

ALCANCE DIGITAL N° 94



Año CXXXIV

San José, Costa Rica, viernes 13 de julio del 2012

N° 136

PODER EJECUTIVO

DECRETOS

N° 37070-MIVAH-MICIT-MOPT

“CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”
(CONSTA DE VEINTE TOMOS)

TOMO XIII

2012
Imprenta Nacional
La Uruca, San José, C. R.

CONSTRUIMOS UN PAÍS SEGURO



Gobierno de Costa Rica

de tornillos) y el esfuerzo de cedencia en flexión, F_{yb} , que debe obtenerse de acuerdo con ASTM F 1575.

b. Pernos y tornillos tirafondo (con diámetro > 9.5 mm)

Los conectores a utilizar deben cumplir con ANSI/ASME B18.2.1 y se pueden utilizar los valores de capacidad de las conexiones del capítulo 11 de la referencia 3. En caso de que no se conozcan sus propiedades, se deben obtener los siguientes parámetros: el diámetro, la longitud, las dimensiones de la cabeza y la longitud y tipo de rosca. El esfuerzo de cedencia en flexión se puede calcular como el promedio entre el esfuerzo de cedencia y el esfuerzo máximo en tracción obtenidos de acuerdo con ASTM F 606.

c. Otros

Los anillos y placas que se utilicen como conectores de cortante deben cumplir con los requisitos del capítulo 12 de la referencia 3. El uso de remaches debe cumplir con los requisitos del capítulo 13 de la referencia 3. Otros tipos de conectores mecánicos que no estén incluidos en los especificados en 11.3.5 pueden utilizarse siempre y cuando se demuestre teórica y experimentalmente que son aptos para transmitir las fuerzas de diseño.

11.4 Ductilidad de sistemas sismorresistentes

Para determinar la ductilidad global de los diferentes sistemas sismorresistentes se debe utilizar la tabla 11.4. Las condiciones de las conexiones que ayudan a caracterizar a los sistemas estructurales se describen en el artículo 11.6.

Tabla 11.4. Ductilidades globales asignadas a cada tipo de sistema sismorresistente.

Tipo de sistema sismorresistente	Ductilidad local	Ductilidad global asignada	Altura máxima permitida	Regularidad permitida
Arcos y galpones articulados	Moderada	1.0	1 nivel, 15 m	Regular
Marcos tipo 1 ⁽¹⁾	Moderada	1.0	1 nivel	No se aplica
Marcos tipo 2	Moderada	1.5	1 nivel	Regular
Marcos tipo 3	Óptima	2.0	2 niveles, 10 m	Moderada
Muros tipo 1	Moderada	1.0	1 nivel	Moderada
Muros tipo 2	Moderada	2.0	2 niveles	Moderada
Muros tipo 3	Óptima	3.0	4 niveles, 20 m	Moderada
Armaduras	Moderada	1.5	No se aplica	No se aplica

(1) Estructuras tipo voladizo según 4.2.4.

11.4.1 Arcos y galpones con conexiones articuladas

Este tipo de sistemas consiste en arcos y galpones unidos mediante articulaciones. Las conexiones en la base y entre los elementos son articuladas.

11.4.2 Marcos tipo 1

Marcos o sistemas viga–columna con conexiones rígidas en la base. Estructuras tipo voladizo según 4.2.4.

11.4.3 Marcos tipo 2

Marcos o sistemas viga–columna con *conexiones semirrígidas* en la base y conexiones rígidas entre todos sus elementos.

11.4.4 Marcos tipo 3

Marcos o sistemas viga–columna con *conexiones semirrígidas* entre todos sus elementos. Las conexiones en la base pueden ser semirrígidas o articuladas.

11.4.5 Muros tipo 1

Sistemas con muros que resisten la carga horizontal sin conectores mecánicos entre ellos ni entre el marco y el panel. Los *diafragmas* pueden ser unidos mediante adhesivos o conectores mecánicos.

11.4.6 Muros tipo 2

Sistemas con *muros* que resisten la carga horizontal en los cuales las conexiones entre el panel y el marco se realizan mediante conexiones rígidas. Los *muros* se unen unos a otros mediante *conexiones semirrígidas*. Los *diafragmas* pueden ser unidos mediante adhesivos o conectores mecánicos.

11.4.7 Muros tipo 3

Sistemas con *muros* que resisten la carga horizontal en los cuales las conexiones entre los *muros*, el marco y el panel se realizan mediante *conexiones semirrígidas*. Los *diafragmas* pueden ser unidos mediante adhesivos o conectores mecánicos.

11.4.8 Armaduras

Sistemas a base de elementos verticales, horizontales y diagonales con conexiones hechas mediante conectores mecánicos.

11.5 Requisitos especiales de diseño para sistemas tipo muro

11.5.1 Generalidades

a. Capacidad en cortante

La capacidad en cortante de *diafragmas* y *muros de cortante* debe calcularse de acuerdo con los apartados 11.5.2(c) y 11.5.3(c).

b. Requisitos de deformación

La deformación de las conexiones, dentro de elementos estructurales y entre ellos, debe ser considerada en el diseño, de manera que la deformación de cada elemento y conexión comprendida en el sistema sismorresistente sea compatible con las deformaciones de los otros elementos y conexiones sismorresistentes y con el sistema en general.

c. Elementos de borde

Los *elementos de borde* de los *muros de cortante* y los *diafragmas* deben ser capaces de transmitir las fuerzas de diseño de tracción y compresión. Los *diafragmas* y *muros de cortante* no se deben utilizar para empalmar *elementos de borde*. Las *cuerdas* de los *diafragmas* y los *colectores* deben colocarse en, o en contacto con el plano del marco del *diafragma* a menos que se demuestre que los momentos, cortantes y deflexiones, considerando las excentricidades provocadas por otras configuraciones, puedan ser tolerados sin exceder la capacidad del marco y las derivas permitidas (tabla 7.2).

11.5.2 Diafragmas de madera

a. Requisitos de aplicación

Los *diafragmas* de madera se pueden utilizar para resistir fuerzas de sismo si se asegura que la deflexión en su plano, determinada como se indica en 11.5.2(b), no excede el límite de deflexión permisible de los elementos que distribuyen la carga al *diafragma* o de los elementos resistentes unidos al *diafragma*. La deflexión permisible es aquella que permite que el *diafragma* y los elementos unidos a él mantengan su integridad estructural y continúen soportando las cargas de sismo de diseño. Las conexiones y los *entramados* se deben extender dentro del *diafragma* una distancia suficiente para desarrollar la fuerza que transfieren al *diafragma*.

b. Deflexión

Los cálculos para determinar la deflexión del *diafragma* deben tomar en cuenta las deflexiones causadas por el momento flector y el cortante, la deformación

de los conectores, el deslizamiento de las *cuerdas* en los empalmes y otras fuentes que contribuyan a la deflexión total del *diafragma*. Se permite calcular la deflexión del *diafragma*, δ_{dia} , utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_{dia} = \frac{125}{24} \frac{v_u L^3}{EAW} + \frac{v_u L}{4G_a} + \frac{3}{50} \frac{\sum(x\Delta_c)}{W} \quad [11-5]$$

donde:

E = módulo de elasticidad de las *cuerdas* del *diafragma*, kg/cm².

A = área de la sección transversal de las *cuerdas*, cm².

G_a = rigidez de cortante aparente del *diafragma* debida al deslizamiento del conector y deformación de cortante del panel, kg/cm.

L = longitud del *diafragma*, m.

v_u = cortante unitario último inducido en el *diafragma*, kg/m.

W = ancho del *diafragma*, m.

x = distancia del empalme de la *cuerda* al soporte más cercano, cm.

Δ_c = deslizamiento del empalme de la *cuerda* en el *diafragma*, cm.

δ_{dia} = deformación máxima en el centro del *diafragma* determinada mediante un análisis elástico, cm.

Alternativamente, para *diafragmas* conformados por *paneles estructurales* de madera, se permite calcular la deflexión utilizando un análisis racional en el cual la rigidez aparente de cortante toma en cuenta la deformación por cortante del panel y el deslizamiento no lineal del conector en la conexión marco - panel.

c. Capacidad en cortante

Las capacidades en cortante unitario de los *diafragmas* se deben calcular por principios de mecánica utilizando valores de resistencia de los conectores y capacidad en cortante del forro o mediante ensayos de laboratorio de acuerdo con ASTM E 455.

El siguiente análisis simplificado se puede utilizar si el *diafragma* cumple con la razón de aspecto de la tabla 11.5 y la condición de falla ocurre en los conectores y no en los forros:

$$\phi_z V_n' = \frac{\phi_z Z_n'}{s} \quad [11-6]$$

donde:

V_n' = capacidad nominal en cortante unitario del *diafragma*, kg/m.

ϕ_z = 0.65 (factor de resistencia para conexiones).

Z_n' = capacidad nominal ajustada de cada conector, determinada de acuerdo con la referencia 3, kg.

s = espaciamiento de los conectores, m.

Las *cuerdas* del *diafragma* en tracción o compresión se deben diseñar para resistir las siguientes cargas $F_{u,t}$ y $F_{u,c}$ respectivamente:

$$F_{u,t} = F_{u,c} = \frac{M_u}{W} \quad [11-7]$$

donde:

M_u = momento último debido a las cargas sísmicas, kg - m.

Las capacidades nominales en cortante unitario, v_n' , pueden ser obtenidas de la columna A de las tablas 4.2A, 4.2B y 4.2C de la referencia 2, siempre y cuando los materiales utilizados cumplan con los especificados en las respectivas tablas, y se debe aplicar un factor de resistencia, $\phi_z = 0.80$.

d. Razones de aspecto del diafragma

El tamaño y la forma de los *diafragmas* se deben limitar a las razones de aspecto de la tabla 11.5:

Tabla 11.5. Razones de aspecto máximas en diafragmas (referencia 2).

Tipo de forro en el <i>diafragma</i>	Razón L / W máxima
<i>Panel estructural</i> de madera, sin entramado	3
<i>Panel estructural</i> de madera, con entramado	4
Elementos estructurales horizontales	2
Elementos estructurales diagonales (una dirección)	3
Elementos estructurales diagonales (dos direcciones)	4

e. Distribución horizontal de cortante

Los *diafragmas* se deben definir como rígidos o flexibles de acuerdo con la sección 2, con el propósito de distribuir las fuerzas cortantes y diseñar para momentos de torsión. Cuando un *diafragma* se define como flexible, las fuerzas cortantes que transmite el *diafragma* se deben distribuir a los elementos verticales con base en las áreas tributarias. Cuando un *diafragma* se define como rígido, las fuerzas cortantes que transmite el *diafragma* se deben distribuir con base en las rigideces laterales relativas de los elementos verticales del piso de abajo.

f. Requisitos constructivos

- i) Requisitos del marco: Los *elementos de borde* del *diafragma* se deben proporcionar para transmitir las fuerzas de tracción, compresión y cortante de diseño. El forro del *diafragma* no se debe utilizar para empalmar *elementos de borde*. Las *cuerdas* del *diafragma* y los *colectores* se deben colocar en el plano del marco del *diafragma*, o en contacto con él, a menos que se pueda demostrar que los momentos, cortantes y deflexiones calculados considerando excentricidades resultantes de otras configuraciones, puedan ser tolerados sin exceder la capacidad del marco y los límites de deriva (tabla 7.2).
- ii) Forro: Los *diafragmas* deben forrarse con los materiales definidos en 11.3.4.
- iii) Conectores: El forro debe fijarse al marco mediante el uso de conectores mecánicos solamente o con adhesivos. Los clavos u otros conectores descritos en 11.3.5 para el forro deben introducirse de manera que la cabeza del conector quede al mismo nivel con la superficie del forro.

g. Ensamblaje de diafragmas

- i) *Diafragmas* forrados con *paneles estructurales* de madera: se permite utilizar estos *diafragmas* para resistir las fuerzas de sismo. Los *paneles estructurales* de madera utilizados en los *diafragmas* y que son parte del sistema sismorresistente se deben vincular directamente a los elementos del marco.

Los paneles en *diafragmas* con *entramado* deben conectarse sobre los elementos comunes del marco. El *diafragma* se debe construir de la siguiente manera:

1. Los paneles deben ser de por lo menos 1.22 m x 2.44 m excepto en los bordes y aberturas en el marco, en donde la dimensión mínima del panel debe ser de 0.61 m, a menos que todos los extremos de los paneles con tamaños menores se soporten por elementos de marco o *entramados*.
2. Los conectores deben estar por lo menos a 10 mm de los bordes y extremos de los paneles. El espaciamiento de centro a centro de los conectores en los bordes del panel no debe ser mayor que 150 mm. El espaciamiento de los conectores de centro a centro a lo largo de elementos intermedios no debe ser mayor que 150 mm cuando los soportes están espaciados a cada 1.22 m de centro a centro y se puede incrementar a 300 mm para espaciamientos de 0.61 m entre soportes.
3. La dimensión menor de los elementos del marco en conexiones de borde entre los paneles no debe ser menor que 50 mm. Sin embargo, esta dimensión no debe ser menor que 75 mm cuando:

Los conectores en conexiones de borde entre los paneles están espaciados a 65 mm o menos, de centro a centro,

Los clavos de 75 mm de longitud con una penetración mayor que 40 mm están espaciados a 75 mm o menos de centro a centro.

- ii) *Diafragmas* con elementos estructurales diagonales (una dirección): se permite el uso de estos *diafragmas* para resistir fuerzas de sismo. Los *diafragmas* con secciones estructurales diagonales deben construirse con *tablas* de espesor no menor que 25 mm o secciones estructurales de espesor no menor que 50 mm colocadas a un ángulo de aproximadamente 45° con respecto a los soportes. Las conexiones en los extremos de tablas adyacentes deben estar separadas por lo menos la distancia entre soportes y debe haber por lo menos dos tablas entre las conexiones en el mismo soporte. Los *diafragmas* con secciones estructurales diagonales pueden consistir en secciones estructurales de 50 mm de espesor cuando los soportes tienen un espesor no menor que 75 mm o un ancho no menor que 100 mm.
- iii) *Diafragmas* con elementos estructurales diagonales (dos direcciones): se permite el uso de estos *diafragmas* para resistir fuerzas de sismo. Estos *diafragmas* deben construirse con dos forros de elementos colocados perpendicularmente entre sí en la misma superficie de los elementos de soporte. Cada forro se debe considerar como una viga con carga uniforme por metro lineal igual al 50% del cortante unitario debido a la acción del *diafragma*. La carga se debe suponer perpendicular al forro en el plano del *diafragma* en cualquier dirección.
- iv) *Diafragmas* con elementos estructurales horizontales: se permite utilizar estos *diafragmas* para resistir fuerzas de sismo. Los *diafragmas* con secciones estructurales horizontales deben construirse con elementos de espesor no menor que 25 mm colocados perpendicularmente con respecto a los soportes. Las conexiones en los extremos de elementos adyacentes deben estar separadas por lo menos la distancia entre soportes y deben haber por lo menos dos elementos entre las conexiones en el mismo soporte.

11.5.3 Muros de cortante de madera

a. Requisitos de aplicación

Los *muros de cortante* de madera se pueden utilizar para resistir fuerzas de sismo si se asegura que su deflexión, determinada por medio de cálculos, ensayos o analogías derivadas de ellos, no excede el límite de deflexión permisible. La deflexión permisible es aquella que permite que el *muro de cortante* y los elementos unidos a él mantengan su integridad estructural y continúen soportando las cargas de sismo de diseño.

b. Deflexión

Los cálculos para determinar la deflexión del *muro de cortante* deben tomar en cuenta las deflexiones causadas por el momento flexor y el cortante, la deformación de los conectores, el deslizamiento de los anclajes y otras fuentes que contribuyen a la deflexión. Se permite calcular la deflexión del *muro de cortante*, δ_{sw} , utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_{sw} = \frac{200v_u h^3}{3EAb} + \frac{v_u h}{G_a} + \frac{h\Delta_a}{b} \quad [11-8]$$

donde:

b = longitud del *muro de cortante*, m.

Δ_a = elongación vertical total del sistema de anclaje del muro (incluyendo deslizamiento de los conectores, elongación del aparato de anclaje, etc.) debida al cortante unitario inducido en el muro, cm.

E = módulo de elasticidad de los *pies derechos* extremos, kg/cm².

A = área de la sección transversal de los *pies derechos* extremos, cm².

G_a = rigidez de cortante aparente del muro debida al deslizamiento del conector y deformación de cortante del panel, kg/cm.

h = altura del *muro de cortante*, m.

v_u = cortante unitario último inducido en el muro, kg/m.

δ_{sw} = deformación máxima del *muro de cortante* determinada mediante un análisis elástico, cm.

Alternativamente, para *muros de cortante* conformados por paneles estructurales de madera, se permite calcular la deflexión utilizando un análisis racional en el cual la rigidez aparente de cortante toma en cuenta la deformación por cortante del panel y el deslizamiento no lineal del conector en la conexión marco - panel.

Deflexión de muros de cortante perforados: La deflexión de estos muros se debe calcular de acuerdo con 11.5.3(b), donde v_u en la ecuación [11-8] es igual a v_{max} obtenido de la ecuación [11-15] y b se sustituye por ΣL_i (ver ecuación [11-14]).

c. Capacidades de cortante unitario

Las capacidades en cortante unitario de los *muros de cortante* se deben calcular por principios de mecánica utilizando valores de resistencia de los conectores y capacidad en cortante del forro o mediante ensayos de laboratorio de acuerdo con ASTM E 2126.

El siguiente análisis simplificado se puede utilizar para un *muro de cortante* forrado por un solo lado si no existen aberturas mayores que un cuadro de 20 cm,

el espaciamiento de los conectores es constante a lo largo del perímetro de cada forro y la longitud total del *muro*, b , es mayor o igual que un cuarto de su altura, h :

- i) La capacidad en cortante unitario del muro, se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\phi_z v_n' = \sum \phi_z Z_n' \left(\frac{b_i}{b_1} \right)^2 \frac{1}{s} \quad [11-9]$$

donde:

v_n' = capacidad nominal de cortante unitario del muro, kg/m.

b_1 = longitud del forro más largo, m.

b_i = longitud del resto de los forros, m.

s = espaciamiento de los conectores, m.

La longitud total del muro, b , es igual a:

$$b = \sum b_i \quad [11-10]$$

- ii) Si el muro está forrado por ambos lados y los forros son del mismo material y espesor, la capacidad del muro se puede tomar como la suma de las contribuciones calculadas. Si los forros son diferentes, se debe sumar la capacidad del lado más fuerte más la mitad de la capacidad del lado más débil.
- iii) Las *cuerdas* en compresión se deben diseñar para resistir las siguientes cargas, $F_{u,c}$, kg:

$$F_{u,c} = 0.67 v_u h \quad \text{para forros por un solo lado, o,} \quad [11-11]$$

$$F_{u,c} = 0.75 v_u h \quad \text{para forros por ambos lados.} \quad [11-12]$$

- iv) Las *cuerdas* en tracción deben estar ancladas directamente al cimiento y se deben diseñar para resistir la siguiente carga, $F_{u,t}$, kg:

$$F_{u,t} = v_u h \quad [11-13]$$

También se permite obtener las capacidades en cortante unitario, v_n' , de la columna A de las tablas 4A, 4B y 4C de la referencia 2, siempre y cuando los materiales utilizados cumplan con los especificados en las respectivas tablas. En el caso de que se utilicen estas tablas se deben cumplir los requisitos especificados en el apartado 4.3.3 de la referencia 2 y se debe aplicar un factor de resistencia, $\phi_z = 0.80$.

La capacidad en cortante de un muro de cortante perforado se debe tomar como la capacidad unitaria nominal de cortante multiplicada por la

suma de la longitud de los segmentos, ΣL_s , y el factor de ajuste apropiado, C_o , de la tabla 11.7.

d. Razones de aspecto del muro de cortante

El tamaño y la forma de los *muros de cortante* se deben limitar a las razones de aspecto de la tabla 11.6.

Tabla 11.6. Razones de aspecto máximas en muros de cortante (referencia 2).

Tipo de forro en el muro de cortante	Razón h / b_s ¹ máxima
<i>Panel estructural</i> de madera, todos los bordes clavados	3.5 ²
Forro diagonal convencional	2

1. b_s : longitud del *muro de cortante* para determinar la razón de aspecto. Para *muros de cortante* perforados, se utiliza el menor segmento de muro.
2. Si la razón h / b_s es mayor que 2, la capacidad nominal de cortante se debe multiplicar por $2b_s / h$.
3. Los muros que tengan razones de aspecto mayores que 1.5 se deben entramar.

- i) Razón de aspecto de *segmentos de muros de cortante perforados*: las limitaciones de razones de aspecto de 11.5.3(d) se aplican para segmentos de *muros de cortante* perforados. La capacidad nominal de cortante del muro debe multiplicarse por $2b_s / h$ cuando la razón de aspecto del segmento de muro más angosto incluido en la suma de las longitudes de los segmentos de muros, ΣL_s , es mayor que 2, pero no excede 3.5. Las porciones de muros con una razón de aspecto mayor que 3.5 no se deben contar en la suma de los segmentos de *muros de cortante*.

e. Transmisión de fuerzas alrededor de aberturas

- i) *Segmentos de muros de cortante*: cuando los segmentos de muro con su altura total se diseñan como *muros de cortante* se deben aplicar las limitaciones de razones de aspecto de 11.5.3(d) para cada segmento de muro con su altura total.
- ii) Transmisión de fuerzas alrededor de las aberturas (muros acoplados): cuando se diseñan *muros de cortante* con aberturas, para transmitir la fuerza de sismo alrededor de las aberturas se deben aplicar las limitaciones de razones de aspecto de 11.5.3(d) a todo el *muro de cortante*, incluyendo las aberturas y para cada *muro pilar* a los lados de la abertura. La altura del *muro pilar* se define como la altura libre de la abertura al lado del *muro pilar*. La longitud de un *muro pilar* se define

como la longitud con forro del *muro pilar*. El diseño de la transferencia de fuerza debe basarse en un análisis racional. La longitud de un *muro pilar* no debe ser menor que 0.61 m.

iii) *Muros de cortante perforados* (muros desacoplados): cuando los *muros de cortante* con aberturas no se diseñan para transmitir la fuerza sísmica alrededor de las aberturas se deben diseñar como *muros de cortante perforados*. Se deben considerar las siguientes limitaciones:

1. Un segmento de muro debe localizarse a cada extremo de un *muro de cortante perforado*.
2. La capacidad nominal en cortante unitario, v_n' , para muros forrados por un lado no debe exceder 1400 kg/m.
3. Cuando los muros no están alineados en un mismo plano las porciones del muro deben considerarse como *muros de cortante perforados* separados.
4. Se deben proveer *colectores* para la transferencia de cortante en toda la longitud del *muro de cortante perforado*.
5. Un *muro de cortante perforado* debe tener niveles uniformes en la parte superior e inferior. Si un *muro de cortante* perforado no cumple con lo anterior, se debe diseñar por otros métodos.
6. La altura de un *muro de cortante* perforado no debe ser mayor que 6 m.

f. Requisitos constructivos

Requisitos del marco: Los elementos del marco del *muro de cortante* deben tener una sección transversal nominal mínima de 50 mm x 75 mm. Los elementos del borde del muro, tales como los *pies derechos* extremos deben proporcionarse para transmitir las fuerzas de tracción y compresión de diseño. El forro del *muro de cortante* no se debe utilizar para empalmar elementos de borde. Los *pies derechos* extremos deben colocarse en el marco para proveer soporte completo en el extremo.

i) *Cuerdas de tracción y compresión de muros de cortante perforados*: Cada extremo de cada *muro de cortante perforado* debe ser diseñado para una fuerza de tracción, $F_{u,t}$ y una fuerza de compresión, $F_{u,c}$. Cada extremo de cada *segmento de muro de cortante perforado* se debe diseñar para una fuerza de compresión, $F_{u,c}$, en cada segmento. Para *muros de cortante* perforados, los valores de $F_{u,t}$ y $F_{u,c}$ que se generan debido a las fuerzas de volcamiento del *muro de cortante* en cada nivel de piso deben calcularse con la siguiente ecuación:

$$F_{u,t} = F_{u,c} = \frac{V_u h}{C_o \sum L_i} \quad [11-14]$$

donde:

C_o = factor de ajuste para la capacidad en cortante de acuerdo con la tabla 11.7.

V_u = fuerza de cortante última inducida en el *muro de cortante* perforado, kg.

ΣL_i = sumatoria de las longitudes de los segmentos del *muro de cortante* perforado, m.

- ii) Forro: los *diafragmas* deben forrarse con materiales aprobados de acuerdo con 11.3.4.
- iii) Conectores: el forro debe fijarse al marco mediante el uso de conectores mecánicos aprobados de acuerdo con 11.3.5. Los clavos u otros conectores aprobados para el forro deben introducirse de manera que la cabeza del conector quede al mismo nivel de la superficie del forro.

Tabla 11.7. Factor de ajuste de la capacidad en cortante, C_o (referencia 2).

Altura del muro, h.	Altura máxima de la abertura ¹ [m]				
	h/3	h/2	2h/3	5h/6	h
Muro de 2.44 m	0.81	1.22	1.63	2.03	2.44
Muro de 3 m	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Porcentaje de la altura total con forro ²	Factor de ajuste de la capacidad en cortante, C_o .				
10%	1.00	0.69	0.53	0.43	0.36
20%	1.00	0.71	0.56	0.45	0.38
30%	1.00	0.74	0.59	0.49	0.42
40%	1.00	0.77	0.63	0.53	0.45
50%	1.00	0.80	0.67	0.57	0.50
60%	1.00	0.83	0.71	0.63	0.56
70%	1.00	0.87	0.77	0.69	0.63
80%	1.00	0.91	0.83	0.77	0.71
90%	1.00	0.95	0.91	0.87	0.83
100%	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

1. La altura máxima de la abertura se debe tomar como la altura libre de la abertura máxima en un *muro de cortante* perforado. Cuando existan áreas sin forro encima o debajo de una abertura, la altura de cada abertura se debe definir como la altura libre de la abertura más las áreas sin forro.
2. La suma de las longitudes de los segmentos del muro de cortante perforado dividida por la longitud total del muro de cortante perforado.

- iv) Anclajes y flujo de carga en el *muro de cortante*: el diseño de los anclajes y el flujo de carga en los *muros de cortante* deben cumplir con los requisitos siguientes o se deben calcular con los principios de mecánica.

1. Anclajes para cortante en el plano: las conexiones se deben proveer para transmitir la fuerza de cortante unitaria última inducida, v_u , del *colector* al muro. En el caso de *muros de cortante perforados* la fuerza de cortante unitaria máxima inducida, v_{max} , transmitida a la parte superior de un *muro de cortante perforado*, fuera de la base del *muro de cortante perforado* con forro en su altura total y hacia los *colectores* que conectan segmentos de *muros de cortante*, se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_{max} = \frac{V_u}{C_o \sum L_i} \quad [11-15]$$

2. Anclaje en los extremos del *muro de cortante*: cuando la carga permanente no es suficiente para prevenir el levantamiento debido a momentos de volcamiento en el muro (11.5.3(f)i.), se debe proveer un anclaje en el extremo de cada *muro de cortante*. En el caso de *muros de cortante perforados*, además de cumplir con lo anterior, las *soleras inferiores* de *muros de cortante* perforados con forro en su altura total deben ser ancladas para resistir una fuerza de levantamiento, t , igual a la fuerza de cortante unitaria, v_{max} , determinada con la ecuación [11-15] o mediante un análisis racional.
3. Pernos de anclaje: los pernos de anclaje de la fundación deben tener una arandela de acero debajo de cada tuerca no menor que 63.5 mm x 6.35 mm (diámetro x espesor). La arandela debe quedar a no menos de 13 mm del borde de la *solera inferior* en el lado con forro.
4. Flujo de carga: el flujo de carga hasta la fundación se debe proveer para fuerzas de levantamiento, cortante y compresión. Los elementos que resisten fuerzas de *muro de cortante* contribuidas por varios pisos se deben diseñar para la sumatoria de fuerzas contribuidas por cada piso.

g. Ensamblaje de muros de cortante

- i) *Muros de cortante* con paneles estructurales de madera: se permite utilizar estos muros para resistir las fuerzas de sismo. El muro se debe construir de la siguiente manera:
 1. Los paneles deben ser de por lo menos 1.22 m x 2.44 m excepto en los bordes y aberturas en el marco. Se deben proveer elementos de marco o *entramados* en los bordes del panel.
 2. Los conectores deben estar por lo menos a 9.5 mm de los bordes y extremos de los paneles. El espaciamiento de centro a centro de los conectores en los bordes del panel no debe ser mayor que 150 mm. El espaciamiento de los conectores de centro a centro a lo largo de elementos intermedios no debe ser mayor que 150 mm cuando los *pies derechos* están espaciados a cada 0.61 m de centro a centro y

el espesor de los paneles es de 9.5 mm u 11 mm. Para paneles de mayor espesor y espaciamientos entre *pies derechos* menores que 0.61 m, el espaciamiento de los conectores a lo largo de elementos intermedios se puede incrementar hasta 300 mm como máximo.

3. La dimensión menor de los elementos del marco no debe ser inferior a 75 mm cuando los conectores en conexiones de borde entre los paneles estén espaciados a 50 mm o menos de centro a centro, los clavos de 75 mm de longitud con una penetración mayor que 40 mm estén espaciados a 75 mm o menos de centro a centro en conexiones de borde entre los paneles o la capacidad de cortante unitario nominal requerida sea mayor que 1000 kg/m.
 4. El espaciamiento máximo entre *pies derechos* no debe ser mayor que 0.61 m.
- ii) *Muros de cortante* con elementos estructurales diagonales (una dirección): se permite utilizar estos muros para resistir fuerzas de sismo. Los muros deben construirse con *tablas* con un espesor no menor que 25 mm colocadas a un ángulo de aproximadamente 45° con respecto a los soportes. Las conexiones en los extremos de *tablas* adyacentes deben estar separadas por lo menos la distancia entre *pies derechos* y deben haber por lo menos dos *tablas* entre las conexiones en el mismo soporte.
 - iii) *Muros de cortante* con elementos estructurales diagonales (dos direcciones): se permite utilizar estos muros para resistir fuerzas de sismo. Los muros deben construirse con dos capas de *tablas* con un espesor no menor que 25 mm, colocadas perpendicularmente una a la otra en la misma superficie de los elementos de soporte.

11.6 Conexiones

11.6.1 Generalidades

Para el diseño de los *sistemas sismorresistentes* de la sección 11.4, los elementos de madera se deben considerar como elementos que se comportan elásticamente. La *ductilidad local* de estos sistemas se debe a ciertas conexiones con conectores mecánicos, las cuales tienen la capacidad de deformarse más allá de su rango elástico. Por lo tanto, las conexiones son de suma importancia en el diseño *sismorresistente* de las estructuras de madera.

11.6.2 Tipos de conexiones

a. Conexiones articuladas

Las conexiones articuladas son aquellas conexiones que tienen muy poca capacidad para transmitir momentos flexores entre dos elementos. Deben ser diseñadas para transmitir fuerzas axiales y cortantes entre elementos.

En las figuras 1.a y 1.b se muestran detalles de conexiones recomendadas.

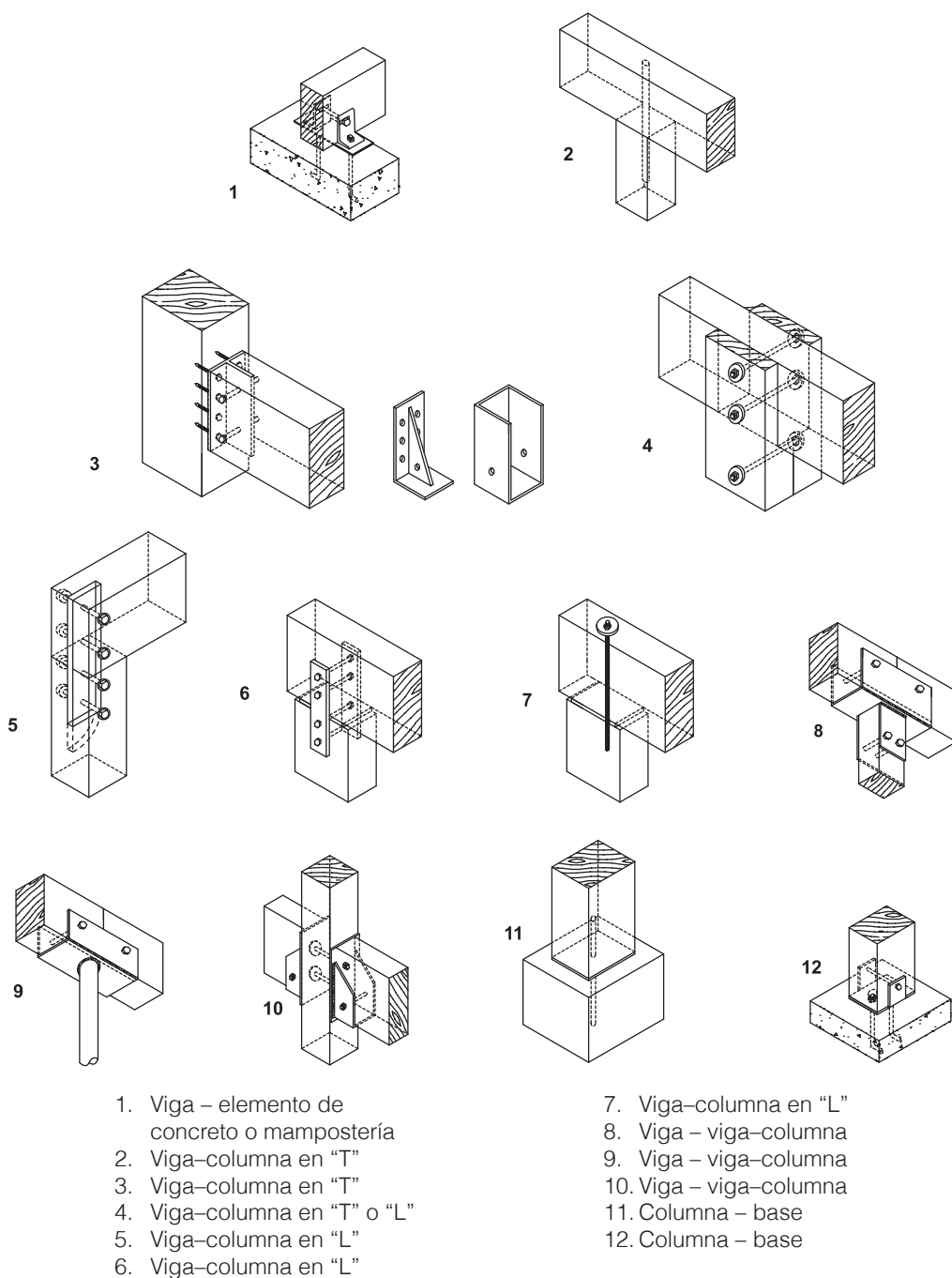
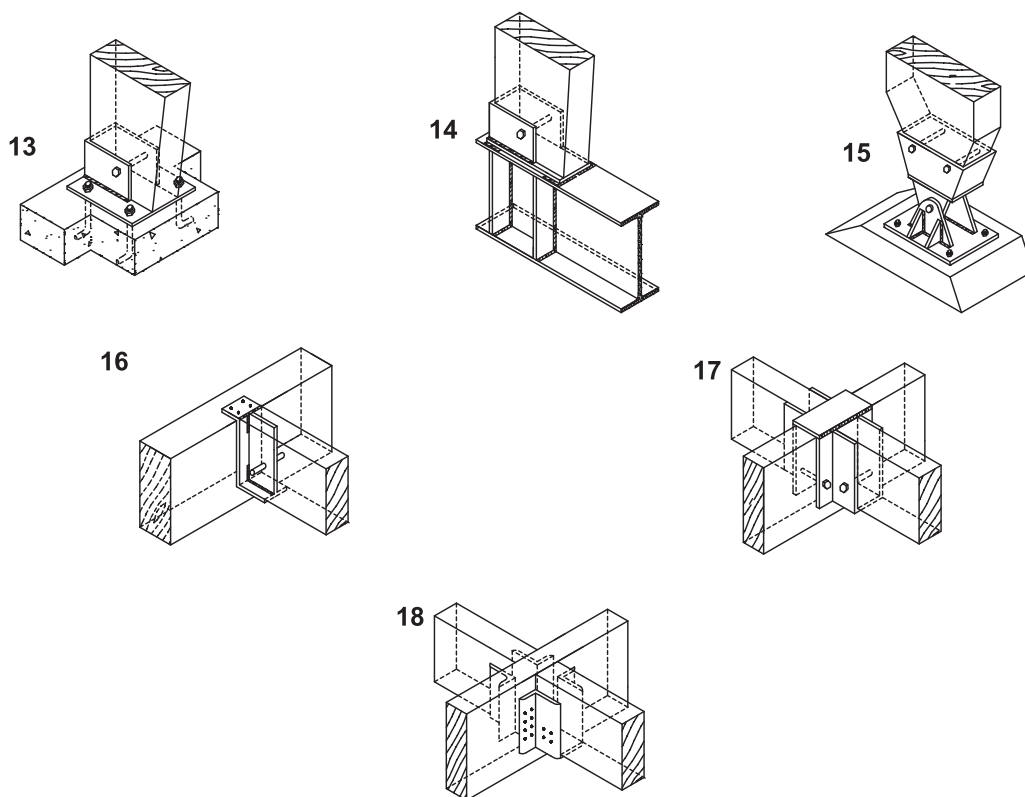


Figura 1.a. Recomendaciones de conexiones articuladas
(adaptadas de las referencias 1 y 21).



13. Columna – base (“arco”)
 14. Columna – base (“arco”)
 15. Columna – base (“arco”)

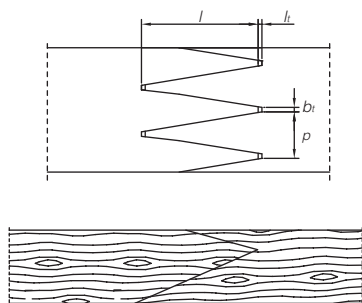
16. Viga – viga (“T”)
 17. Viga – viga (“cruz”)
 18. Viga – viga (“cruz”)

Figura 1.b. Recomendaciones de conexiones articuladas
 (adaptadas de las referencias 1 y 21).

b. Conexiones rígidas

Las conexiones rígidas son aquellas conexiones capaces de transmitir fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores entre elementos. Sin embargo, estas conexiones no son capaces de deformarse después de alcanzar su capacidad elástica (ejemplo: conexiones con *adhesivos rígidos*).

En las siguientes figuras se muestran detalles de conexiones recomendadas:

**1**

1. Unión entrelazada ("finger joint").
2. Conexión en esquina de marco o galpón con dos uniones entrelazadas.
3. Conexión en esquina de marco o galpón con una unión entrelazada.

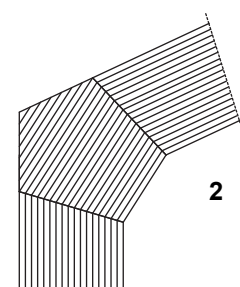
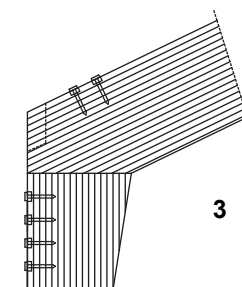
**2****3**

Figura 2. Recomendaciones de conexiones rígidas (adaptadas de la referencia 21).

c. Conexiones semirrígidas

- i) Las conexiones *semirrígidas* son aquellas conexiones que son capaces de transmitir fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores entre elementos. Además, estas conexiones deben deformarse después de alcanzar su capacidad elástica (ejemplo: conexiones con pernos o clavijas).
- ii) Cuando se utilicen *conexiones semirrígidas*, sus propiedades deben ser determinadas por un análisis racional y ensayos de laboratorio según el apartado 11.6.2.c.iv.
- iii) Los ensayos indicados en el párrafo anterior pueden omitirse si se cumplen los siguientes requisitos:
 1. En conexiones madera-madera y acero-madera con clavos, pernos o clavijas, el espesor mínimo de los elementos conectados debe ser 8 veces el diámetro del clavo, perno o clavija, el cual, a su vez, no debe superar los 12 mm.
 2. En las conexiones entre paneles y marcos de madera de *diafragmas*, el panel debe cumplir con lo establecido en 11.3.4 y su espesor mínimo debe ser 4 veces el diámetro del conector, el cual a su vez, no debe superar 3 mm.

- iv) Para asegurar que los valores de *ductilidad global* de la tabla 1 en la sección 11.4 se puedan utilizar, las conexiones deben ser capaces de deformarse inelásticamente por al menos tres ciclos reversibles completos a una *ductilidad estática* de 4 para los marcos tipo 2, muros tipo 2 y armaduras y de 6 para los marcos tipo 3 y muros tipo 3.

En la figura 3 se muestran detalles de conexiones semirrígidas recomendadas:

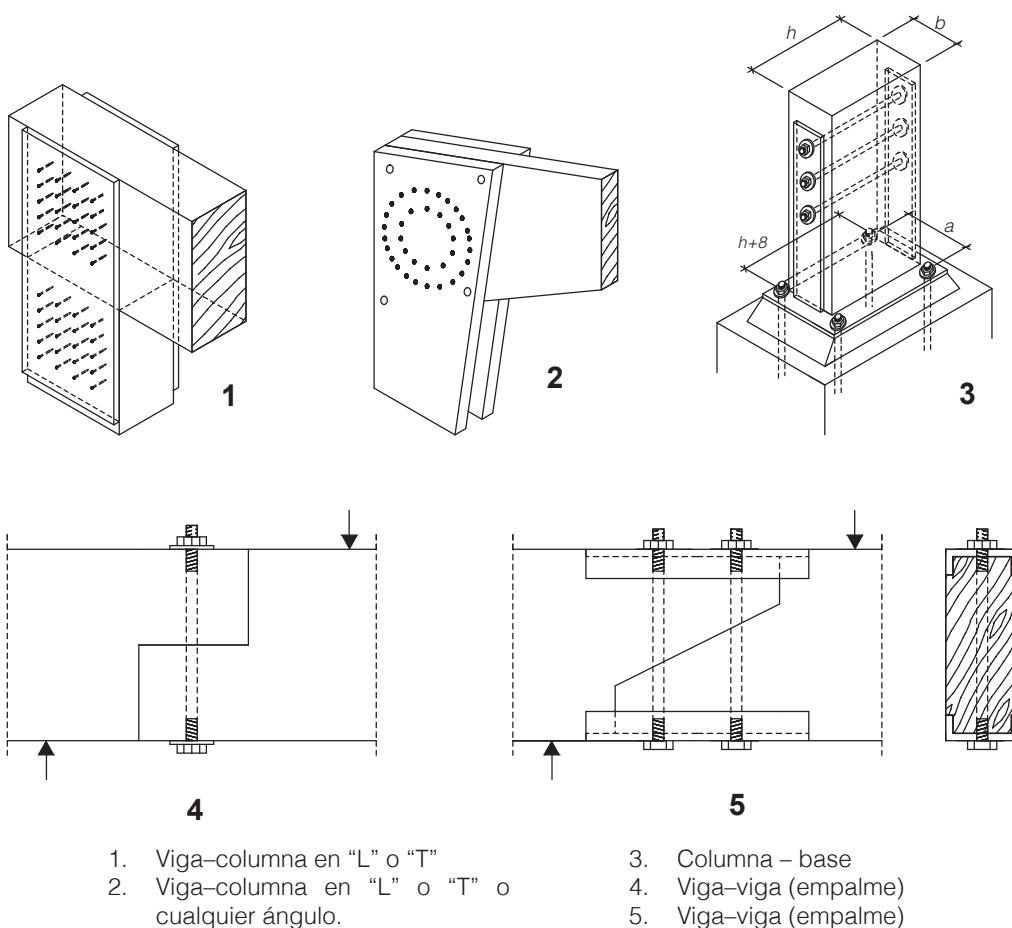


Figura 3. Recomendaciones de conexiones semirrígidas
(adaptadas de las referencia 21).

11.7 Control de calidad e inspección

11.7.1 Información en planos

Los planos estructurales de *sistemas sismorresistentes* de madera diseñados conforme a este código deben contener la siguiente información, además de la indicada en 16.2:

- a. Identificación de la especie o especies.
- b. Contenido de humedad de diseño.
- c. Clasificación estructural o propiedades especificadas de acuerdo con 11.3.2(e), 11.3.3(d) y 11.3.4(d).
- d. Tipo de preservante cuando sea requerido según su uso (interior o exterior): penetración en mm y retención en kg/m^3 .
- e. Tipo de retardante para fuego cuando sea requerido: retención en kg/m^3 y tiempo mínimo.
- f. Especificaciones de los conectores mecánicos.
- g. Especificaciones de los adhesivos, si se utilizan.

11.7.2 Identificación y clasificación estructural de los elementos

El profesional responsable de la inspección debe verificar en el sitio la información especificada en los planos, para lo cual podría ser necesaria la realización de ensayos de laboratorio.

11.7.3 Secado y preservación

a. Secado de la madera

Se debe especificar el contenido de humedad requerido de la madera de acuerdo con las condiciones de servicio.

b. Preservación de la madera

- i) La madera debe estar preservada a menos que se utilice una especie de alta durabilidad natural reconocida, dependiendo del tipo de ataque esperado:
 1. Ataque de hongos (pudrición)
 2. Ataque de insectos
 3. Ataque de organismos marinos
 4. Ataque del fuego
 5. Ataque de sustancias químicas