

Modificaciones al CSCR 2010

Aprobadas por la Asamblea de Representantes del CFIA

29 abril 2014

Referencia	Actual	Propuesto
Capítulo 1		
1.1 Filosofía f)	Por la naturaleza aleatoria y cíclica de las sollicitaciones sísmicas, es imperativo que toda edificación sea diseñada y construida con materiales y sistemas sismorresistentes de probada resistencia y capacidad de deformación inelástica.	Se añade: Sin embargo, no se limita el uso de materiales, sistemas sismorresistentes y métodos de diseño alternos que no estén específicamente prescritos por el Código, siempre y cuando el profesional responsable del diseño demuestre que el uso de la alternativa permite el cumplimiento de los objetivos de desempeño descritos en los incisos 1.2 y 4.1.2 de este código.
Capítulo 6		
6.2.2 Factor incremental FI	El valor del factor incremental, FI, está dado en la tabla 6.2 y depende principalmente de la sobrerresistencia, SR, del sistema estructural y de la condición de los elementos, componentes y uniones frágiles en cuanto a si estos forman parte de sistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en serie o en paralelo, según se indica en el artículo 3.2.	El valor del factor incremental, FI, está dado en la tabla 6.2 y depende principalmente de la sobrerresistencia, SR, del sistema estructural y de la condición de los elementos, componentes y uniones frágiles en cuanto a si estos forman parte de sistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en serie o en paralelo.
Capítulo 8		
8.1.2 Resistencia de los materiales	<p>Acero: El acero de refuerzo debe cumplir la norma ASTM A 706. Se permite utilizar acero ASTM A 615 de grado 40 y grado 60, si:</p> <p>a. El esfuerzo real de cedencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de 1 250 kg/cm².</p> <p>b. La relación de la resistencia última en tracción al esfuerzo de cedencia real no es inferior a 1.25.</p>	<p>“Acero: Se debe utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, en el refuerzo longitudinal de elementos estructurales que formen parte de <i>sistemas sismorresistentes</i> y requieran <i>ductilidad local óptima</i>. También se debe utilizar ese tipo de acero para refuerzo transversal de los muros estructurales y segmentos de muro que requieran ductilidad local óptima.</p> <p>Se permite utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, o elaborado según la norma ASTM A 615, grado 60 o grado 40, en elementos estructurales que formen parte de <i>sistemas sismorresistentes</i> y requieran <i>ductilidad local moderada</i>, así como en <i>aros y ganchos</i> de cualquier <i>elemento estructural</i>.</p> <p>En muros bajos con h_w/l_w menor que 2 de edificaciones de hasta dos niveles que sean diseñadas para demanda elástica ($\mu=1$), en las losas de entrepiso y en los elementos que</p>

		no forman parte de sistemas sismorresistentes, se pueden utilizar los alambres que cumplen la norma ASTM A1064.”
8.1.4: Factores de reducción	<p>Los factores de reducción de resistencia son los que señale el código ACI 318:</p> <p>a. Secciones controladas por tracción 0.90</p> <p>b. Tracción axial 0.90</p> <p>c. Secciones controladas por compresión: elementos con refuerzo transversal de espiral 0.75 otros elementos 0.65</p> <p>d. Cortante y torsión 0.75</p> <p>e. Aplastamiento 0.65</p>	Se agrega el siguiente inciso: “f. Nudos y vigas de acoplamiento reforzadas en forma diagonal 0.85”
8.1.5 Empalmes de barras	b. Cuando se efectúen empalmes con soldadura o cualquier artificio mecánico, al menos el 50% del refuerzo total debe ser continuo y la distancia entre empalmes de barras adyacentes no puede ser inferior a 30 cm. Si se utilizan empalmes con soldadura, el procedimiento de soldadura debe cumplir con los requisitos del código de soldadura estructural para acero de refuerzo, ANSI/AWS D 1.4 de la American Welding Society.	“b. Cuando se efectúen empalmes con soldadura o cualquier artificio mecánico la distancia entre empalmes de barras adyacentes no puede ser inferior que 30 cm. Si se utilizan empalmes con soldadura se deben utilizar barras de refuerzo que cumplan con la norma A706 y el procedimiento de soldadura debe cumplir con los requisitos del código de soldadura estructural para acero de refuerzo, ANSI/AWS D 1.4 de la American Welding Society.”
8.2.6 Confinamiento	<p>a. Se deben colocar aros de confinamiento en toda la longitud de traslapo de barras de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de los aros en esas zonas no puede exceder $d/4$. No se deben hacer traslapos:</p> <p>i) En los núcleos de unión.</p> <p>ii) Dentro de una distancia igual a $2d$ de los extremos del elemento.</p> <p>iii) En los sitios donde el análisis indique posibilidad de cedencia del acero debido a desplazamientos inelásticos del sistema resistente.</p> <p>c. En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 8.2.6 (b) el espaciamiento máximo de los aros no debe ser mayor que el menor de: $d/4$, 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal o 30 cm.</p>	<p>En el párrafo a) donde dice “No se deben hacer traslapos:” debe decir “No se deben hacer traslapos ni empalmes:”.</p> <p>En el párrafo c), donde dice “8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal”, debe decir “6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal”.</p>
8.3.4 Confinamiento	(iii) s_o según la siguiente ecuación: $s_o = 10 + (35 - h_x / 3)$ [8-5]	La ecuación [8.5] se debe leer: “ $S_o = 10 + (35 - h_x) / 3$.”

8.4.3 Esfuerzos cortantes	<p>El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor valor de (1) o (2):</p> <p>1. El ancho de la viga más la altura del nudo.</p>	<p>En el inciso a) el apartado 1 se debe leer: "1. El ancho de la viga más la profundidad del nudo"</p>
8.6.4 Razón de refuerzo	<p>a. La razón de refuerzo ρ para muros estructurales de concreto no puede ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal, ρ_v, como en el eje transversal, ρ_n. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder 45 cm. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes debe ser distribuido uniformemente.</p>	<p>"a. La razón de refuerzo, ρ, para <i>muros estructurales</i> de concreto no puede ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal, ρ_v, como en el eje transversal, ρ_n. Si V_u no excede $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, se puede reducir a los valores indicados a continuación:</p> <p>Para el refuerzo vertical:</p> <p>(a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que # 5 con f_y, no menor que 4 200 kg/cm².</p> <p>(b) 0.0015 para otras barras corrugadas.</p> <p>Para el refuerzo horizontal:</p> <p>(a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que # 5 con f_y, no menor que 4 200 kg/cm².</p> <p>(b) 0.0025 para otras barras corrugadas.</p> <p>El espaciamiento del refuerzo no debe exceder 45 cm. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes debe ser distribuido uniformemente."</p>
8.7.1 Elementos de marco	<p>c. Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexocompresión para los cuales la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme a los incisos 8.7.1(a) u 8.7.1(b), represente más del 50% del cortante total de diseño, no se toma ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales sean superiores a $0.05 A_g f'_c$.</p>	<p>Se debe leer: "...represente el 50% o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas" en vez de "...represente más del 50% del cortante total de diseño".</p>
8.7.2 Muros estructurales	<p>a. En muros estructurales las fuerzas cortantes de diseño son las que se deriven del análisis para fuerzas sísmicas, de acuerdo con las distintas combinaciones de carga del artículo 6.2. El factor de reducción de la resistencia en cortante es de 0,60, según se indica en el inciso 8.1.4.</p> <p>b. La capacidad en cortante V_n de muros estructurales se debe calcular como:</p> $V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad [8-10]$ <p>donde:</p> <p>$\alpha_c = 0.80$ para $h_w/l_w \leq 1.5$.</p> <p>$\alpha_c = 0.53$ para $h_w/l_w \geq 2.0$.</p>	<p>Se incluye un nuevo párrafo f): "La capacidad en flexocompresión de los <i>muros estructurales</i> se debe calcular para determinar si con las cargas de diseño se produce la cedencia de los muros y, efectivamente, la estructura puede alcanzar la ductilidad global asignada. Si esto no ocurre, se debe tomar en cuenta esta situación para el diseño en cortante de los muros, para el diseño de la cimentación y de la estructura en general. Puede ser necesario utilizar los métodos alternos de análisis del artículo 7.7."</p>

	<p>α_c = varía linealmente de 0.80 a 0.53 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.</p> <p>h_w = altura del muro o del segmento de muro considerado, cm.</p> <p>l_w = longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.</p> <p>A_{cv} = área neta de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w, de la sección.</p> <p>ρ_n = razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv}, respecto al área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo.</p> <p>f'_c = resistencia en compresión del concreto, en kg/cm².</p> <p>f_y = esfuerzo de cedencia del acero paralelo al área A_{cv}, en kg/cm².</p> <p>C. En el inciso 8.7.2(b), el valor de la razón h_w/l_w utilizado para determinar V_n para segmentos de muro, debe ser la mayor de las razones para el muro entero y el segmento de muro considerado.</p> <p>d. La capacidad en cortante de muros estructurales no puede exceder el valor dado por $2.5A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (f'_c en kg/cm²).</p> <p>e. La resistencia nominal en cortante de segmentos verticales de muro que soportan en conjunto una fuerza lateral debe ser menor o igual que $2A_{cv}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es la sección transversal total. Asimismo, la resistencia nominal en cortante individual de los segmentos verticales no debe exceder $2.5A_{cp}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cp} es la sección transversal del segmento considerado.</p>	
8.8 Vigas de acople	Se consideran como vigas de acople aquellos elementos que conecten muros estructurales para proveer rigidez y disipación de energía. Estos elementos deben ser diseñados según el capítulo "Estructuras sismorresistentes" del código ACI 318-08.	Se añade el siguiente párrafo: "Las vigas de acople siempre se deben considerar como elementos con <i>ductilidad local óptima</i> ."
Capítulo 9		
9.2.3 Colocación en estiba	Se permite la colocación en forma de estiba para estructuras de hasta dos pisos de altura siempre y cuando se respeten las recomendaciones para este tipo de muros según los incisos 9.3.3(c) y 9.3.5(f).	En el último renglón se debe leer: "...incisos 9.3.3(c) y 9.3.5(g)" en vez de "...incisos 9.3.3(c) y 9.3.5 (f)".

9.3.3(c) Refuerzo de muros Segundo párrafo	El diámetro del refuerzo vertical no debe ser menor que 0.95 cm (varilla #3). El diámetro del refuerzo horizontal no debe ser menor que 0.64 cm (varilla #2) siempre y cuando sea corrugado, con la excepción de que se utilicen escalerillas en las sisas, que deben tener un área equivalente.	“El diámetro del refuerzo vertical no debe ser menor que 0.95 cm (varilla #3). El diámetro del refuerzo horizontal no debe ser menor que 0.95 cm (varilla #3), con la excepción de que se utilicen <i>escalerillas</i> en las sisas, que deben tener un área equivalente.”
9.3.5(a) Propiedades del acero de refuerzo	El acero utilizado en forma de varillas, escalerillas y armaduras prefabricadas como refuerzo para sistemas de mampostería debe cumplir la norma ASTM A 706. Se permite utilizar acero que cumpla la norma ASTM A 615, grado 40 y grado 60, si: a. El esfuerzo real de cedencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de 1250 kg/cm ² . b. La relación de la resistencia última a la tracción y el esfuerzo de cedencia real no es inferior a 1.25.	“Se debe utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, en los <i>muros estructurales</i> con <i>ductilidad local</i> óptima, en los refuerzos longitudinal y transversal. Se permite utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, o elaborado según la norma ASTM A 615, grado 60 o grado 40, en elementos estructurales que formen parte de <i>sistemas sismorresistentes</i> y requieran <i>ductilidad local moderada</i> , así como en <i>aros y ganchos</i> de cualquier <i>elemento estructural</i> . En muros bajos con h_w/l_w menor que 2 de edificaciones de hasta dos niveles que sean diseñadas para demanda elástica ($\mu=1$), en aros de elementos de concreto de confinamiento de paredes y en los elementos que no forman parte de <i>sistemas sismorresistentes</i> , se pueden utilizar los alambres que cumplen la norma ASTM A1064.”
9.3.5(b) Varillas lisas	El uso de varillas lisas se restringe a aquellas con un diámetro máximo de 0.64 cm (varilla #2) y que sean aros con ganchos doblados a 135° en los extremos.	Se sustituye el título por el siguiente: “b. Alambre corrugado” Se sustituye el texto por el siguiente: “El uso de alambre corrugado se restringe a aquellos con un diámetro mínimo de 5 mm y que sean aros con ganchos doblados a 135° en los extremos.”
9.3.5(f) Acero de confinamiento Tercer párrafo	Los aros deben ser al menos de varilla #2 para acero longitudinal #6 o menor y de varilla #3 para acero longitudinal #7 o mayor.	“Los aros deben ser al menos de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro, para acero longitudinal #4 o menor y de varilla #3 para acero longitudinal #5 o mayor.”
9.4.3.b Colocación	ii) Recubrimiento: todo el refuerzo principal debe estar completamente embebido en mortero o concreto de relleno y debe tener un recubrimiento no menor que 4 cm o $2.5 d_b$ al borde externo de la unidad de mampostería.	Se elimina donde dice “refuerzo principal” y se sustituye por “refuerzo vertical”
9.5.8 Refuerzo	g. El esfuerzo de cedencia del acero no debe ser mayor que 4200 kg/cm ² . El esfuerzo real de cedencia f_y obtenido mediante pruebas de laboratorio no debe ser	Se elimina el párrafo g

	mayor que 1.25 veces el valor utilizado para diseño.	
9.7.5 Resistencia de cortante Primer párrafo	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.	Donde dice: “ <i>ductilidad global</i> ”, se sustituye por: “ <i>ductilidad global asignada</i> ”.
Cuarto párrafo	El valor de V_n calculado con las ecuaciones anteriores no debe exceder los siguientes valores	“De manera alternativa, si no se calcula la fuerza de cortante de diseño para una condición elástica (<i>ductilidad global asignada</i> igual a 1), el valor de V_n calculado con las ecuaciones anteriores no debe exceder los siguientes valores:”
Último párrafo	Para paredes completamente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t$ espesor de la pared. Para paredes parcialmente rellenas: $d = 0.80 l_w$ y $b_w = t - b_i$ donde b_i es el ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza cortante. El valor l_w se define como la longitud de pared.	“Para paredes completamente rellenas: $b_w = t$, espesor de la pared, y para paredes parcialmente rellenas: $b_w = t - b_i$, donde b_i es el ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza cortante. El valor d se define como la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta la capa de acero más cercana a la cara en tracción”
9.9.3 Paño de mampostería y elementos de confinamiento	Las características mínimas de los elementos de confinamiento son las siguientes: Espesor mínimo: el espesor de la mampostería. 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. 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.	En el segundo párrafo, donde dice: “El refuerzo mínimo es 4 varillas deformadas #3 longitudinales y aros transversales #2 cada 20 cm”, se sustituye por: “El refuerzo mínimo es 4 varillas deformadas #3 longitudinales y aros transversales de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm, o de 5 mm de diámetro cada 15 cm.” En los párrafos penúltimo y último se sustituye “#2” por “alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro”.
9.9.6 Requisitos para la ductilidad local óptima	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	En los párrafos antepenúltimo y último se sustituye “#2” por “alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro”.

	<p>dos pisos y #3 a cada 10 cm para edificios de más de dos pisos.</p> <p>Cuando el esfuerzo máximo sea mayor que $0.20 f'_c$ se debe usar un área de refuerzo transversal dado por</p> $A_{sh} = \frac{0.3sh_c f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad [9-59]$ $A_{sh} = \frac{0.09sh_c f'_c}{f_{yh}} \quad [9-60]$ <p>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.</p>	<p>Se sustituye “#2” por “alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro”.</p>
--	---	---

Capítulo 10

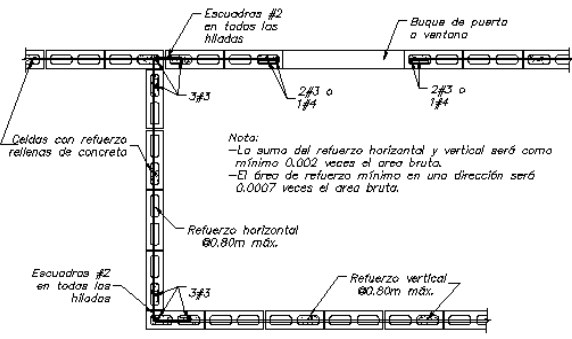
<p>10.2.4.3 Sistema estructural Segundo párrafo</p>	<p>En los sistemas estructurales en acero se debe usar al menos uno de los sistemas sismorresistentes indicados en la tabla 10.5 o combinaciones entre ellos. En el caso de utilizar combinaciones de sistemas sismorresistentes, la ductilidad global asignada debe ser la menor de las ductilidades globales calculadas de forma independiente para cada sistema sismorresistente.</p>	<p>“En los sistemas estructurales en acero se debe usar al menos uno de los sistemas sismorresistentes indicados en la tabla 10.5 o combinaciones entre ellos. Sin embargo, pueden utilizarse otros sistemas sismorresistentes de los que se tiene información experimental y procedimientos detallados de diseño que no fueron incluidos en la tabla 10.5 siempre que cumplan con los objetivos de desempeño de este código. En el caso de utilizar combinaciones de sistemas sismorresistentes, la ductilidad global asignada debe ser la menor de las ductilidades globales calculadas de forma independiente para cada sistema sismorresistente.”</p>
<p>10.2.5 Ductilidad local de los diferentes tipos de sistemas sismorresistentes</p>	<p>1- Según la tabla 4.3 los sistemas OMF, OCBF y tipo P tienen una ductilidad global asignada de 1.5, a menos que presenten una irregularidad severa, en cuyo caso la ductilidad global asignada es 1.0.</p>	<p>En la nota 1 de la tabla 10.5 se sustituye “irregularidad severa” por “irregularidad grave”.</p>
<p>10.4.1.1 Clasificación de elementos según su ductilidad</p>	<p>[e] La relación de esbeltez para secciones circulares tipo <i>HSS</i> de elementos utilizados como vigas o columnas no debe exceder $0.07 \sqrt{E/F_y}$.</p>	<p>En la nota e de la tabla 10.6, se sustituye “$0.07 \sqrt{E/f_y}$” por “$0.07 E/f_y$”.</p>
<p>10.5.1.2 Criterios de diseño</p>	<p>Los sistemas sismorresistentes a base de OMF deben ser diseñados para soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones durante el sismo de diseño.</p>	<p>El texto se sustituye por: “Los <i>sistemas sismorresistentes</i> a base de OMF se espera que desarrollen deformaciones inelásticas mínimas”.</p>

<p>10.5.1.6(b) Requisitos para conexiones de momento rígidas</p>	<p>Cuando formen parte del sistema sismorresistente, las conexiones rígidas del OMF deben cumplir con al menos uno de los siguientes requisitos:</p> <p>i) Las conexiones de momento rígidas deben ser diseñadas para una capacidad en flexión requerida igual a $R_y M_n$ de la sección.</p> <p>La capacidad requerida en cortante, V_u, de la conexión se determina usando las combinaciones [6-1] a [6-4], pero remplazando el efecto de la <i>carga sísmica</i>, CS, por la siguiente cantidad:</p> $CS = k[R_y M_n] / L_{ef} \quad [10-9]$ <p>donde:</p> <p>R_y = razón del esfuerzo de cedencia esperado entre el esfuerzo de cedencia mínimo especificado, F_y</p> <p>M_n = resistencia disponible de la sección.</p> <p>L_{ef} = claro libre del elemento</p> <p>k = 1 cuando el elemento está en curvatura simple 2 cuando el elemento está en doble curvatura</p> <p>ii) Las conexiones de momento rígidas deben ser diseñadas para una capacidad requerida en flexión y una capacidad requerida en cortante igual al máximo momento y su cortante asociado que pueda ser transferido por el sistema a la conexión. Estas fuerzas de diseño se determinan a partir de las resistencias disponibles según el estado límite que controle el diseño de los elementos conectados, conforme el artículo 7.7.</p>	<p>En el párrafo i se modifica lo siguiente: Se sustituye "$R_y M_n$" por "$R_y M_p$".</p> <p>En la ecuación [10-9] se sustituye "M_n" por "M_p".</p> <p>En las definiciones se sustituye "M_n=resistencia disponible de la sección" por "$M_p = F_y Z =$ momento plástico nominal de la sección".</p> <p>En el párrafo ii se elimina al final del párrafo: "...conforme el artículo 7.7".</p>
<p>10.5.3.6(g) Empalmes de columna</p>	<p>Los empalmes de columna deben satisfacer los requisitos del inciso 10.4.2.5.</p> <p>En empalmes soldados, las soldaduras deben ser de penetración total.</p> <p>En empalmes empernados, la resistencia requerida en flexión debe ser al menos igual a $R_y F_y Z_x$ de la columna más pequeña conectada.</p> <p>La resistencia requerida en cortante del empalme de almas debe ser al menos igual a</p>	<p>El cuarto párrafo se sustituye por el siguiente:</p> <p>"La resistencia requerida en cortante del empalme de almas debe ser al menos igual a $\Sigma M_{pc} / H_c$, donde ΣM_{pc} es la suma de las</p>

	$\sum M_{pc} / H$, donde $\sum M_{pc}$ es igual a la suma de las capacidades plásticas nominales de las columnas empalmadas.	capacidades plásticas nominales de las columnas empalmadas $F_{yc} Z_c$ y H_c es la altura libre de la columna entre conexiones con las vigas (incluida la losa, en caso de que exista)."
10.6.2.6(a) Soldaduras críticas por demanda	Las siguientes soldaduras serán clasificadas como soldaduras críticas por demanda, y deben cumplir con los requisitos indicados en el inciso 10.1.3.4.b: (1) Soldaduras de penetración total en empalmes de columnas. (2) Soldaduras en las conexiones de placa de asiento de columnas, <u>excepto en los casos donde se demuestre que las condiciones de rigidez en la conexión permitan un comportamiento articulado de la columna en la placa de asiento o cerca de ella</u> . Además debe demostrarse que hay ausencia de fuerzas netas de tensión bajo las condiciones de carga incluyendo las cargas sísmicas amplificadas. (3) Soldaduras en conexiones viga – columna de acuerdo con lo indicado en el inciso 10.6.2.6.b.1.	En el párrafo 2 se sustituye "...excepto en los casos donde se demuestre que las condiciones de rigidez en la conexión permitan un comportamiento articulado de la columna en la placa de asiento o cerca de ella" por "...excepto en los casos donde se demuestre que no se formará una rotula plástica en la placa de asiento o cerca de ella".
10.6.3.6(b) Conexiones viga-columna	(2) La conexión debe ser diseñada para que resista un momento actuando simultáneamente con la capacidad requerida de la conexión de la riostra, igual al menor de los siguientes valores: (i) Un momento correspondiente a $1.1R_y F_y Z_v$ de la viga	En la ecuación de la línea 2.i se sustituye " Z_v " por " Z_c ".
10.7.6.2 Conexiones HBE a VBE	Las conexiones HBE a VBE deben satisfacer los requisitos de la sección 10.5.1.6	En el primer párrafo se sustituye "...sección 10.5.1.6" por "...sección 10.5.1.6(b)".
Capítulo 11		
11.3.2(e) Clasificación	$a = \frac{30 - CH}{CH}$ [11-1]	La ecuación [11-4] se sustituye por $a = \frac{30 - CH}{30}$
11.5.3(c) Capacidades de cortante unitario	(i) La capacidad en cortante unitario del muro, se calcula utilizando la siguiente ecuación: $\phi_z V_n' = \sum \phi_z Z_n' \left(\frac{b_i}{b_1} \right)^2 \frac{1}{s}$ [11-2]	En el párrafo i la ecuación [11-9] se sustituye por $\phi_z V_n' = \sum \phi_z Z_n' \left(\frac{b_i}{b_1} \right)^2 \frac{1}{s} \frac{b_i}{b}$
Capítulo 16		
16.5 Instrumentación	En toda nueva edificación ubicada en zonas III o IV que tenga algún <i>sistema estructural</i> con 10 o más <i>pisos</i> y un área total de 5000 m ² o más, se debe instalar un acelerógrafo de movimiento fuerte, con tres componentes, en el <i>nivel de base</i> . Si la edificación tuviera más de 20 <i>pisos</i> se debe colocar uno adicional, de iguales características, interconectado al primero, en el <i>nivel</i> de azotea o en el <i>nivel</i> inferior al techo de la edificación.	Se elimina el artículo 16.5 Instrumentación

Capítulo 17

<p>17.1 Generalidades Párrafo c</p>	<p>Los paños de pared no deben tener una relación de altura sin soporte lateral a espesor mayor que 25.</p>	<p>Se elimina el párrafo c.</p>
<p>17.2.2(a)ii Cimentación</p>	<p>Las placas corridas deben estar dispuestas de manera que formen cuadros cerrados y se debe cumplir con lo indicado en el inciso 13.10.1. En el caso de paredes que no tengan placas corridas debe proveerse un tirante a nivel del contrapiso en todas las paredes formando cuadros cerrados que como mínimo tenga una varilla continua #3 para casas de un piso y cuatro varillas #3 con aros #2 cada 20 cm para casas de dos pisos. Estas varillas deben estar embebidas en concreto con recubrimiento mínimo de 3 cm y debidamente ancladas en sus extremos. Pueden estar colocadas en el contrapiso o en los elementos de pared a nivel del contrapiso.</p>	<p>Donde dice “aros #2 cada 20 cm” se debe sustituir por “aros de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm o de 5 mm de diámetro cada 15 cm”.</p>
<p>17.3.3(b) Paredes de mampostería integral</p>	<p>Todas las varillas #2 deben ser deformadas, excepto en los aros donde puede usarse varillas lisas. Todas las celdas de los bloques adyacentes a buques de puertas y ventanas deben ir reforzados con una varilla #4 o dos varillas #3 (ver figuras 17.8 y 17.9).</p> <p>En todas las banquetas debe existir un elemento de por lo menos 10 cm de altura con una varilla #4 o dos varillas #3 con ganchos #2 a cada 20 cm. La viga de banqueta debe introducirse más allá de donde termina el buque por lo menos 40 cm o alternativamente, si se utiliza viga bloque se debe continuar el refuerzo 50 cm como mínimo (ver figura 17.10a).</p> <p>Todas las varillas verticales y horizontales deben quedar embebidas en concreto en toda su longitud, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm a la pared del bloque o de 2 cm cuando el elemento sea de concreto reforzado. Los anclajes del acero horizontal pueden hacerse en viga bloque y deben tener una longitud mínima de 52 diámetros en barra recta o 40 diámetros en gancho estándar, según se indica en la figura 17.10b o c.</p> <p>Las paredes de mampostería integral pueden incluir columnetas de concreto para soportar cargas verticales, para lograr confinamiento o para otros objetivos, de acuerdo con lo que determine el profesional responsable del diseño. Estos elementos deben tener una dimensión</p>	<p>“Todas las varillas deben ser deformadas, excepto en los aros donde puede usarse varillas lisas o alambres corrugados. Todas las celdas de los bloques adyacentes a buques de puertas y ventanas deben ser reforzados con una varilla #4 o dos varillas #3 (ver figuras 17.8 y 17.9).”</p> <p>En el cuarto párrafo se debe sustituir “ganchos #2” por “ganchos de alambre corrugado”.</p> <p>En el quinto párrafo 5 se debe sustituir “2 cm” por “2.5 cm”.</p>

	<p>mínima de 12 x 15 cm, con al menos cuatro varillas longitudinales #3 y aros #2 cada 20 cm.</p>	<p>En el último párrafo se debe sustituir “aros #2” por “aros de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm o de 5 mm de diámetro cada 15 cm.”</p>
<p>17.3.3(c) Paredes de mampostería confinada</p>	<p>La dimensión mínima de los elementos confinantes es 12 cm por 15 cm. El refuerzo mínimo de estos elementos es de cuatro varillas #3 y aros #2 cada 20 cm (los aros pueden ser de varillas lisas o deformadas). Los bloques de concreto se refuerzan internamente con varillas #3 cada 120 cm horizontal y verticalmente. En el caso de bloques sólidos se refuerzan solo horizontalmente.</p> <p>El concreto de las columnetas y vigas debe tener un $f'c$ de 210 kg/cm². Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del capítulo 9 de este código.</p>  <p>Fig. 17.8 SECCION TIPICA DE PARED DE MAMPOSTERIA CON REFUERZO INTEGRAL Sin escala</p>	<p>En el cuarto párrafo, donde dice “aros #2 cada 20 cm (los aros pueden ser de varillas lisas o deformadas)” se debe sustituir por “aros de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm o de 5 mm de diámetro cada 15 cm”.</p> <p>En la figura 17.8, donde se indica “escuadras #2 en todas las hiladas”, se debe sustituir por “escuadras de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro en todas las hiladas”.</p> <p>En las figuras 17.11, 17.12, 17.14, 17.25 y 17.27 donde se indica “aros #2 a cada 20 cm” se debe sustituir por “aros de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm o de 5 mm de diámetro cada 15 cm”.</p>
<p>17.3.4(a) Estabilidad de las paredes de mampostería o de concreto reforzado</p>	<p>En todos aquellos casos donde el borde superior de las paredes quede libre o llegue a un diafragma flexible se debe colocar una viga corona, como se especifica en la tabla 17.2.a o 17.2.b. Esta viga corona debe tener como mínimo 20 cm de altura y 12 cm de espesor. El refuerzo mínimo longitudinal es el indicado en las tablas citadas y al menos los aros son de varilla #2 cada 20 cm. En las vigas con luces mayores que 4 m se deben colocar dos aros adicionales junto a cada intersección de vigas, de manera que queden cuatro aros separados a cada 10 cm.</p>	<p>Donde dice “al menos los aros son de varilla #2 cada 20 cm” se debe sustituir por “los aros deben ser al menos de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro cada 20 cm o de 5 mm de diámetro cada 15 cm”.</p>

<p>La tabla 17.2.b se debe sustituir por la siguiente:</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>t Pared (cm) ⇒</th> <th>10</th> <th>12</th> <th>15</th> <th>Sección b x a (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L (m)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>< 4</td> <td>4 #3 -</td> <td>4 #4 -</td> <td>- 4 #3</td> <td>12 x 20 15 x 20</td> </tr> <tr> <td>< 5</td> <td>4 #4 -</td> <td>4 #4 -</td> <td>- 4 #4</td> <td>12 x 20 15 x 20</td> </tr> <tr> <td>< 6</td> <td>4 #4</td> <td>4 #5</td> <td>4 #5</td> <td>15 x 20</td> </tr> </tbody> </table>	t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)	L (m)					< 4	4 #3 -	4 #4 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20	< 5	4 #4 -	4 #4 -	- 4 #4	12 x 20 15 x 20	< 6	4 #4	4 #5	4 #5	15 x 20	<p>TABLA 17.2.b. Refuerzo y dimensiones de vigas corona para zona IV.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>t Pared (cm) ⇒</th> <th>10</th> <th>12</th> <th>15</th> <th>Sección b x a (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L (m)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>< 3</td> <td>4 #3 -</td> <td>4 #3 -</td> <td>- 4 #3</td> <td>12 x 20 15 x 20</td> </tr> <tr> <td>< 4</td> <td>4 #3 -</td> <td>4 #4 -</td> <td>- 4 #3</td> <td>12 x 20 15 x 20</td> </tr> <tr> <td>< 5</td> <td>4 #4 -</td> <td>4 #4 -</td> <td>- 4 #4</td> <td>12 x 20 15 x 20</td> </tr> <tr> <td>< 6</td> <td>4 #4</td> <td>4 #5</td> <td>4 #5</td> <td>15 x 20</td> </tr> </tbody> </table>	t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)	L (m)					< 3	4 #3 -	4 #3 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20	< 4	4 #3 -	4 #4 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20	< 5	4 #4 -	4 #4 -	- 4 #4	12 x 20 15 x 20	< 6	4 #4	4 #5	4 #5	15 x 20
t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)																																																					
L (m)																																																									
< 4	4 #3 -	4 #4 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20																																																					
< 5	4 #4 -	4 #4 -	- 4 #4	12 x 20 15 x 20																																																					
< 6	4 #4	4 #5	4 #5	15 x 20																																																					
t Pared (cm) ⇒	10	12	15	Sección b x a (cm)																																																					
L (m)																																																									
< 3	4 #3 -	4 #3 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20																																																					
< 4	4 #3 -	4 #4 -	- 4 #3	12 x 20 15 x 20																																																					
< 5	4 #4 -	4 #4 -	- 4 #4	12 x 20 15 x 20																																																					
< 6	4 #4	4 #5	4 #5	15 x 20																																																					
<p>Anexo A Requisitos complementarios para mampostería estructural</p>																																																									
<p>A.1.4 Mortero</p>	<p>Se pueden utilizar otras proporciones si se demuestra que producen un adecuado comportamiento de la <i>mampostería</i>.</p>	<p>“Se pueden utilizar otras proporciones u otros materiales si se demuestra que producen un adecuado comportamiento de la mampostería”.</p>																																																							
<p>Anexo C Glosario</p>																																																									
	<p>Área neta. Es el <i>área bruta</i> menos el área de las celdas internas. Es la dimensión real del elemento de mampostería.</p> <p>Sismo extremo. Según el inciso 2.3(b) es aquel cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la <i>aceleración pico efectiva de diseño</i> es 50% mayor que la de un <i>sismo fuerte</i> para el mismo sitio.</p>	<p>En la página C/2 se sustituye “área neta” por “área efectiva”.</p> <p>En la página C/11, en la definición de sismo extremo se sustituye “50%” por “25%”.</p>																																																							
<p>Anexo D Simbología</p>																																																									
		<p>En el capítulo 9 se incluye el siguiente símbolo: h_w = altura de la pared considerada.</p>																																																							