicos de análisis estructural

Como ya se mencionó, cuando se usa el **diseño formal** se debe hacer un cálculo de las cargas laterales de sismo, así como de las cargas gravitacionales permanentes y temporales y de otras cargas que pudieran estar presentes, como el empuje del suelo. Con estos valores se procede a realizar el análisis respectivo y luego el diseño estructural de los principales elementos de la vivienda. El profesional responsable del diseño debe apegarse a los lineamientos establecidos en los capítulos 4, 5, 6 y 7 del Código para el cálculo de cargas y para el análisis respectivo; de igual manera, dependiendo de los materiales que se utilicen: concreto, mampostería, acero, madera, etc., debe apegarse a las indicaciones de los capítulos 8, 9, 10 y 11 del Código.

Para efectos de modelar estructuralmente las viviendas se puede proceder como se indica en los incisos a, b y c de la sección 17.2.1. Se presentan las figuras C17.1 y C17.2 como guía.

En viviendas de uno o dos pisos con diafragmas flexibles a nivel de techo o de entrepiso las paredes se deben analizar como losas verticales apoyadas en las fundaciones, en los entrepisos o en las estructuras de techo. Se pueden considerar también las paredes perpendiculares como apoyos. Hay que recordar que en estos casos las fuerzas de sismo se distribuyen entre las paredes soportantes en proporción al área tributaria del diafragma. Este tipo de distribución puede producir esfuerzos grandes en paredes o muros pequeños, o esfuerzos muy bajos en paredes con gran capacidad; por lo tanto, debe evitarse.

Este tipo de distribución puede producir esfuerzos de cortante grandes en paredes o muros pequeños, o esfuerzos muy bajos en paredes con gran capacidad, y además las paredes deben soportar esfuerzos de flexión altos pues el apoyo en el entrepiso no es tan efectivo como en el caso de los diafragmas rígidos. El análisis de las viviendas con entrepiso flexible es más complejo y por esa razón estas viviendas no pueden ser diseñadas por el método simplificado. El análisis debe abarcar el comportamiento de cada una de las paredes considerando sus cargas y apoyos particulares.

Con el fin de tomar en cuenta la reducción en la rigidez de las paredes que posean aberturas (puertas o ventanas), el profesional responsable del diseño tiene la opción de despreciar en el cálculo dichos elementos. En otras palabras, se puede considerar para efectos de análisis solamente el sector de la pared que es continuo de piso a diafragma. Si se desea hacer un análisis más preciso, se puede calcular la rigidez de la pared tomando en cuenta el efecto de las aberturas.

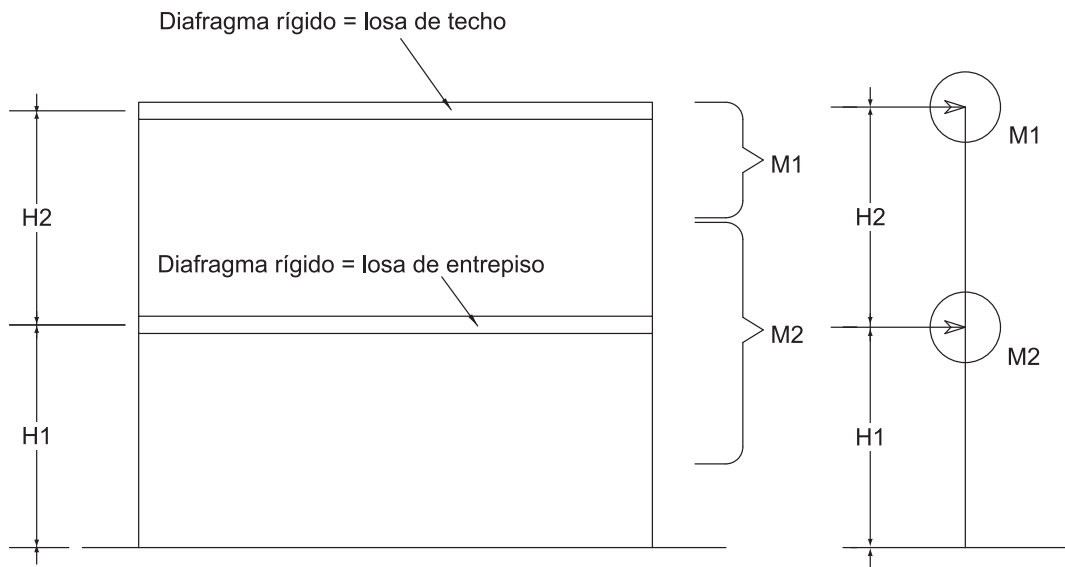


Figura C17.1. Viviendas con diafragmas rígidos en el techo y en el entrepiso.

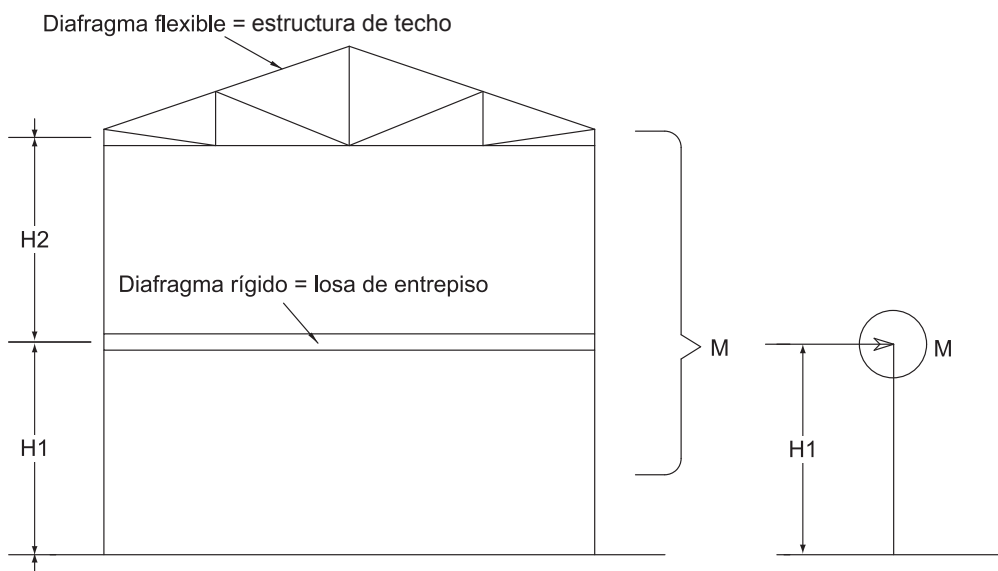


Figura C17.2. Viviendas con diafragmas rígidos en el entrepiso y flexible en el techo.

## C17.2.2 Criterios básicos de diseño estructural

Bajo los criterios de **diseño formal** deben existir marcos, marcos arriostrados o paredes en ambas direcciones ortogonales y la capacidad estructural en una dirección debe ser como mínimo el 30% de la capacidad en la otra dirección. Cuando una pared esté colocada en forma sesgada con respecto a los ejes principales, se puede considerar su contribución aproximada en función de su proyección sobre el eje ortogonal respectivo. Las conexiones entre las paredes, entre las paredes y sus fundaciones, o entre las paredes y los diafragmas de piso o de techo, deben ser capaces de tomar los cortantes longitudinales y transversales que se generen en ellas por efecto del sismo.

Las fundaciones deben estar apoyadas sobre un terreno firme o sobre rellenos debidamente compactados. Estos rellenos deben ser confinados por medio de muros de contención cuando las paredes de la vivienda se encuentren muy cerca de sus bordes libres, como se muestra en la figura C17.3.

Las fundaciones deben consistir preferiblemente en placas corridas, pero también es permitido el uso de placas aisladas que se encuentren unidas por medio de tirantes de concreto reforzado. En cualquiera de los dos casos deben formar cuadros cerrados tal y como se muestra en la figura C17.4.

Cuando la vivienda deba apoyarse sobre un estrato compresible es preferible usar algún tipo de fundación profunda, como un sistema de pilotes. En este caso, es necesario que todas las paredes se apoyen sobre vigas de concreto que a su vez se apoyen sobre los pilotes (ver la figura C17.5).

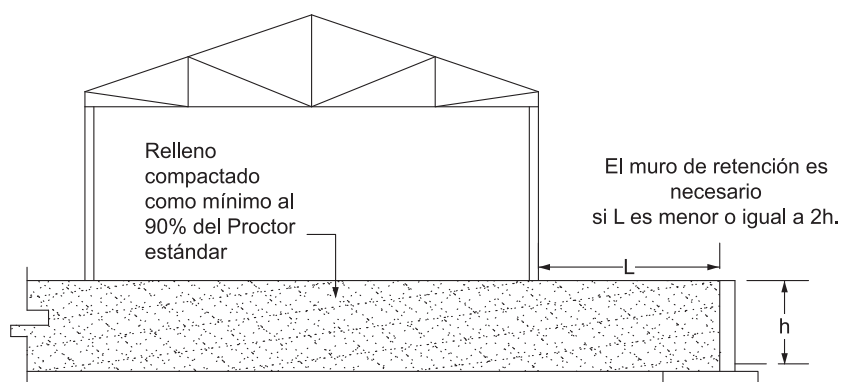


Figura C17.3. Viviendas sobre rellenos.

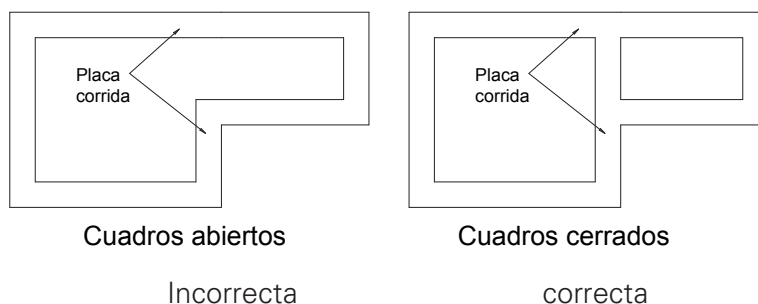


Figura C17.4. Disposición de las fundaciones.

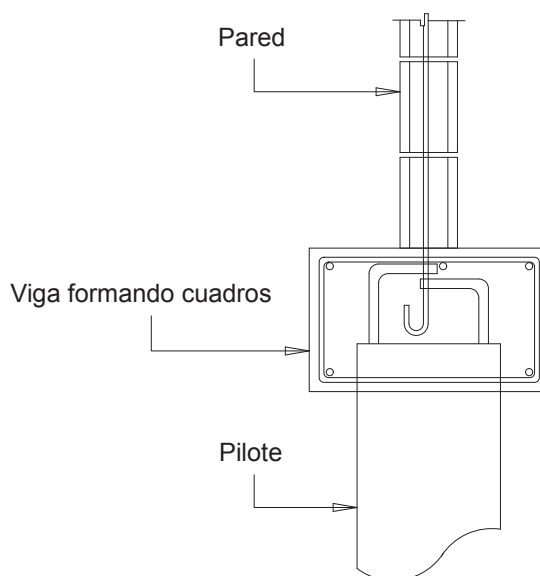


Figura C17.5. Fundaciones profundas.

Todas las paredes, sin importar el material con que estén construidas, deben ser integradas estructuralmente por medio de una viga superior generalmente llamada "viga corona". La principal función de esta viga es la de resistir las cargas laterales inducidas por el sismo en la dirección perpendicular a la pared y trasladar las cargas a los elementos rígidos ubicados perpendicularmente a dicha pared. Si las paredes son de concreto o de mampostería, se recomienda que estas vigas sean de los mismos materiales. Para paredes constituidas por otros materiales, se pueden usar perfiles de acero o de madera. Estos elementos deben ser continuos y el corte de las coladas o las juntas de unión deben ser diseñados para resistir los esfuerzos correspondientes. El diseño de los diferentes elementos debe cumplir con los requisitos que exige el Código para el material correspondiente.

## C17.3 Diseños simplificados

### C17.3.1 Alcance

El Código permite aplicar el procedimiento de diseño simplificado, al que se refiere el artículo 17.3, únicamente si se utilizan los sistemas constructivos tradicionales que desde hace muchos años forman parte de la tecnología nacional, o bien, aquellos sistemas más recientemente introducidos al mercado y que ya han sido bastante empleados y probados en el país. Los tradicionales son aquellos que utilizan paredes de mampostería, de concreto reforzado colado en sitio o paneles prefabricados de concreto. Los más recientes son los que utilizan paredes con estructura interna de madera o de acero con forros de planchas delgadas y los sistemas tipo "emparedado" con relleno de espuma expandida y malla tridimensional de alambre de acero. Si se exceden las limitaciones de altura que se dan en la tabla 17.1, de acuerdo con el sistema constructivo, se debe utilizar el método formal de diseño y seguir los requisitos del Código para cada material.

Otros sistemas constructivos se pueden utilizar en proyectos de viviendas, pero deben tener un diseño formal respaldado por los documentos que señala el artículo 16.3 del Código.

### C17.3.2 Fundaciones

Se presenta un conjunto de fundaciones recomendadas para los cinco sistemas constructivos contemplados dentro del diseño simplificado. Destaca el hecho que para viviendas de mampostería o de concreto reforzado se hace una diferencia entre las fundaciones para viviendas de un piso y de dos pisos. Dicha diferencia se presenta en el ancho y en la geometría del refuerzo. La placa corrida con aros cerrados es obligatoria en viviendas de dos pisos y es recomendable para viviendas de un piso porque provee confinamiento al concreto.

Debido a que en el Código de 2010 se redujo la capacidad soportante mínima del terreno, exigida para el diseño simplificado, de 30 t/m<sup>2</sup> a 24 t/m<sup>2</sup>, fue necesario ampliar el ancho de las placas corridas para viviendas de dos pisos.

Las fundaciones prescritas para los sistemas prefabricados de baldosas verticales exigen un anclaje mecánico entre las baldosas y la placa. Se pretende eliminar la posibilidad de que las baldosas verticales se puedan deslizar o que tengan movimientos verticales. Para este fin, las barras verticales que se muestran en la figura 17.3 deben ser parte del refuerzo interno de la baldosa. De igual manera se pretende que el fabricante deje orificios en el fondo de las baldosas que permitan colocar acero transversal a cada 50 cm.

En las paredes constituidas por baldosas horizontales, tradicionalmente las columnas solo se han integrado a un dado de fundación; por lo tanto, estos sistemas se apoyan sobre elementos individuales. Con el fin de integrar estructuralmente

este tipo de fundaciones de tal forma que actúen en conjunto durante el sismo, se exige el uso de tirantes de concreto reforzado uniendo los dados de fundación. Estos tirantes deben formar cuadros cerrados, como se indicó anteriormente (ver figura C17.4).

Para las fundaciones de los sistemas de planchas delgadas con doble forro con marcos internos de madera o de acero laminado en frío, es muy importante tener anclajes verticales formados por pernos de acero uniformemente distribuidos, con una placa soldada en el extremo que minimice la posibilidad de un movimiento vertical. Cuando se usan perfiles de acero en la base de la pared y en contacto con la fundación, se debe colocar una placa de acero, una arandela o una pieza de madera que evite el desgarre del perfil de acero cuando la pared tiende a moverse.

Para las paredes tipo emparedado constituidas por una malla tridimensional con relleno de espuma expandida, se debe asegurar un excelente anclaje para las varillas verticales que unen la pared con la fundación. Generalmente estas varillas quedan embebidas con poco recubrimiento lateral y dentro de un concreto o un mortero de moderada resistencia; por lo tanto, la longitud de anclaje debe ser mayor y se propicia el uso de un anclaje mecánico como se muestra en la figura 17.7 del Código.

### C17.3.3 Paredes

#### **Ca Paredes de mampostería en general**

Se ha notado un importante cambio en la calidad de los bloques producidos en el país a partir de la vigencia del código sísmico de 2002, pues la mayoría de los productores producen bloques de mampostería tipo A, por lo que no se justifica actualmente el uso de bloques con características inferiores a las de mampostería clase B,

Se ha eliminado la autorización para utilizar mampostería clase C en paredes de viviendas, lo que significa un avance hacia una mayor seguridad y durabilidad de las construcciones.

#### **Cb Paredes de mampostería integral**

Se incluyó el requisito para que todas las paredes que soportan entresijos tengan el espesor mínimo de 15 cm. Esto provoca que se aumente el refuerzo de las paredes y que se aumente su resistencia, lo cual es necesario para soportar las cargas mayores que ocasiona el peso del entresijo y de las paredes del segundo nivel. Se complementa esta condición con una mayor cantidad de paredes requerida en cada dirección, según lo establecido en el inciso 17.1 (d).

Para una pared de 12 cm de espesor la cuantía mínima de refuerzo significa usar barras de #3 a cada 60 cm, verticales y horizontales, entre otras opciones. Lo anterior es cierto para una pared muy larga y muy alta; sin embargo,

conviene examinar la pared completa, entre las paredes o contrafuertes perpendiculares, y entre las fundaciones y entrepisos. Como ejemplo, veamos la pared mostrada en la figura C17.6. Las cuantías de refuerzo correspondientes son:

$$\rho_v = \frac{6(0.71)}{12(300)} = 0.0012$$

$$\rho_h = \frac{7(0.71)}{12(280)} = 0.0015$$

$$\rho_v + \rho_h = 0.0012 + 0.0015 = 0.0027$$

las cuales cumplen con los valores mínimos exigidos.

En este caso puede entonces usarse #3 @ 80 cm, debido a la concentración de refuerzo en los extremos, de manera que se cumpla con la cantidad mínima de refuerzo en el paño completo.

Las barras de 6 mm deben ser deformadas (excepto para aros) con el objeto de garantizar el debido anclaje. Un detalle importante es la exigencia de que todas las barras deben quedar embebidas en concreto con 1.5 cm de recubrimiento mínimo. Esto obliga a rellenar las celdas que contienen refuerzo, tanto vertical como horizontal. El uso de bloques tipo viga bloque facilita la colocación del acero horizontal y la colocación del concreto de relleno, tal y como se muestra en la figura C17.6. En bloques estándar se deben rellenar las zonas donde se ubica el refuerzo horizontal.

El uso de escuadras de refuerzo en todas las hiladas, como se muestra en la figura 17.8 del Código en las intersecciones de paredes, ayuda a que las cargas horizontales sean transmitidas al plano fuerte de las paredes.

El cruce de refuerzo (con el anclaje adecuado) en los bordes y esquinas de los buques de puertas y ventanas, como se muestra en las figuras 17.9 y 17.10 del Código, evita el avance de fisuras que se forman principalmente en las esquinas y que tienden a tomar la diagonal.

El uso de columnetas de concreto dentro del sistema de paredes de mampostería integral es de uso frecuente en el país y puede presentar algunas ventajas en relación con la resistencia y la ductilidad, particularmente en viviendas de dos niveles. Esas columnetas pueden proveer un medio efectivo de unión entre paredes perpendiculares y pueden ayudar a reducir los agrietamientos.

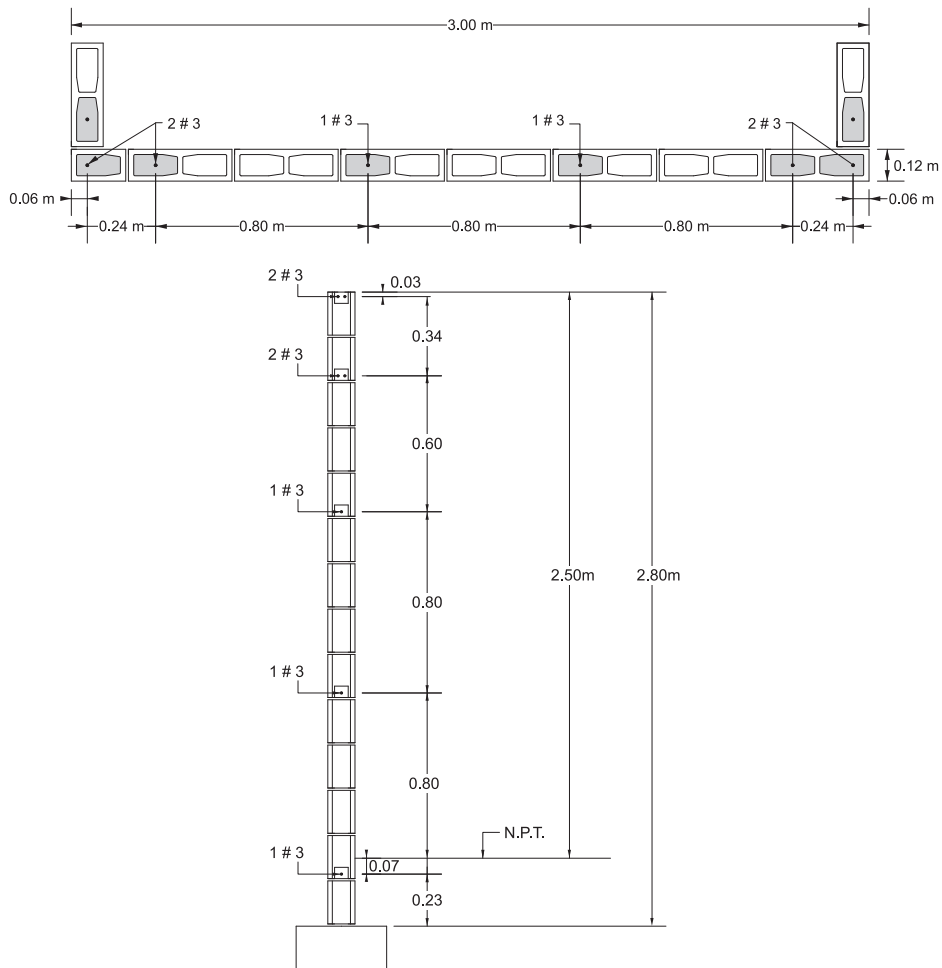


Figura C17.6. Detalle de pared para cálculo de cuantía de acero.

### Cc Paredes de mampostería confinada

En el caso de viviendas, el Código permite la mampostería sin refuerzo vertical en las paredes de bloques sólidos, pero hasta un paño máximo de 2.35 metros, que corresponde a un tamaño máximo de pared de 2.50 m, tomando en cuenta una dimensión mínima de los elementos de los marcos de 15 cm. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo en una dirección de

$$\frac{4(0.71)}{12(250)} = 0.001.$$

Si se utilizan bloques huecos, se coloca refuerzo vertical y horizontal y se puede aumentar la separación de las columnas hasta 3 m.

**Cd Paredes de concreto reforzado**

Debido al mayor módulo de elasticidad del concreto, el Código permite reducciones en los espesores de las paredes con respecto a la mampostería.

Se indica una separación máxima del refuerzo de 30 cm para paredes de 10 cm y de 22.5 cm para paredes de 7.5 cm. Es conveniente usar barras deformadas de diámetros pequeños, de separación entre 6 mm o menos, que cumplan con el requisito de área mínima de refuerzo, para no colocar más refuerzo del necesario; además de que es conveniente tener separaciones pequeñas para el control del agrietamiento. Al igual que para otras estructuras de concreto reforzado se ha especificado que la resistencia mínima del concreto a emplear sea de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

**Ce Paredes de paneles o baldosas, horizontales o verticales de concreto prefabricado**

El sistema prefabricado constituido por baldosas y columnas es bastante utilizado en Costa Rica. Los detalles constructivos presentados toman en cuenta la experiencia con este sistema.

La dimensión mínima de las columnas es igual al ancho mínimo de la mampostería de 12 cm. La exigencia de un tirante de varilla #3 en la línea de las paredes a nivel del contrapiso es muy importante para darle integridad a la estructura de la vivienda; en zonas de relleno ayuda a que las columnas no se separen y evita que las baldosas queden fuera de las ranuras.

La importancia de rellenar con mortero la unión entre las columnas y las baldosas quedó ampliamente demostrada en el trabajo experimental desarrollado en el proyecto de graduación de Calvo en 1996.

Se ha limitado la separación de columnas a 150 cm para asegurar una cantidad adecuada de columnas y para evitar la fisuración de baldosas muy largas durante el transporte y montaje.

Se señala la importancia de colocar una solera con la rigidez y resistencia adecuada, de manera que asegure la integridad de la estructura, sobre todo en aquellos paños largos donde las paredes son más vulnerables al movimiento fuera de su plano.

En el caso de las baldosas verticales es sumamente importante que se disponga de una buena conexión entre las baldosas y la solera, pues las baldosas son elementos simplemente apoyados en la base y en la solera. Una deficiente unión de las soleras, una solera de tamaño insuficiente o sin buena continuidad y apoyo adecuado pueden causar el volcamiento de las baldosas como consecuencia de la acción de un sismo.

**Cf Paredes delgadas con doble forro con estructura interna de acero o madera**

Un proyecto de graduación, realizado por Leal en 2004, demuestra que los detalles indicados en el Código son suficientes para viviendas de un piso con las cantidades de paredes indicadas en ambas direcciones. Sin embargo, para viviendas de dos pisos no son suficientes y se requiere un diseño formal tal y como lo establece el Código.

En este sistema constructivo es fundamental que se respeten las características recomendadas para las uniones de los elementos que lo componen, con el fin de garantizar la integridad del sistema.

**Cg Paredes tipo emparedado**

Por las características del sistema constructivo la calidad del mortero es muy importante para obtener la resistencia requerida de la pared. La prueba ASTM C1140 es la adecuada para obtener la resistencia del mortero pues fue desarrollada específicamente para este propósito.

Este tipo de paredes posee una adecuada capacidad con las cantidades de refuerzo indicadas en el Código; tal y como se demostró en el proyecto de graduación de González en 2004.

Al igual que en otros tipos de paredes, el Código enfatiza la importancia de las conexiones de las diferentes paredes, que se encuentran en esquina o en "te", y exige detalles de refuerzo adicional en las zonas de unión para lograr la continuidad y evitar fallas en su plano débil. De la misma manera deben ser reforzados aquellos puntos de concentración de esfuerzos provocados por las aberturas para puertas y ventanas.

El diseño simplificado puede emplearse solo en viviendas de un piso. Las viviendas de dos pisos deben tener un diseño formal debido a que las paredes van estar sometidas a fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores que pueden requerir refuerzos y detalles adicionales.

**C17.3.4 Estabilidad lateral de las paredes**

Para todos los sistemas constructivos se considera que las fuerzas de inercia que provoca el sismo son fuerzas horizontales sobre las paredes, que se transmiten hacia las fundaciones y hacia las vigas superiores.

Estas vigas proveen la estabilidad lateral de las paredes y para cumplir esa función deben estar apoyadas en otras paredes ubicadas perpendicularmente o en columnas con la rigidez y resistencia necesarias para transmitir las reacciones hacia el terreno.

Como las fuerzas son horizontales, la altura efectiva de las vigas se debe tomar en la dirección horizontal y es un valor un poco menor que el ancho de la pared; como consecuencia, su rigidez y resistencia no alcanzan valores altos. Para garantizar la efectividad de estas vigas, se limita la longitud entre sus apoyos a 6 m. Para longitudes mayores se requiere un cálculo formal de la estructura que considere también una revisión de los desplazamientos.

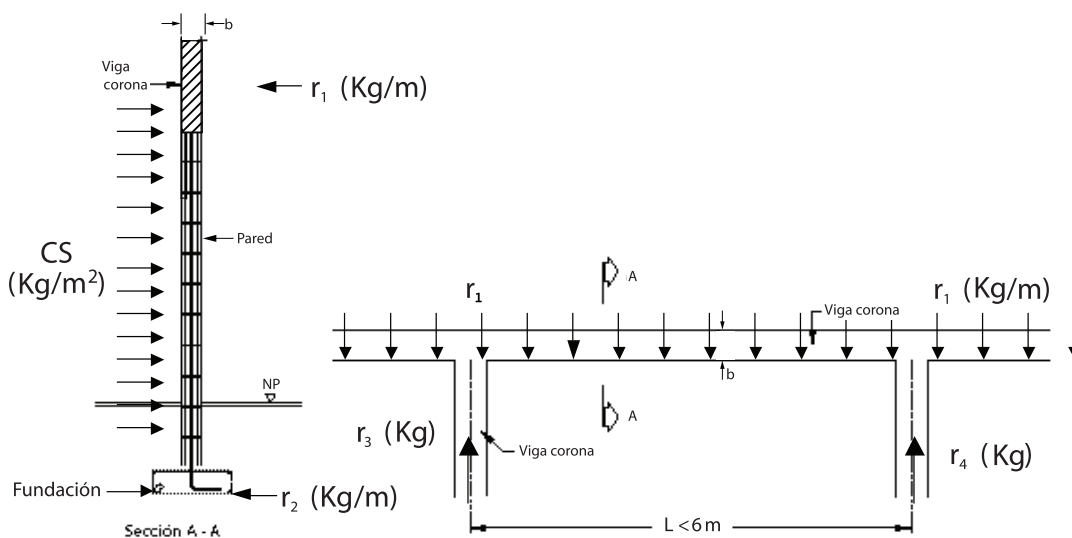


Figura C17.7 Detalle de viga corona para rigidizar paredes.

Se puede entender que el apoyo de una viga corona en una pared perpendicular puede ocurrir de manera directa cuando las dos paredes forman una intersección o cuando la viga interseca otra viga corona conectada a la pared que sirve de apoyo. Este es el caso cuando existe una puerta o una ventana en el extremo de la pared que sirve de apoyo.

También se puede utilizar una viga aérea para proveer un apoyo adicional y acortar la longitud entre apoyos de una pared larga, si esta viga se conecta a una pared perpendicular con la rigidez y resistencia necesarias, como se muestra en la figura 17.24 del Código. Esta viga debe ser diseñada para resistir las cargas verticales y las fuerzas axiales que genera el movimiento lateral de la pared a la que sirve de apoyo. En el caso de que la viga funcione solo como elemento en tracción o compresión, puede utilizarse un tubo de acero estructural con las condiciones establecidas en el Código.

Para cada uno de los sistemas constructivos el Código indica el tamaño y las características mínimas de las vigas coronas. Los valores mínimos indicados no

deben entenderse como suficientes para cualquier condición de zona sísmica y distancia entre apoyos, sino que en cada caso específico se debe verificar si se requiere un refuerzo mayor que el mínimo.

En todos los sistemas constructivos es importante que se detalle y construya adecuadamente la unión entre vigas perpendiculares, de manera que se logre una efectiva transmisión de fuerzas horizontales hacia los apoyos que proveen la estabilidad del sistema. También se debe lograr la continuidad de los elementos que forman la viga o solera mediante la utilización de elementos de traslape apropiados y se debe asegurar la unión entre los elementos de la pared y la viga corona o solera.

Para las vigas coronas de paredes de mampostería o de concreto el Código incluye las tablas 17.2.a y 17.2.b. También se incluye la tabla 17.6 para las soleras de las paredes de concreto prefabricado, basada en el trabajo realizado por Contreras en 2007. Para los otros sistemas constructivos le corresponde a los fabricantes o a los distribuidores preparar las tablas de diseño simplificado de las vigas o soleras. El profesional responsable del diseño debe verificar que la solución propuesta es segura.

Se incluyen también tablas para el diseño simplificado de columnas de mampostería o de concreto y de sus placas de fundación, que sirven de apoyo a las vigas coronas de los sistemas constructivos de mampostería y concreto. No se incluye la solución para las placas de fundación en el caso de columnas ubicadas en colindancia, que deben ser diseñadas por el profesional responsable del diseño. Una posible solución en estos casos puede ser repetir la sección de la columna como sección de una viga de amarre que transmita los momentos de volcamiento de la pared hacia otra pared cercana.

En las viviendas de dos niveles que se diseñan con el método simplificado se requiere que el entrepiso sea un diafragma rígido; las vigas de entrepiso deben ser diseñadas para resistir las cargas verticales y las tablas de vigas coronas pueden ser aplicadas a las vigas que se ubican a nivel de techo. En este caso no es necesario que las paredes de planta baja tengan apoyos separados menos de 6 m porque el entrepiso sirve de apoyo lateral a las paredes y distribuye las fuerzas horizontales hacia las otras paredes perpendiculares. En planta alta sí se debe cumplir con la separación máxima entre elementos de apoyo de las paredes, pero no son aplicables las tablas de columnas de concreto o de mampostería, a menos de que esos elementos sean continuos en planta baja y planta alta.

## Referencias

- Calvo J., 1996. "Análisis de un sistema prefabricado de concreto para vivienda". Informe de trabajo de graduación, Universidad de Costa Rica.
- Contreras, M., 2007. "Verificación de las especificaciones de diseño simplificado del capítulo de vivienda unifamiliar del Código Sísmico de Costa Rica de 2002". Informe de trabajo de graduación, Universidad de Costa Rica.
- González, A., 2004. "Diseño de vivienda típica de dos niveles con sistema emparedado". Informe de trabajo de graduación, Universidad de Costa Rica.
- Leal, A., 2004. "Análisis y diseño estructural de una vivienda de dos *pisos* cuya estructura *sismo-resistente* consiste de *marcos* de acero laminados en frío cubiertos con láminas de fibrocemento". Informe de trabajo de graduación, Universidad de Costa Rica.



# Sección 6

---

## Anexos



# CA

## Requisitos complementarios para la mampostería

### CA.1 Calidad de los materiales

Los resultados de algunos trabajos de investigación realizados en el LANAMME (Navas 1999, Rodríguez 1999 y Carvajal 2000) han permitido agrupar la mampostería utilizada en nuestro país en tres clases según la calidad, de forma similar a la norma NZS 4230P: 1985 de SANZ (Standard Association of New Zealand).

Las tablas de diseño de mezclas para el mortero y el concreto de relleno han sido adaptadas del IBC-2000 para agregados de excelente calidad, por lo que es conveniente realizar pruebas con los agregados disponibles para la obra, con el objeto de asegurar las propiedades del concreto tanto en su estado fresco como endurecido.

La mampostería clase C se restringe fuertemente al permitirla únicamente para elementos que no forman parte del sistema sismorresistente. No puede por lo tanto ser usada en paredes de viviendas o edificaciones en general.

Las características de los bloques deben ser las definidas en la norma INTE 06-03-01-07.

Los agregados deben cumplir con las normas ASTM C33, C144 y C476 que conllevan exigencias estrictas sobre la granulometría, tanto sobre el tamaño máximo del agregado como sobre los finos pasando la malla 200. Por ejemplo, para la arena según ASTM C144 la granulometría debe cumplir con la siguiente tabla:

### Porcentaje que pasa

Malla	Arena natural(de río)	Arena fabricada (en quebrador)
4.75 mm (No. 4)	100	100
2.36 mm (No. 8)	95 a 100	95 a 100
1.18 mm (No. 16)	70 a 100	70 a 100
600- $\mu\text{m}$ (No. 30)	40 a 75	40 a 75
300- $\mu\text{m}$ (No. 50)	10 a 35	20 a 40
150- $\mu\text{m}$ (No. 100)	2 a 15	10 a 25
75- $\mu\text{m}$ (No. 200)	0 a 5	0 a 10

Adicionalmente no debe quedar más del 50% retenido entre dos mallas consecutivas, y no más del 25% entre 300  $\mu\text{m}$  y 150  $\mu\text{m}$ .

Se puede usar otros agregados si se demuestra con pruebas de laboratorio que el mortero obtenido presenta propiedades similares tanto en estado fresco como endurecido.

A los requisitos generales del mortero de pega se incorporaron valores mínimos de resistencia a la compresión. El uso de morteros preparados en sitio o industrializados es permitido en la medida que cumplan con las resistencias y los requisitos definidos por el CSCR.

El concreto de relleno de los bloques debe ser preparado con agregados según ASTM C404 y debe ser probado como lo indica ASTM C 1019 por medio de prismas rectangulares colados de 76 x 76 x 152 mm o mayores, guardando las mismas proporciones, usando como molde los bloques a emplear en la obra.

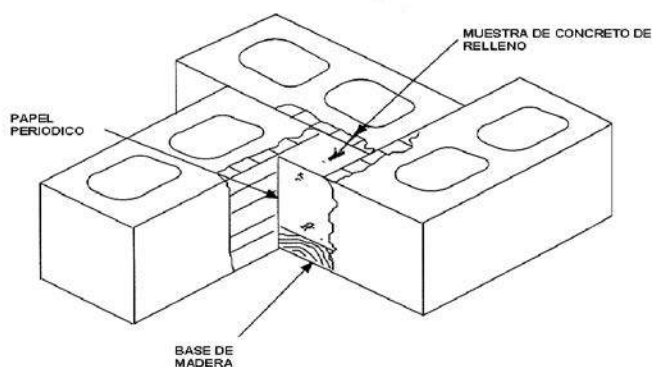


Figura CA.1.1. Obtención de testigos para el concreto de relleno.

## CA.2 Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería

Los valores recomendados en la tabla para  $f'_m$  corresponden a datos en la banda inferior obtenidos de las investigaciones de los ingenieros Navas, 1999; Rodríguez, 1999; Carvajal, 2000 y Cascante, 2001 en el LanammeUCR. Conviene, por tanto, la obtención de los valores para cada proyecto en particular, mediante pruebas de laboratorio, utilizando los bloques, agregados, cemento y mano de obra que se van a emplear en la obra. Esto permitiría emplear en el diseño propiedades de los materiales más cercanas a la realidad.

El valor de  $f'_m$  se refiere a la capacidad en compresión de prismas que incluyen los bloques, el mortero, el concreto de relleno y la mano de obra a emplearse en la obra. Los ensayos deben seguir la norma ASTM 1314.



Figura C.A.2.1. Ensayo de prisma a compresión.

Según ASTM C1314 en aquellas obras donde todas las celdas se rellenan de concreto, los prismas deben probarse rellenos en forma similar a como se ejecutan en la obra. En aquellas obras donde no todas las celdas van rellenas, se deben probar prismas rellenos y sin relleno.

### **CA.3 Requisitos para las construcciones**

La buena práctica de la construcción ha demostrado que las indicaciones propuestas conducen a estructuras de excelente calidad. Se han reunido aquí la práctica nacional, las indicaciones del IBC 2000 y la norma NZS 4230P:85 de Nueva Zelanda. El impacto de la práctica constructiva en el caso de la mampostería es particularmente importante debido a la gran cantidad de elementos independientes que intervienen, como lo son los bloques, el mortero, el concreto de relleno, la mano de obra y el proceso de curado. Cada uno de ellos merece atención especial.

Una norma importante del código se refiere a que todas las celdas que contengan refuerzo deben ser rellenas con concreto. Esto no solo mejora el comportamiento estructural, sino que protege el acero contra la corrosión, sobre todo en zonas costeras o en ambientes agresivos.

### **CA.4 Aseguramiento de la calidad**

Las obras de mampostería por su naturaleza requieren de un estricto control de calidad de los materiales, de la mano de obra y en general del proceso constructivo. En este apartado se señalan aspectos mínimos de aseguramiento de la calidad.

La vigilancia permanente del proceso constructivo por parte de técnicos debidamente capacitados redundará en un excelente comportamiento de los elementos estructurales en todos los aspectos de apariencia, seguridad y durabilidad.

### **CA.5 Muros de bloques ornamentales o de vidrio**

Basados en el IBC 2000 y en las prácticas constructivas de Costa Rica se dan recomendaciones para el tratamiento estructural de estos elementos secundarios. Los eventos sísmicos han probado que no es suficiente lograr un excelente comportamiento de la estructura principal, sino que es necesario reducir al máximo los daños no estructurales.

# CB

## Requisitos complementarios para uniones precalificadas en SMF E IMF

### CB.1 Generalidades

#### CB.1.1 Alcance

Después de las múltiples fallas frágiles en conexiones de acero que se dieron durante el terremoto de Northridge, el FEMA SAC Joint Venture recomendó que todas las conexiones que fueran utilizadas en sistemas de marcos de acero tipo SMF e IMF fueran probadas experimentalmente para garantizar su adecuado desempeño en términos de resistencia, y más importante, capacidad de deformación y ductilidad. Posteriormente, el AISC hizo obligatoria la demostración de conformidad con base en ensayos específicos para cada proyecto. Sin embargo, en reconocimiento que la demostración de conformidad mediante ensayos experimentales es usualmente muy laboriosa, costosa y requiere de mucho tiempo para llevar a cabo, se permitió el uso de conexiones que fueran sujetas a un programa experimental riguroso, valoración analítica y revisión por parte de un cuerpo independiente (conocido como el "Connection Prequalification Review Panel"). Las conexiones que de esta forma

lograran un desempeño que igualara o excediera los requisitos para SMF e IMF, se conocen como conexiones precalificadas. Su mayor ventaja radica en que pueden ser utilizadas y calculadas para todos los proyectos en los cuales se cumplan sus límites de aplicación. Sus configuraciones y protocolos de diseño están contenidos en este Anexo.

## CB.2 Requisitos para el diseño

### CB.2.1 Tipo de conexiones precalificadas para SMF e IMF

El Comité de Acero decidió incorporar en el Código los cinco tipos de conexiones precalificadas que son de dominio público. Estas cinco conexiones se listan en la Tabla 1 del Capítulo 10. Es importante mencionar que las conexiones listadas son las únicas conexiones que habían sido precalificadas a la fecha de publicación del Código. La lista de conexiones precalificadas está basada en la Tabla 2.1 de la referencia 2 del Código. En el futuro, es posible que la referencia 2 incorpore nuevas conexiones precalificadas, las cuales podrán ser utilizadas en nuestro país aun cuando en la revisión vigente de nuestro Código no se mencionen.

Aunque en la referencia 2 existen otras dos conexiones de momento precalificadas (Kaiser Bolted Bracket, KBB y ConXtech® ConXL™ Moment Connection, ConXL™), estas fueron desarrolladas con fondos privados y son sistemas de conexión patentados. El hecho de no estar incluidas en este Anexo, tampoco impide su uso en el país.

Antes del terremoto de Northridge, en Estados Unidos, hubo muy pocos ensayos experimentales de uniones donde las vigas estuvieran conectadas al alma de la columna ("conexión en el eje débil"). Estos ensayos (Tsai y Popov, 1986, 1988) demostraron que en general, las conexiones al eje débil no eran capaces de desarrollar un adecuado comportamiento inelástico. Después del terremoto de Northridge, no ha habido un programa experimental enfocado en conexiones al eje débil, y por lo tanto, al día de hoy no existen conexiones precalificadas de este tipo.

Se advierte también al diseñador que no se han realizado muchos ensayos en conexiones donde la columna esté sometida a los efectos de la flexión biaxial. Sin embargo, es el criterio del "Connection Prequalification Review Panel" que es posible esperar un comportamiento adecuado de las conexiones con flexión biaxial, siempre y cuando la acción inelástica se concentre en las vigas y que la columna haya sido diseñada para permanecer esencialmente elástica. Debido a que la disposición de "columna fuerte – viga débil" es válida únicamente para marcos planos, el diseñador debe garantizar por otros medios aceptables, que la columna en efecto permanece esencialmente elástica cuando se forman las rótulas plásticas en las vigas que hacen marco en ambos sentidos de la columna.

## CB.2.2 Rigidez de la conexión

Todas las conexiones precalificadas que se incluyen en este Anexo, pueden ser consideradas como conexiones totalmente rígidas para efectos del análisis estructural. Por lo tanto, con el fin de establecer mediante el análisis estructural, la demanda en términos de fuerzas internas y desplazamientos producida por las cargas de sismo, no será necesario considerar las fuentes de flexibilidad asociadas a cada uno de los componentes de la unión.

## CB.2.3 Elementos

### CB.2.3.1 Elementos laminados en caliente

La vasta mayoría de los ensayos realizados que sirvieron como base para establecer los requisitos de precalificación corresponden a vigas laminadas en caliente conectadas a las alas de columnas laminadas en caliente. Por lo tanto, en las conexiones precalificadas se permite el uso de este tipo de elementos siempre y cuando los mismos cumplan con los límites de precalificación establecidos para cada una de las conexiones incluidas en este Anexo.

### CB.2.3.2 Elementos armados a partir de placas

Para establecer los requisitos de precalificación de las conexiones, también se estudiaron algunos ensayos con vigas laminadas en caliente conectadas a columnas tipo cajón armadas a partir de placas. Las columnas cruciformes y las de sección I convertidas en cajón, nunca han sido probadas experimentalmente. Sin embargo, es el criterio del "Connection Prequalification Review Panel" que las conexiones que utilicen estas secciones de columna tendrían un comportamiento satisfactorio, siempre y cuando se cumplan con las mismas limitaciones para secciones I y secciones tipo cajón armadas a partir de placas, y se diseñe la conexión para que la mayoría de la acción inelástica ocurra en las vigas, y no en la columna. Por esta razón, la precalificación de las conexiones fue extendida para incluir todas las secciones de columna mostradas en la Figura B.1.

La precalificación de uniones en las cuales se utilicen vigas armadas a partir de placas, es posible siempre y cuando se utilicen detalles que emulen la geometría de las secciones de viga laminadas en caliente. Por esta razón, se solicita que en los extremos conectados de la viga armada a partir de placas, las soldaduras entre el alma y las alas sean de penetración total, y que tengan un filete de refuerzo en ambos lados (como para así emular la geometría de la "zona K"). Estos detalles son requeridos en una longitud mínima igual a la localización de la rotula plástica más un peralte de viga ( $d$ ), medida a partir de la cara de la columna. En la zona central de la viga, típicamente no se requiere soldadura de penetración total, y se podrán utilizar detalles de soldadura de filete que cumplan con lo estipulado en el inciso 10.4.1.1 del Código.

## CB.2.4 Parámetros de diseño de las conexiones

### CB.2.4.1 Combinaciones de carga y factores de resistencia

Los factores de resistencia asignados para el cálculo de las conexiones precalificadas, tanto para los estados límite dúctiles como para los frágiles, son mayores a los que típicamente se han utilizado en el diseño de elementos y componentes de acero estructural. Esto se debe fundamentalmente a dos razones:

1. Para conexiones precalificadas, la demanda de diseño se obtiene a partir de estimaciones más realistas de la resistencia de los materiales
2. Las propiedades de los materiales, la mano de obra, y el control de calidad son más rigurosos que para otros componentes estructurales

### CB.2.4.2 Localización de la rótula plástica

Para cada una de las conexiones precalificadas, este Anexo prescribe la supuesta localización de la rótula plástica, o sea, el punto donde se supone que ocurre la totalidad de la deformación inelástica de la conexión. En realidad, la deformación inelástica generalmente ocurre de manera distribuida en varios de los elementos y componentes de la unión. La localización de la rótula plástica establecida en este Anexo, corresponde con la ubicación observada en ensayos experimentales donde se anticipa la mayor parte de la deformación inelástica.

### CB.2.4.3 Máximo momento probable en la rótula plástica

La intensidad del máximo momento probable en la rótula plástica, es proporcionar una estimación realista de la máxima demanda de flexión que se espera pueda ser desarrollada por la conexión durante la respuesta cíclica inelástica. Como tal, incluye una estimación de los efectos de endurecimiento por deformación y sobrerresistencia.

### CB.2.4.4 Placas de continuidad para alas de vigas

Las placas de continuidad para las alas de vigas cumplen con tres objetivos principales. Ayudan a distribuir las cargas de las alas de la viga al alma de la columna, rigidizan el alma de la columna para evitar el pandeo local bajo las cargas concentradas del ala de la viga, y minimizan las concentraciones de esfuerzo que pueden ocurrir en la unión del ala de la viga y la columna debido a la rigidez no uniforme de los miembros conectados.

Casi todos los ensayos en conexiones viga-columna han sido realizados con especímenes en los cuales existe una longitud significativa de columna por arriba y por debajo de la unión. Por lo tanto, la situación que usualmente ocurre en el

piso superior de una edificación, donde la columna termina en el nivel superior de la viga, no ha sido estudiada con detalle. Se intuye que la colocación de una placa como la mostrada en la figura siguiente, es efectiva en proveer un comportamiento adecuado a la conexión cuando la columna no se proyecta sobre el nivel superior de viga. Sin embargo, para algunas conexiones, como la de placa extrema extendida, es necesario proyectar la columna una cierta distancia sobre el nivel superior de viga, con el fin de acomodar los componentes propios de la unión. En estos casos, las placas de continuidad para las alas de la viga deben ser colocadas de manera similar a las requeridas en los niveles intermedios de la edificación.

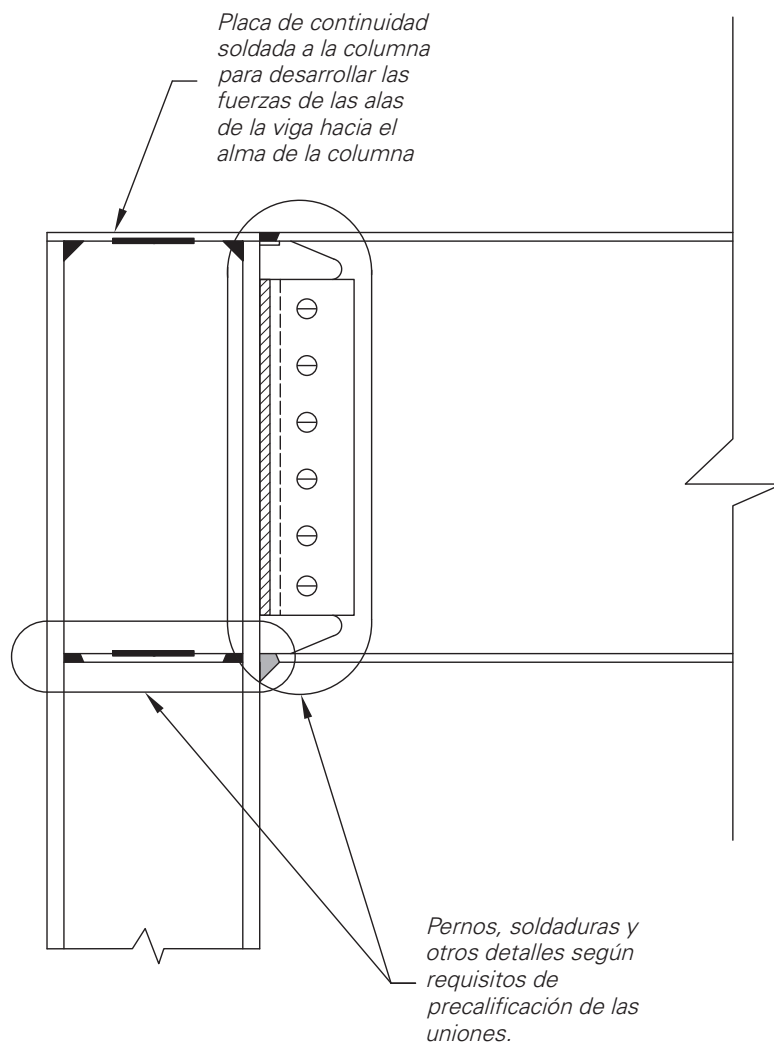


Figura CB.1 Ejemplo de detalle de placa en piso superior

### CB.2.4.5 Zonas de panel

Ver comentario C10.5.2.6.e aplicable a las zonas de panel en conexiones precalificadas para IMF ó C10.5.3.6.e aplicable a las zonas de panel en conexiones precalificadas para SMF.

### CB.2.4.6 Zonas protegidas

Se define la zona protegida para las conexiones precalificadas viga-columna como la zona de influencia de las deformaciones inelásticas esperadas en la viga después de la formación de la rótula plástica. La zona protegida está especificada para cada una de las conexiones precalificadas, sin embargo, como mínimo comprenderá la zona entre la cara de la columna y media altura de viga ( $d/2$ ) más allá del punto de localización de la rótula plástica.

## CB.3 Requisitos para las soldaduras

### CB.3.1 Metal de aporte

Ver comentario C10.1.3.4.

### CB.3.2 Procedimientos de soldadura

El procedimiento de soldadura es determinante para lograr el comportamiento esperado de la unión precalificada. Es en el procedimiento de soldadura donde se definen variables importantes como proceso de soldadura, tipo de electrodo, amperajes, posiciones, número de pases, preparación de superficies y otros.

### CB.3.3 Respaldo en uniones viga-columna y uniones placa de continuidad-columna

En la raíz de las soldaduras de penetración entre las alas de la viga o las placas de continuidad y las alas de la columna, existe una inherente falta de fusión entre la placa de respaldo y el ala de la columna. Esto produce una concentración de esfuerzos y efecto de muesca, aun cuando la soldadura tenga fusión uniforme y sana en la raíz. Además, la placa de respaldo puede ocultar defectos significativos que pueden existir en la raíz de la soldadura. Estos defectos pueden crear un efecto de muesca aún más severo que el provocado por la placa de respaldo.

#### CB.3.3.1 Respaldo de acero en placas de continuidad

Los niveles de esfuerzo y deformación unitaria en la soldadura de penetración entre la placa de continuidad y el ala de la columna, son muy distintos a los que

existen en la conexión ala de viga con ala de columna. Por lo tanto, no es necesario remover las placas de respaldo. Las soldaduras de filete adicionales debajo de la placa de respaldo, reducen el efecto de muesca.

### CB.3.3.2 Respaldo de acero en ala inferior de viga

Remover los respaldos de soldadura, y limpiar el pase raíz con arco-aire hasta llegar al material base sano son requisitos indispensables para detectar y eliminar defectos en la raíz de la soldadura, y eliminar la concentración de esfuerzos. La influencia del respaldo es mucho más severa en la unión del ala inferior de la viga, porque la concentración de esfuerzos ocurre en el punto de máximos esfuerzos. La soldadura de refuerzo de filete tiene como objetivo disminuir la concentración de esfuerzos en esta zona crítica.

### CB.3.3.3 Respaldo de acero en ala superior de viga

La influencia del respaldo es menor en el ala superior de la viga. Por lo tanto, remover los respaldos de soldadura no es necesario. La soldadura de refuerzo de filete tiene como objetivo disminuir la concentración de esfuerzos en esta zona.

### CB.3.3.4 Soldaduras no permitidas en acero de respaldo

Los apuntalamientos con soldadura en el respaldo direccionan los esfuerzos hacia el respaldo mismo, aumentando el efecto de muesca y la concentración de esfuerzos, lo cual puede incrementar el riesgo de fractura en la soldadura. Por lo tanto, las soldaduras de apuntalamiento para las conexiones viga columna deben hacerse dentro del bisel mismo.

## CB.3.4 Detalles y uso de placas de extensión de soldaduras

Las placas de extensión de soldaduras, se utilizan para proveer una zona de inicio y término de la soldadura que se encuentre fuera de la posición definitiva de la soldadura. Así se incrementa considerablemente la calidad de la soldadura final. La remoción de las placas de extensión se lleva a cabo para eliminar los defectos y discontinuidades que puedan estar presentes en los puntos de inicio y término. Estos defectos pueden introducir efectos de muesca, dando origen a fallas por fractura de la soldadura.

## CB.3.5 Soldaduras de apuntalamiento

Las soldaduras de apuntalamiento que se hagan fuera de la unión, podrían crear flujos de carga diferentes al seleccionado por el diseñador, y también pueden crear concentraciones de esfuerzos que pueden generar zonas de inicio de fisuras. El

colocar las soldaduras de apuntalamiento dentro la unión, donde luego quedan integradas en la soldadura final, es una buena forma de reducir el potencial de muescas en la superficie y el efecto de cristalización de las zonas afectadas por calor.

### CB.3.6 Placas de continuidad

La menor tenacidad de la zona k que ocurre en secciones laminadas en caliente, normalmente no influye negativamente en el comportamiento en servicio de elementos sin fisuras. Sin embargo, sí existe un riesgo de generar fisuras en el material base de la zona k en conexiones altamente demandadas. Estas fisuras pueden ocurrir en las terminaciones de soldadura para las placas de continuidad, placas de refuerzo para la zona de panel, y cortes con calor para vigas con recortes de acceso.

Los recortes de esquina se utilizan para evitar soldar sobre el material base de la zona k. Cuando sean utilizados, las soldaduras al alma deben ser diseñadas considerando la longitud disponible.

### CB.3.7 Control de calidad

Ver comentario C10.9.3.1

## CB.4 Requisitos para los pernos

### CB.4.1 Tipo de pernos

Los pernos de tracción controlada tipo "Twist-Off" ASTM F1852 son los equivalentes para los pernos ASTM A325. Los pernos de tracción controlada tipo "Twist-Off" ASTM F2280 son los equivalentes para los pernos ASTM A490.

El uso de otros tipos de pernos como el SAE grado 5 o grado 8 no está permitido por este Código como parte de los sistemas sismorresistentes. Los procesos de control de fabricación de estos pernos difieren con aquellos permitidos por el Código.

### CB.4.2 Requisitos de Instalación

El inciso 10.4.2.2 del Código, especifica que todas las uniones empernadas del sistema sismorresistente deben ser pretensadas y que las superficies de contacto deben ser Clase A, según la referencia 1. El objetivo sería limitar las deformaciones permanentes que puedan ocurrir en sismos de servicio; aún cuando la capacidad última de la conexión está controlada por los criterios de aplastamiento.

Algunas conexiones precalificadas especifican que la unión debe ser diseñada como de deslizamiento crítico, y otras no especifican el acabado de la superficie de contacto. En ambos casos, para las conexiones precalificadas, se debe respetar el protocolo de diseño establecido en este Anexo B.

### CB.4.3 Control de calidad

Ver comentario C10.9.3.2

## CB.5 Conexión de sección de viga reducida (RBS)

En una conexión de momento con viga de sección reducida (RBS), porciones de los patines de la viga son recortados de forma selectiva en la región adyacente a la conexión viga-columna. En una conexión RBS, se pretende que la fluencia y la formación de rótulas ocurran principalmente en la sección reducida de la viga, para así limitar las demandas de momento y deformación inelástica desarrolladas en la cara de la columna.

Un gran número de conexiones RBS han sido probadas bajo una variedad de condiciones, por diferentes investigadores en instituciones a lo largo del mundo. Una lista de investigaciones relevantes se presenta al final de este documento. Una revisión de los resultados disponibles indica que los especímenes RBS construidos y diseñados de acuerdo a los límites y procedimientos presentados aquí, han desarrollado ángulos de deriva entre pisos adyacentes de al menos 0.04 rad bajo cargas cíclicas en una base consistente. Pruebas en conexiones RBS muestran que la fluencia se concentra generalmente en la sección reducida de la viga y se puede extender, de forma limitada, a la cara de la columna. Las resistencias pico de los especímenes se alcanzan generalmente a ángulos de deriva entre pisos adyacentes de aproximadamente 0.02 a 0.03 rad. Luego, la resistencia de los especímenes se reduce gradualmente debido a pandeo local y lateral torsional de la viga. La falla última típicamente ocurre a ángulos de deriva entre pisos adyacentes de aproximadamente 0.05 a 0.07 rad, debido a fractura por fatiga en pocos ciclos en los pandeos locales del patín en la conexión RBS.

Las conexiones RBS han sido probadas utilizando especímenes tipo voladizo sencillo (una viga conectada a una columna), y especímenes de dos lados (especímenes que consisten de una columna, con una viga conectada a cada patín). Las pruebas han sido llevadas a cabo principalmente en especímenes únicamente de acero, sin embargo, se han reportado pruebas en especímenes con losas compuestas.

La mayoría de ensayos de los especímenes de RBS se llevaron a cabo de forma pseudo-estática, utilizando un protocolo de carga en el cual se aplican desplazamientos que se incrementan gradualmente, como en el protocolo de carga especificado en ATC-24 (ATC, 1992) y el protocolo de carga desarrollado en el programa FEMA/SAC, adoptado en el Capítulo K de las Provisiones Sísmicas del

AISC. Dos especímenes fueron ensayados utilizando un protocolo que pretendía representar movimientos del terreno de fuente cercana, con un pulso alto. Muchos especímenes también fueron ensayados dinámicamente. Especímenes RBS se desempeñaron bien bajo todas estas condiciones de carga.

## **CB.6 Conexión de placa extrema empernada rigidizada (BSEEP) y sin rigidizar (BUEEP)**

Las tres configuraciones de conexiones con placa extrema actualmente referenciadas en este Anexo son las configuraciones de placa extrema más comúnmente utilizadas en marcos de acero de momento. La Guía de Diseño 4 del AISC, Conexiones de Momento con Placas Extremas Extendidas, Aplicación Sísmica y de Viento (Murray y Sumner, 2003) provee antecedentes, procedimientos de diseño y ejemplos completos de diseño para estas tres configuraciones. La guía fue desarrollada antes de que la referencia 2 (AISC 358-10) y este Anexo fueran escritos, por lo que hay pequeñas diferencias entre ellos en el procedimiento de diseño. Las diferencias principales están en los factores de resistencia. La referencia 2 y este Anexo sustituyen la guía de diseño en todas las instancias.

Los resultados de las pruebas de precalificación para estas tres conexiones de momento con placas extremas extendidas se encuentran en FEMA (1997); Meng (1996); Meng y Murray (1997); Ryan y Murray (1999); Sumner et al. (2000a); Sumner et al. (2000b); Sumner y Murray (2001); y Sumner y Murray (2002). Resultados de pruebas similares pero que no fueron utilizados para la precalificación se encuentran en Adey et al. (1997); Adey et al. (1998); Adey et al. (2000); Castellani et al. (1998); Coons (1999); Ghobarah et al. (1990); Ghobarah et al. (1992); Johnstone y Walpole (1981); Korol et al. (1990); Popov y Tsai (1989); y Tsai y Popov (1990).

La intención del procedimiento de diseño es proveer una conexión de momento de placa extrema con suficiente resistencia para desarrollar la resistencia del miembro a flexión conectado. Toda la deformación inelástica para una conexión de placa extrema es alcanzada por la fluencia de la viga y/o la deformación de la zona de panel de la columna.

El procedimiento de diseño está basado en Borgsmiller y Murray (1995) y es similar al procedimiento de "placa gruesa" de la Guía de Diseño 16 del AISC (Murray y Shoemaker, 2002). El procedimiento es básicamente el mismo que el de FEMA 350 (2000d), incorporado también las disposiciones aplicables del FEMA 353.

## **CB.7 Conexión de placa de ala empernada (BFP)**

La conexión BFP es una conexión de momento empernada en sitio. El comportamiento sísmico fundamental esperado de esta conexión incluye:

1. Cedencia inicial de la viga en último perno lejos de la cara de la columna
2. Deslizamiento de los pernos en la placa de ala
3. Cedencia secundaria en la zona de panel de la columna
4. Cedencia limitada en la placa de ala, para deformaciones máximas

Esta secuencia de desarrollo de ductilidad le confiera esta conexión una alta capacidad de deformación inelástica.

Es conveniente el uso de pernos de alta resistencia A490, porque de esta forma se requiere un menor número de pernos, y consecuentemente, una menor longitud de placa de ala. Esto reduce la demanda de deformación inelástica en la conexión, y simplifica el balance de capacidades requerido para los diferentes modos de falla durante el proceso de diseño. La conexión no está precalificada para utilizarse con pernos A325 debido a que un mayor número de pernos implica una mayor longitud de placa, lo cual dificulta lograr una conexión eficiente.

La precalificación de la conexión BFP está basada en 20 ensayos experimentales con varios ciclos de deformación inelástica (FEMA, 2000e; Schneider t Teeraparbong, 199; Sato, Newall y Uang, 2008).

Se ha demostrado que la capacidad de deformación de la conexión BFP es de las mejores que se han logrado en ensayos sísmicos de conexiones de momento. Sin embargo, debido a los muchos mecanismos de cedencia y estados límite que deben ser considerados en el proceso de diseño, el cálculo de esta conexión es relativamente complejo.

La rigidez de esta conexión es usualmente un 90% de la anticipada con una conexión infinitamente rígida (conexión FR). Por lo tanto, los cálculos elásticos usando conexiones FR, se consideran adecuados para efectos prácticos de diseño.

## **CB.8 Conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)**

La conexión que se conoce como WUF-W es una conexión de momento completamente soldada, donde las alas y el alma de la viga se sueldan directamente al ala de la columna. Varias de las conexiones de momento que surgieron después del terremoto de Northridge, se diseñaron de tal forma que la rótula plástica ocurriera lejos de la cara de la columna. Por el contrario, en la conexión WUF-W la rótula plástica no se desplaza lejos de la cara de la columna, sino que se emplean características especiales de diseño y de detallado con la intención de permitir que la conexión desarrolle la ductilidad necesaria para su uso en SMF, sin que gobierne la fractura. Estas características especiales de diseño y detallado son las siguientes:

1. Las alas de la viga son unidas al ala de la columna mediante soldaduras de penetración total que se clasifican como soldaduras críticas por demanda. Además, deben cumplir con lo estipulado en la sección B.3 de este Anexo.
2. El alma de la viga es unida al ala de la columna mediante una soldadura de penetración total que se extiende la profundidad total del alma, entre las perforaciones de acceso superior e inferior. Además, se suplementa con la colocación de una placa unida al alma mediante soldaduras de filete. De esta forma, el alma de la viga se une al ala de la columna mediante una soldadura de penetración total y una conexión de placa simple. La conexión de placa simple le confiera mayor rigidez a la conexión del alma, y de esta forma atrae una mayor proporción de los esfuerzos de demanda, alejándolos de las conexiones entre las alas de la viga y el ala de la columna.
3. La conexión WUF-W utiliza las perforaciones de acceso especiales para zonas sísmicas, indicadas en la referencia 8 (AWS D1.8). Su tamaño, forma y acabado están diseñados para reducir la concentración de esfuerzos en la cercanía de la perforación de acceso, y están dados en el inciso B8.1 del Código.

La precalificación de esta conexión está basada principalmente en dos programas experimentales de gran envergadura, y varios estudios analíticos a base de elementos finitos. El primero programa de investigación se llevó a cabo como parte del programa FEMA-SAC en la Universidad de Lehigh. Sus resultados se reportan en varias publicaciones (Ricles et al., 2000, 2002). El segundo se llevó a cabo en la Universidad de Minnesota. Sus resultados se reportan en varias publicaciones (Lee et al., 2002, 2005a, 2005b).

La conexión WUF-W ha demostrado un excelente comportamiento en ensayos experimentales, y además, que su desempeño no es muy sensible a la capacidad de la zona de panel.

La zona protegida de esta conexión se define como la distancia 'd' en el extremo de la viga, medida a partir de la cara de la columna. Los ensayos demostraron que la acción inelástica se concentra en la cara de la columna, pero se puede extender en el extremo de la viga hasta una distancia aproximadamente igual al peralte de la viga.