

ALCANCE DIGITAL N° 94

LA GACETA

Diario Oficial

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 VIII

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

CONSTRUIAMOS UN PAÍS SEGURO



Gobierno de Costa Rica

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

TABLA 9.3 Límite de capacidad nominal de cortante.

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

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

(2) $f'_m \leq 210$ kg/cm².

El valor de V_m es cero en aquellas secciones sometidas a cargas netas factorizadas de tracción.

El valor de V_m es $2 A_e$, kg, cuando el valor de M_u sea mayor que $0.7 M_n$. Las unidades de A_e son cm².

9.5.8 Refuerzo

- Quando se requiera refuerzo transversal por cortante, el máximo espaciamiento no debe exceder $d/2$ o 40 cm.
- El refuerzo longitudinal por flexión debe quedar uniformemente distribuido a través de la altura del elemento.
- Elementos en flexión que puedan soportar reversiones de esfuerzos deben tener el acero longitudinal colocado en forma simétrica.
- La resistencia de momento nominal de cualquier sección a lo largo del miembro no debe ser menor que $1/4$ de la resistencia de momento nominal máxima.
- La cuantía de acero máximo en flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 9.5.3.
- Los traslapes del acero longitudinal deben cumplir con lo especificado en el inciso 9.4.3(f). No se debe traslapar más del 50% del acero en una misma región. La distancia mínima entre los traslapes de varillas adyacentes debe ser 75 cm a lo largo del eje longitudinal.
- El esfuerzo de cedencia del acero no debe ser mayor que 4200 kg/cm². El esfuerzo real de cedencia f_y obtenido mediante pruebas de laboratorio no debe ser mayor que 1.25 veces el valor utilizado para diseño.

9.5.9 Requisitos para diseño sísmico

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

9.5.10 Límites dimensionales para elementos de concreto reforzado que trabajen en conjunto con la mampostería

Estos elementos deben tener una resistencia mínima en compresión $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días de edad y deben cumplir los siguientes requisitos:

- i) Las vigas de concreto reforzado que se usen como vigas de corona o como vigas medianeras en conjunto con la mampostería estructural deben poseer un ancho igual al espesor de la pared con un mínimo de 12 cm y una altura mínima de 20 cm.
- ii) Las columnas o columnetas que se usen en las intersecciones de los muros de mampostería o en sus bordes deben poseer un espesor igual al espesor de la pared con un mínimo de 12 cm. La dimensión perpendicular al espesor debe ser como mínimo de 30 cm.
- iii) Cuando sean necesarios elementos de borde en los muros de corte que no sean alados, y cuando estos se construyan de concreto reforzado, deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión una distancia no menor al mayor valor entre $(c-0.1l_w)$ y $c/2$. La dimensión perpendicular debe ser mayor o igual al espesor del muro de mampostería o a la altura del primer nivel entre 16.

9.6 Refuerzo de elementos estructurales de mampostería

9.6.1 Vigas

a. Diseño

Son aquellos elementos diseñados para resistir principalmente flexión, cuya carga axial factorizada es menor que $0.1 A_g f'_m$. Su diseño debe cumplir con los requisitos de esta sección. Si la carga axial excede este valor, la viga debe diseñarse como columna.

b. Requisitos dimensionales

- i) El ancho de las vigas no debe ser menor que 12 cm.

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

c. Refuerzo longitudinal

- i) No se debe usar más de dos tamaños de varilla en una viga y la diferencia en diámetros no debe ser mayor que un número de varilla.
- ii) La resistencia nominal en flexión de la viga no debe ser menor que 1.3 veces el momento de agrietamiento de la viga. El módulo de ruptura, f_r , para este cálculo debe suponerse igual a 15 kg/cm².

d. Refuerzo transversal

La separación máxima del acero de refuerzo transversal es 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u producto del análisis, ni menor V_e , producida en el elemento por *rótulas plásticas* en sus extremos en condición de doble curvatura. Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \quad [9-18]$$

donde:

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

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

d = altura efectiva del elemento, cm.

V_{ug} = cortante en el elemento a una distancia $d/2$, producido por las cargas gravitacionales y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de carga de la ecuación [6-3] del artículo 6.2, kg.

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

- i) El refuerzo para cortante puede ser una varilla simple con un gancho de 180° en cada extremo, o aros convencionales.
- ii) El refuerzo para cortante debe estar doblado alrededor del acero longitudinal.
- iii) La primera varilla o aro debe colocarse a una distancia máxima de $d/4$ o 10 cm desde cualquiera de los apoyos.

iv) El área mínima de refuerzo para cortante es $0.0007 bd$.

e. Construcción

Todas las unidades de mampostería utilizadas para la construcción de vigas deben rellenarse completamente de concreto.

9.6.2 Pilares

a. Diseño

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

b. Requisitos dimensionales

- i) El ancho de un pilar no debe ser menor que 12 cm.
- ii) La distancia entre los soportes laterales de un pilar no debe exceder 30 veces su ancho. Si dicha distancia excede 30 veces su ancho, el pilar debe ser considerado como un *muro* con cargas paralelas a su plano.
- iii) La longitud nominal de un pilar no debe ser menor que tres veces ni mayor que seis veces su ancho. La altura libre del pilar no debe exceder cinco veces su longitud nominal.

c. Refuerzo longitudinal

Todos los pilares deben ser reforzados longitudinalmente en forma simétrica:

- i) Debe colocarse por lo menos una varilla en cada una de las celdas extremas.
- ii) El porcentaje mínimo de acero longitudinal es 0.002, calculado sobre el *área bruta* del elemento.

d. Refuerzo transversal

La separación máxima del acero de refuerzo transversal es 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u , producto del análisis, ni menor que V_e , producida en el elemento por *rótulas plásticas* en sus extremos en condición de doble curvatura. Cuando se requiera acero transversal, los siguientes requisitos deben aplicarse:

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

- ii) El área mínima de refuerzo transversal es $0.0015 A_e$.

e. Construcción

Las unidades de mampostería utilizadas para la construcción de pilares pueden rellenarse parcialmente con concreto.

9.6.3 Columnas

a. Diseño

Son aquellos elementos diseñados para resistir principalmente flexocompresión y cortante. Su carga axial factorizada debe ser mayor que $0.1 A_e f'_m$. Su diseño debe cumplir con los requisitos de esta sección.

b. Requisitos dimensionales

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

c. Refuerzo longitudinal

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

d. Refuerzo transversal

- i) La separación máxima del acero transversal es 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u , producto del análisis, ni menor que V_e , producida en el elemento por *rótulas plásticas* en sus extremos en condición de doble curvatura. Cuando se requiera acero transversal, los siguientes requisitos deben aplicarse:
- ii) Los aros deben cumplir con lo establecido en los incisos 9.3.5(d), 9.3.5(e), 9.4.3(b), 9.4.3(c) y 9.4.3(d).
- iii) El refuerzo transversal mínimo es $0.0018 S_b$.

e. Construcción

Todas las unidades de mampostería utilizadas para la construcción de columnas deben rellenarse completamente de concreto.

9.7 Muros con cargas paralelas a su plano

9.7.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican para el diseño de *muros* con cargas paralelas a su plano (comportamiento de *muro* de corte), específicamente para *muros en voladizo* donde la rigidez del entrepiso no produce restricciones rotacionales.

No se debe utilizar un valor de f'_m mayor que 210 kg/cm² para los cálculos correspondientes.

9.7.2 Refuerzo

- Se debe proveer refuerzo mínimo de acuerdo con el inciso 9.3.3(c).
- Cuando el modo de falla del *muro* es en flexión, la capacidad nominal del *muro* de corte debe ser por lo menos 1.8 veces la capacidad del momento de agrietamiento para *muros* totalmente rellenos y de tres veces la capacidad del momento de agrietamiento para *muros* parcialmente rellenos. El momento de agrietamiento se calcula con la ecuación [9-49].
- El espaciamiento del refuerzo horizontal dentro de la región definida por la base del *muro* de corte y un plano a una distancia l_w arriba de la base del *muro* de corte no debe exceder tres veces el espesor nominal del *muro* o 60 cm.

9.7.3 Resistencia de diseño

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

9.7.4 Resistencia axial

Los criterios de este apartado son igualmente aplicables para obtener la resistencia axial de *muros de corte*, *columnas* o *pilares*. Se deben usar los factores de modificación por esbeltez de la ecuación [9-19], $[1-(h/140r)^2]$, y de la ecuación [9-20], $(70r/h)^2$, en cualquier elemento sometido a carga axial.

La resistencia axial del elemento que soporta únicamente cargas axiales debe ser calculada como:

- Para elementos con valores de h/r menores que 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.85f'_m (A_e - A_s) + f_y A_s \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad [9-19]$$

b) Para elementos con valores de h/r mayores o iguales a 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.85 f'_m (A_e - A_s) + f_y A_s \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad [9-20]$$

En estas ecuaciones “ h ” es la altura efectiva del elemento como se define en el inciso 9.3.3(f) y “ r ” es el radio de giro respectivo.

9.7.5 Resistencia de cortante

Para estructuras con *ductilidad global* mayor que 1, la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que da el análisis multiplicado por la razón entre el *FED* correspondiente a la *ductilidad global* de 1 y el *FED* correspondiente a la *ductilidad global* utilizada en el análisis.

$$V_u \leq \phi V_n \quad [9-21]$$

$$V_n = V_m + V_s \quad [9-22]$$

$$V_s = \frac{0.5 A_{sh} f_y d}{S_h} \quad [9-23]$$

La ecuación [9-23] es válida cuando el refuerzo horizontal está embebido en concreto en toda su longitud. En caso contrario, se debe utilizar la mitad del valor obtenido con esa ecuación.

$$V_m = \left\{ \left[1 - 0.44 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] \sqrt{f'_m} + 0.25 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right\} db_w \quad [9-24]$$

En la ecuación anterior, el valor $(M_u/V_u d)$ no debe tomarse mayor que 1.0 y debe considerarse como un número positivo y adimensional.

El valor de V_n calculado con las ecuaciones anteriores no debe exceder los siguientes valores:

Cuando el valor $M_u/V_u d \leq 0.25$:

$$V_n \leq (1.6 \sqrt{f'_m}) db_w \quad [9-25]$$

Cuando el valor $M_u/V_u d \geq 1.0$:

$$V_n \leq (1.06 \sqrt{f'_m}) db_w \quad [9-26]$$

Para valores de $M_u/V_u d$ entre 0.25 y 1.0 se debe interpolar linealmente.

Para paredes completamente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t$ espesor de la pared. Para paredes parcialmente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t - b_j$ donde b_j es

el ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza cortante. El valor l_w se define como la longitud de pared.

9.7.6 Flexocompresión

El procedimiento general que incluye las ecuaciones [9-27] a la [9-33] puede ser usado para el diseño de muros con cualquier configuración geométrica.

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

a. Se supone un valor de $a = \left(\frac{P_n + 0.50 \sum_{i=1}^{i=j} A_{s_i} f_y}{0.85 f'_m t} \right)$ [9-27]

b. Se calcula $c = a / 0.85$, [9-28]

c. Se calcula $C_m = 0.85 f'_m t a$, [9-29]

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

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=j} A_{s_i} f_y \quad [9-30]$$

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

$$T = \sum_{j+1}^n A_{s_i} f_y \quad [9-31]$$

f. Se comprueba el equilibrio $C_m + C_s - T = P_n$ [9-32]

y se considera aceptable una diferencia de hasta el 10%,

g. Si no hay equilibrio se toma un nuevo valor de a y se repite el proceso hasta lograr una aceptable convergencia, y

h. Se toman momentos con respecto al eje neutro y se obtiene:

$$M_n = C_m (c - a/2) + \sum_{i=1}^n |f_y A_{s_i} (c - x_i)| + P_n (l_w/2 - c) \quad [9-33]$$

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

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

$$M_n = \frac{A_s f_y l_w}{2} \left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad [9-34]$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} \quad [9-35]$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{t l_w f'_m} \quad [9-36]$$

$$\beta = \frac{P_n}{t l_w f'_m} \quad [9-37]$$

9.7.7 Cuantía máxima de acero en muros

- El procedimiento para calcular la cuantía máxima de acero de refuerzo es similar al que se realiza para las vigas, pilares y columnas.
- Para muros sujetos a fuerzas paralelas a su plano y $M/Vd \geq 1.0$, la distribución de deformaciones unitarias en la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, e_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta cuatro veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.
- Para muros sujetos a fuerzas paralelas a su plano y $M/Vd < 1.0$, la distribución de deformaciones unitarias en la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, e_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta 1.5 veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

9.7.8 Tipos de muros

9.7.8.1 Muros no rectangulares

Se trata de muros con sección en forma de “I, C o Z”; es decir, muros con alas en sus dos extremos. También se consideran dentro de esta categoría los muros en forma de “L o T” que poseen solo un ala en uno de sus extremos.

Los muros en este último grupo (con forma de “L o T”) poseen una *ductilidad* muy reducida cuando el alma está en compresión por lo que siempre se deben diseñar para una respuesta elástica. Alternativamente, si se desea obviar esta condición, se puede colocar un elemento de concreto reforzado y bien confinado en el extremo no alado.

9.7.8.2 Muros rectangulares

Se trata de muros que no poseen alas en sus extremos. Estos muros pueden ser confinados en sus extremos por medio de placas, aros u otros sistemas de confinamiento para *mampostería* igualmente efectivos, en una distancia igual a 60 cm, el 10% de la longitud del muro o el 70% de la profundidad del bloque de compresión, el mayor valor.

9.7.9 Ductilidad local

Para definir la ductilidad local de los muros se debe seguir los criterios mostrados en la tabla 9.4.

TABLA 9.4 Valores de ductilidad local para muros de mampostería.

| Tipo de muro | Características | Ductilidad local |
|-----------------------------|--|---|
| Alados en forma de I, C o Z | Bloque de compresión dentro del ala | Óptima |
| Alados en forma de I, C o Z | Bloque de compresión penetrando el alma | Moderada |
| Muros en forma de L o T | Si el extremo no alado es confinado con un elemento de concreto reforzado | Moderada |
| Muros en forma de L o T | Si el extremo no alado no es confinado con un elemento de concreto reforzado | Diseñar el muro para una respuesta elástica |
| Rectangulares | Con elementos de borde de concreto reforzado, placas o aros de confinamiento | Óptima |
| Rectangulares | Sin elementos de borde de concreto reforzado, placas o aros de confinamiento | Moderada |

9.7.10 Relación altura/espesor

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

Los límites indicados de la relación altura/espesor pueden ser superados en caso de que al diseñar se consideren los efectos de esbeltez incluidos en los artículos 9.8.3 y 9.8.5.

9.8 Muros con cargas perpendiculares a su plano

Los requisitos de esta sección se aplican para el diseño de *muros* con cargas perpendiculares a su plano (comportamiento de losas verticales).

9.8.1 Cuantía máxima de acero en flexión

El procedimiento para calcular la cuantía máxima de acero de refuerzo a tracción por flexión es similar al que se realiza para vigas, pilares y columnas,

estableciendo también una deformación en la capa de acero extrema en tracción de 1.5 veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s .

9.8.2 Cálculos de momento y desplazamiento

Tanto el cálculo de momento como de desplazamiento a todo lo largo de esta sección se basan en la suposición de apoyos simples tanto arriba como abajo. Para otro tipo de condiciones de apoyo, los momentos y las deformaciones se deben calcular usando los principios establecidos de la mecánica.

9.8.3 Muros con una carga axial de $0.04 f'_m$ o menor

Los procedimientos descritos en esta sección, los cuales consideran los efectos de esbeltez por medio del cálculo del momento utilizando la combinación de carga axial y desplazamientos, deben ser utilizados cuando los esfuerzos de carga vertical en el punto de máximo momento no excedan $0.04 f'_m$ cuando son calculados con la siguiente ecuación. El valor de f'_m no debe exceder 210 kg/cm^2 .

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} \leq 0.04 f'_m \quad [9-38]$$

Los *muros* deben tener un espesor mínimo de 12 cm.

El momento y carga axial requeridos se deben determinar a la mitad de la altura del *muro* y son los utilizados en el diseño. El momento factorizado, M_u , a la mitad de la altura del *muro* debe determinarse con la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e}{2} + P_u \Delta_u \quad [9-39]$$

donde:

Δ_u = desplazamiento a la mitad de la altura del *muro* debido a cargas factorizadas

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} \quad [9-40]$$

La *resistencia de diseño* para este tipo de *muros* debe ser:

$$M_u \leq \phi M_n \quad [9-41]$$

donde:

$$M_n = A_{se} f_y (d - a/2) \quad [9-42]$$

$$A_{se} = \frac{(A_s f_y + P_u)}{f_y} \quad [9-43]$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{(0.85 f'_m b)} \quad [9-44]$$

9.8.4. Muros con una carga axial mayor que $0.04 f'_m$

Los procedimientos descritos en este inciso deben ser utilizados cuando los esfuerzos de carga vertical en el punto de máximo momento excedan $0.04 f'_m$ pero sean menores que $0.2 f'_m$ y con una razón de esbeltez h/t que no exceda 30.

La resistencia provista por la sección transversal del *muro* en términos de carga axial, cortante y momento debe ser calculada como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción aplicable, ϕ , especificado en la tabla 9.1.

La resistencia nominal a cortante debe ser determinada por la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.53 A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad [9-45]$$

9.8.5 Diseño por desplazamiento

El desplazamiento a media altura, Δ_s , bajo cargas de servicio laterales y verticales (sin factorizar) debe estar limitado por la siguiente expresión:

$$\Delta_s = 0.007h \quad [9-46]$$

Los efectos $P\Delta$ se deben incluir en el cálculo del desplazamiento. El desplazamiento a media altura se debe calcular con las siguientes ecuaciones:

para $M_{ser} \leq M_{cr}$

$$\Delta_s = \frac{5M_{ser} h^2}{48E_m I_g} \quad [9-47]$$

para $M_{cr} < M_{ser} < M_n$

$$\Delta_s = \frac{5M_{cr} h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_{ser} - M_{cr}) h^2}{48E_m I_{cr}} \quad [9-48]$$

El momento de agrietamiento del *muro* se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = S f_r \quad [9-49]$$

El módulo de ruptura, f_r , se calcula como sigue:

Para *mampostería* totalmente rellena,

$$f_r = 1.06\sqrt{f'_m}, 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo.} \quad [9-50]$$

Para *mampostería* parcialmente rellena,

$$f_r = 0.67\sqrt{f'_m}, 9 \text{ kg/cm}^2 \text{ como máximo.} \quad [9-51]$$

9.9 Muros de mampostería confinada

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

9.9.1 Alcance

Se distinguen dos tipos de muros de mampostería confinada: muros donde el paño de mampostería se construye primero y luego las columnas y vigas son construidas usando los bordes del paño de mampostería como encofrado, y muros donde los marcos son construidos de primero y posteriormente se coloca la mampostería asegurando el mejor contacto posible entre ellos. Los primeros se denominan muros de mampostería con bordes de concreto y los segundos se denominan muros de marcos rellenos con mampostería.

9.9.2 Muro estructural

Para que un muro de mampostería confinada se considere como un muro estructural no debe tener ningún tipo de aberturas.

9.9.3 Paño de mampostería y elementos de confinamiento

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

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

Espesor mínimo: el espesor de la mampostería.

Ancho mínimo del elemento confinante: 20 cm para edificios de dos pisos y 40 cm para edificios de más de dos pisos.

El refuerzo mínimo es 4 varillas deformadas #3 longitudinales y aros transversales #2 cada 20 cm. Todas las varillas deben estar debidamente ancladas en sus extremos mediante los ganchos estándar apropiados y

cumplir con las longitudes de anclaje para elementos de concreto según el capítulo 8.

El recubrimiento mínimo medido al borde exterior de los aros es de 2.5 cm.

Las longitudes de traslapo deben ser de 52 diámetros a menos que un cálculo detallado indique una longitud menor. Los aros deben estar separados no más de 10 cm en toda la longitud de traslapo.

La resistencia mínima del concreto debe ser $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ medida en cilindros de 15 por 30 cm a los 28 días.

Los muros de mampostería confinada en ningún caso pueden tener una relación entre la altura libre efectiva del muro y su espesor mayor que 25 para edificios de tres pisos o menos y 16 para edificios de más de tres pisos. El espesor mínimo de la mampostería es de 12 cm.

Para muros de ductilidad moderada la extensión vertical de la zona potencial de formación de la rótula plástica desde la sección crítica debe ser la mayor entre:

La longitud de la pared en el plano de las fuerzas sísmicas, l_w .

Una sexta parte del claro libre, L_n .

80 cm.

Todas las celdas deben rellenarse con concreto en la zona de posibles rótulas plásticas, excepto en edificios y casas de tres pisos o menos donde V_n sea menor que 3 kg/cm^2 .

En las zonas de formación de rótulas plásticas el espesor de la pared en la zona localizada en la mitad extrema de la zona de compresión debe ser como mínimo igual a $0.042 L_n$ para edificios de dos pisos y $0.05 L_n$ para edificios de más de dos pisos, donde L_n es el claro libre vertical no soportado de pared, siempre y cuando:

c sea menor o igual a $4b$.

c sea menor o igual a $0.3 l_w$.

c sea menor o igual a $6b$ desde el borde interno de una pared con retorno no menor que $0.2 L_n$.

Si no se cumple lo anterior, para edificios de más de dos pisos debe usarse un espesor de pared mínimo de $0.075 L_n$.

Fuera de las zonas de rótulas plásticas puede usarse $0.042 L_n$ para edificios hasta dos pisos y $0.05 L_n$ para edificios de más de dos pisos, independientemente del valor de c .

La longitud mínima de la pared estructural es de 80 cm.

Como máximo, el 60% del refuerzo vertical debe estar concentrado en las columnas de concreto y el resto colocado uniformemente distribuido en

la pared. La separación máxima del refuerzo vertical en la zona de rótulas plásticas es 60 cm.

El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal en la zona de formación de rótulas plásticas es de 60 cm en edificios de hasta tres pisos y de 40 cm en edificios de más de tres pisos. El refuerzo horizontal no debe tener traslapes en muros de menos de 4 metros de longitud. El refuerzo horizontal no debe traslaparse en los 150 cm extremos de la pared. Asimismo no debe traslaparse más del 50 % del refuerzo horizontal en una misma sección vertical.

En todos los casos y para la condición de carga más crítica la profundidad del eje neutro c debe ser menor que $0.50 l_w$.

Se debe colocar como mínimo el siguiente confinamiento en los elementos verticales de concreto en las zonas de posible formación de las rótulas plásticas: #2 a cada 10 cm para edificios de hasta tres pisos y #3 a cada 10 cm para edificios de más de tres pisos.

En otras zonas debe usarse como mínimo aros #2 a cada 20 cm en edificios de tres pisos o menos y #3 a cada 20 cm en edificios de más de tres pisos.

9.9.4 Muros de mampostería con bordes de concreto

Se deben diseñar conforme al artículo 9.7 excepto en los criterios para definir la ductilidad local. La cantidad de refuerzo vertical en los bordes de concreto no debe concentrar más del 60% del área de acero en esa dirección. Para efectos de calcular el momento de inercia de la sección se debe considerar la sección transformada del área de concreto. Este tipo de muro se considera de ductilidad moderada. Se puede considerar de ductilidad local óptima si además se cumple con lo indicado en el inciso 9.9.6.

9.9.5 Muros de marcos rellenos con mampostería

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

$$w = 0.25d_m \quad [9-52]$$

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

El diseño *sismorresistente* de muros de mampostería confinada de *marcos rellenos* debe contemplar los siguientes posibles modos de falla:

- a) Cedencia del acero longitudinal de la columna en tracción debido al volcamiento. El marco relleno se comporta como un muro en voladizo, donde las columnas actúan como las alas de una sección compuesta.

Para flexocompresión se debe construir el diagrama de interacción de la sección compuesta.

- b) Deslizamiento debido a falla por cortante en los planos horizontales de unión de las unidades de mampostería. En este caso el valor de V_u debe calcularse para una ductilidad igual a 1 o multiplicando el cortante correspondiente a la capacidad en flexión a la cedencia del acero por 1.25, el que sea menor. Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_m$ donde:

$$V_m = \left(\frac{0.03f'_m l_m t}{1 - 0.30 \frac{h_m}{l_m}} \right) + \frac{2}{h_e} (M_{ct} + M_{cc}) + A_s f_y \quad [9-53]$$

donde M_{ct} y M_{cc} son los momentos flectores a la cedencia del acero de las columnas de tracción y compresión e incluyen los efectos de carga axial debidos a cargas gravitacionales o momentos de volcamiento. $A_s f_y$ corresponde al cortante por fricción del acero vertical en el paño de bloques.

- c) Agrietamiento por tracción diagonal del paño de mampostería seguida de la falla por compresión diagonal del puntal. El puntal de compresión debe cumplir con las siguientes ecuaciones:

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd} \quad [9-54]$$

$$P_{ud} = \frac{d_m}{l_m} V_u \quad [9-55]$$

$$P_{nd} = 0.8 (0.85f'_m A_e) R_e \quad [9-56]$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{d_m}{40t} \right)^3, \text{ debe ser mayor que cero} \quad [9-57]$$

$$A_e = \frac{d_m}{5} t_e \quad [9-58]$$

donde:

$\phi = 0.60$ para mampostería clase A,

$\phi = 0.55$ para mampostería clase B.

En este caso el valor de V_u debe calcularse con el valor obtenido en el análisis para una ductilidad igual a 1 o multiplicando el cortante correspondiente a la capacidad en flexión a la cedencia del acero por 1.25, el que sea menor.

Adicionalmente, debe verificarse que el paño del muro enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento no falle por aplastamiento en el extremo del puntal en la llegada a la unión viga-columna.

- d) Falla en flexión o cortante en las columnas o vigas confinantes. Los elementos del marco equivalente arriostrado deben ser diseñados conforme al capítulo 8, con excepción de las dimensiones mínimas de los elementos.

Los factores ϕ de reducción de capacidad son los mismos indicados en la tabla 9.1. El *sistema sismorresistente* puede ser considerado con ductilidad local moderada. Si además cumple con lo indicado en el inciso 9.9.6 se puede considerar con ductilidad local óptima.

9.9.6 Requisitos para la ductilidad local óptima

El muro debe ser diseñado para el valor menor de los siguientes: un cortante que corresponda a 1.5 la capacidad en flexión de la sección a la cedencia del acero o 1.8 veces el cortante indicado por el análisis o las fuerzas de diseño para ductilidad igual a 1.

La extensión vertical de la zona potencial de formación de la rótula plástica desde la sección crítica debe ser la mayor entre:

La longitud de la pared en el plano de las fuerzas sísmicas, l_w .

Una sexta parte del claro libre L_n .

80 cm.

Todas las celdas deben rellenarse con concreto en la zona de posibles rótulas plásticas, excepto en edificios y casas de tres pisos o menos donde V_n sea menor que 3 kg/cm².

En las zonas de formación de rótulas plásticas el espesor de la pared en la zona localizada en la mitad extrema de la zona de compresión debe ser como mínimo igual a 0.042 L_n para edificios de dos pisos y 0.05 L_n para edificios de más de dos pisos, donde L_n es el claro libre no soportado de pared, siempre y cuando:

c sea menor o igual a $4b$.

c sea menor o igual a 0.30 l_w .

c sea menor o igual a $6b$ desde el borde interno de una pared con retorno no menor que 0.2 L_n .

Si no se cumple lo anterior, para edificios de más de dos pisos debe usarse un espesor de pared mínimo de 0.075 L_n .

Fuera de las zonas de rótula plástica puede usarse $0.042 L_n$ para edificios hasta de dos pisos y $0.05 L_n$ para más de dos pisos independientemente del valor de c .

La longitud mínima de la pared estructural es de 80 cm.

Como máximo el 50% del refuerzo vertical debe estar concentrado en las columnas de concreto y el resto colocado uniformemente distribuido en la pared. La separación máxima del refuerzo vertical en la zona de rótulas plásticas debe ser 40 cm.

El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal en la zona de formación de rótulas plásticas debe ser de 40 cm en edificios de hasta tres pisos y de 20 cm en edificios de más de tres pisos. El refuerzo horizontal no debe tener traslapos en muros de 6 m o menos de longitud; para longitudes de más de 6 m no debe traslaparse dentro de los 200 cm extremos de la pared. No debe traslaparse más del 50 % del refuerzo horizontal en una misma sección.

En todos los casos y para la condición de carga más crítica la profundidad del eje neutro c debe ser menor que $0.40 l_w$.

Se debe colocar como mínimo el siguiente confinamiento en los elementos verticales de concreto:

Cuando el esfuerzo máximo en compresión, calculado para las cargas factorizadas y las cargas de sismo en su condición más crítica con un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección bruta, sea menor que $0.20 f'_c$ se deben usar aros #2 a cada 10 cm para edificios de hasta dos pisos y #3 a cada 10 cm para edificios de más de dos pisos.

Cuando el esfuerzo máximo sea mayor que $0.20 f'_c$ se debe usar un área de refuerzo transversal dado por

$$A_{sh} = \frac{0.3sh_c f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad [9-59]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09sh_c f'_c}{f_{yh}} \quad [9-60]$$

Cuando el esfuerzo máximo sea menor que $0.15 f'_c$ se deben usar como mínimo aros #2 a cada 10 cm para edificios de hasta dos pisos y #3 a cada 10 cm para edificios de más de dos pisos.

