

criterios de desempeño que fueron establecidos previamente para esta edificación en aquellos elementos, uniones y *componentes* estructurales cuyo comportamiento sea determinante para asegurar el desempeño deseado de la edificación. Este conjunto de desplazamientos representa la capacidad intrínseca de desplazamientos laterales de la estructura. La *ductilidad global intrínseca* se obtiene al dividir el punto correspondiente a esta condición en la curva de capacidad por el valor correspondiente al punto de cedencia equivalente. Es conveniente, pero no indispensable, que esta *ductilidad* sea mayor o igual a la *ductilidad global asignada* a la estructura, según la tabla 4.3.

f. Mediante la aplicación de principios básicos del análisis estructural para sistemas representados con un único modo de oscilación, se escalan la ordenada y la abscisa de la curva de capacidad para que correspondan a valores de los espectros S_a y S_d , respectivamente, y se obtiene así la *curva de capacidad espectral* de la estructura.

g. Se determina el punto de desempeño de la estructura, definido como el punto en el cual la *curva de capacidad espectral* interseca a aquella curva del espectro S_a - S_d correspondiente a una *ductilidad* aproximadamente igual a la *ductilidad global* de la estructura en dicho punto, calculada como el cociente entre el desplazamiento del punto de desempeño y el del punto de cedencia equivalente. Esta *ductilidad* es la *ductilidad global requerida* o *demandada de ductilidad* impuesta por el *sismo de diseño* a la estructura.

h. Se verifica que la *ductilidad global requerida* sea menor o igual al 70% de la *ductilidad global* intrínseca de la estructura, según el inciso 7.7.2(e) de este artículo.

i. Mediante la aplicación de principios básicos del análisis estructural para sistemas representados con un único modo de oscilación, se calculan los valores del *cortante en la base* y del desplazamiento en el techo correspondientes a los valores S_a y S_d del punto de desempeño.

j. Se verifica que los desplazamientos relativos entre niveles correspondientes al desplazamiento en el techo para el punto de desempeño no excedan los límites del artículo 7.8.

k. Si se desea recobrar la *capacidad nominal sismorresistente* de la estructura, se debe reducir el *cortante en la base* correspondiente al punto de desempeño, dividiéndolo por el valor de *sobrerresistencia* $SR=1.2$ definido para los métodos alternos de análisis.

7.7.3 Método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo

Para el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo se sigue el siguiente procedimiento:

a. Como sollicitación sísmica horizontal, en cada dirección ortogonal, se deben utilizar no menos de tres acelerogramas que representen tres sacudidas sísmicas probables, congruentes con el nivel de sacudida sísmica correspondiente al sitio de la edificación. Estos acelerogramas pueden ser obtenidos a partir de registros reales o generados artificialmente. Los espectros elásticos de aceleraciones de estos acelerogramas para un amortiguamiento del 5%, expresado como fracción de la gravedad, deben aproximar los valores del coeficiente sísmico, C , en la zona sísmica y el sitio de cimentación correspondiente, calculado conforme a las indicaciones del capítulo 5, para valores de ductilidad y sobrerresistencia unitarios ($m=1$ y $SR=1.0$).

b. Para cada acelerograma, que actúa como sollicitación sísmica en cada dirección ortogonal, se realiza un análisis tridimensional no lineal dinámico de respuesta en el tiempo. Para edificios regulares en planta se permite realizar el análisis en dos dimensiones para las sollicitaciones sísmicas que actúan en cada dirección horizontal. Para estos análisis se utilizan algoritmos de cómputo que modelen adecuadamente el comportamiento dinámico no lineal de la estructura y se deben incluir las relaciones fuerza- deformación ante carga cíclica de todas aquellas regiones capaces de experimentar deformaciones inelásticas durante el sismo.

c. Para cada análisis del inciso 7.7.3(b) se obtienen los valores máximos de los desplazamientos relativos entre niveles, de las deformaciones inelásticas internas en los elementos y de cualesquiera otros parámetros indicadores del daño en la estructura y en sus elementos. El valor final correspondiente a cada uno de estos parámetros se obtiene al promediar los valores obtenidos para cada acelerograma que actúa como sollicitación sísmica en cada dirección ortogonal.

d. Los desplazamientos relativos entre niveles, derivados del inciso 7.7.3(c), no deben exceder los límites especificados en el artículo 7.8.

e. Las deformaciones internas en los elementos, así como los demás parámetros indicadores del daño estructural, calculados según el inciso 7.7.3(c), se deben verificar contra valores previamente definidos, para los cuales los elementos y componentes estructurales que sean determinantes, alcanzan sus límites de capacidad de carga o deformación congruentes con los objetivos de desempeño definidos para la edificación.

7.8 Consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones

a. Se define como *razón de deriva* inelástica, D_i / H_i , la razón del desplazamiento inelástico relativo de

cualquier *nivel* con respecto al *nivel* adyacente inferior dividido por la altura entre estos *niveles*. La *razón de deriva* inelástica no debe exceder los valores de la tabla 7.2, con las consideraciones de los restantes incisos de este artículo. Estos límites se deben verificar en los puntos de mayor desplazamiento relativo de cada *nivel*.

TABLA 7.2. Límite superior de la razón de deriva inelástica, D_i / H_i (1), según categoría de edificación y sistema estructural.

Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación especial según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

(1) Nota: $H = h - h_i$, altura entre el *nivel* del piso i y el *nivel* adyacente inferior.

- b. En edificaciones de categoría B, D o E diseñadas con *ductilidad local* óptima, se pueden incrementar los límites superiores de las *razones de deriva* inelásticas de la tabla 7.2 hasta en un 50%. En este caso, para el análisis se debe utilizar alguno de los métodos alternos del artículo 7.7 y es necesario considerar el efecto *P-D*. La capacidad estructural ante cargas laterales que considere este factor y correspondiente a los límites de desplazamientos relativos, debe ser mayor que el 80% de la capacidad estructural máxima.
- c. Cuando para la clasificación del tipo estructural se ha supuesto que los *muros* y particiones están desligados de los *sistemas sismorresistentes*, se debe revisar esta suposición y asegurar que los valores calculados de los desplazamientos inelásticos relativos para el *piso* en consideración sean menores que las separaciones de estos *muros* y particiones con los elementos estructurales.
- d. Todas las estructuras deben estar separadas entre sí de tal manera que no haya posibilidad de contacto cuando se desplacen una hacia la otra con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus respectivos desplazamientos inelásticos absolutos. Lo anterior incluye también las partes de un mismo edificio diseñadas para actuar independientemente y separadas por juntas de aislamiento.
- e. Los dispositivos o los materiales de relleno que se empleen en juntas de aislamiento deben permitir movimientos relativos iguales o mayores que los desplazamientos inelásticos relativos calculados para el *piso* en consideración, ya sea porque cedan plásticamente o porque se fracturen sin afectar las partes estructurales.
- f. Todos los componentes del *sistema estructural*, que incluyen aquellos que no formen parte de los *sistemas sismorresistentes*, deben ser capaces de tolerar las deformaciones impuestas por los desplazamientos de cada nivel, sin pérdida de su integridad estructural, particularmente su capacidad para resistir cargas gravitacionales.
- g. En marcos industriales de un solo nivel, con entresuelo (mezzanine) o sin él, de menos de 15 m de altura máxima y con cargas permanentes de techo que no excedan 75 kg/m^2 , se pueden incrementar los límites superiores de las *razones de deriva* inelásticas de la tabla 7.2 hasta en un 50% sin necesidad de cumplir los requisitos del inciso b de este artículo.

Sección 3

Requisitos para el dimensionamiento y detalle de edificaciones

8.1 Generalidades

8.1.1 Requisitos generales

a. Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del American Concrete Institute (código ACI 318-08), excepto en lo referente a su capítulo “Estructuras sismorresistentes” que es sustituido por este capítulo.

b. Los requisitos de este capítulo se deben aplicar a aquellos elementos de concreto reforzado que sean parte de *sistemas sismorresistentes*. Se pueden omitir algunos de los requisitos de este capítulo siempre que se demuestre, de manera inequívoca, que el *sistema sismorresistente* resultante tiene una capacidad y *ductilidad* igual o mayor que las obtenidas utilizando las normas de este capítulo.

c. Durante un *sismo moderado* o fuerte, las acciones internas que pueden ocurrir en los elementos son función de la capacidad real de las secciones y no de los valores obtenidos en el análisis, pues es muy probable que en alguna de estas se exceda el rango elástico. En consecuencia, el diseño sísmico es un “diseño por capacidad”, que no solo debe satisfacer valores mínimos de resistencia sino también debe limitar sus valores máximos.

d. Para garantizar que el análisis refleje la distribución real de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales de un sistema resistente, se debe evitar que aquellos elementos que no fueron considerados como parte de dicho sistema participen en la respuesta a los efectos de un sismo.

Por lo tanto, es preciso poner especial énfasis en el diseño, los detalles y la construcción de estos elementos no estructurales.

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

8.1.2 Resistencia de los materiales

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

Acero: 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 *sistemas sismorresistentes* y requieran *ductilidad local óptima*. También se debe utilizar ese tipo de acero para refuerzo transversal de los muros estructurales y segmentos de muro que requieran ductilidad local óptima.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.1.3 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 *sistemas sismorresistentes* y requieran *ductilidad local moderada*, así como en *aros y ganchos* de cualquier *elemento estructural*. 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 no forman parte de sistemas sismorresistentes, se pueden utilizar los alambres que cumplen la norma ASTM A1064.” **Momentos de inercia**

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

$I_{eq} = 1.00 I_g$ para elementos en flexocompresión

$I_{eq} = 0.50 I_g$ para elementos en flexión

$I_{eq} = 1.00 I_g$ para muros no agrietados

$I_{eq} = 0.50 I_g$ para muros agrietados,

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

8.1.4 Factores de reducción

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

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

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

f. Nudos y vigas de acoplamiento reforzadas en forma diagonal 0.85
(Así adicionado el inciso f) anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

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

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

8.1.5 Empalmes de barras

a. En elementos de concreto reforzado el traslape del refuerzo longitudinal se debe hacer en forma alternada. En ningún caso se puede traslapar más del 50% del refuerzo en tracción en una sección que esté dentro de la longitud de traslape. La distancia entre traslapos alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la barra de refuerzo. En elementos sometidos a flexión, las barras empalmadas por traslape que no quedan en contacto entre sí, deben separarse transversalmente a una distancia que no exceda 1/5 de la longitud correspondiente de empalme por traslape o 15 cm. La longitud del empalme por traslape de una barra sometida a tracción no debe ser menor que 30 cm.

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.

(Así adicionado el inciso anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.2 Elementos en flexión

8.2.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de marcos que:

- Son parte del sistema sismorresistente de la estructura.
- Resisten fuerzas fundamentalmente por flexión.
- Las fuerzas axiales no exceden $0.10 f'_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- La luz libre es mayor que cuatro veces la altura efectiva de la sección transversal.
- La razón b/h es mayor o igual a 0.3.
- El ancho mínimo es 20 cm.

8.2.2 Razón de refuerzo máximo

La cantidad de acero colocado debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por la tracción. El valor de ρ no debe exceder 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos barras.

8.2.3 Refuerzo mínimo

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

a. $(14 / f_y) b d$, cm².

b. $\square 0.8 f'_c / f_y \square b_w d$, cm².

Estos requisitos no son necesarios si el área de refuerzo en tracción colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

8.2.4 Capacidad en flexión

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

8.2.5 Anclaje de refuerzo longitudinal

a. El refuerzo superior o inferior que llegue a las caras opuestas de un *núcleo de unión* debe ser continuo y sin dobleces a través de este. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones de la sección transversal del elemento en flexión, se debe anclar conforme al inciso 8.2.5(b).

El refuerzo superior e inferior que termine en un *núcleo de unión* se debe prolongar hasta la cara opuesta de la región confinada del núcleo y continuar ortogonalmente después de un doblez de 90 grados. La longitud de anclaje se debe calcular conforme al artículo 8.5 y se mide desde el inicio del núcleo. El diámetro interno mínimo de doblado debe ser al menos seis veces el diámetro de las barras #3 a #8, ocho veces el diámetro de las barras #9 a #11 y diez veces el diámetro de las barras #14 y #18.

8.2.6 Confinamiento

a. Se deben colocar aros de confinamiento en toda la longitud de traslape de barras de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de los aros en esas zonas no puede exceder $d/4$. No se deben hacer traslapes ni empalmes:

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

i. En los *núcleos de unión*.

ii) Dentro de una distancia igual a $2d$ de los extremos del elemento.

iii) En los sitios donde el análisis indique posibilidad de cedencia del acero debido a desplazamientos inelásticos del sistema resistente.

b. Para estructuras de cualquier tipo se deben colocar aros de confinamiento en las siguientes regiones:

i. En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer aro se coloca a 5 cm y el último, a una distancia $2d$ del *núcleo de unión*.

ii. En longitudes $2d$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar *rótulas plásticas*.

iii. En cualquier región en que se requiera acero en compresión.

c. En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 8.2.6(b) el espaciamiento máximo de los aros no debe ser mayor que el menor de: $d/4$, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal o 30 cm.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

d. Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde no sea necesario colocar aros de confinamiento, se deben colocar aros de barras #3 o mayores con espaciamiento máximo de $d/2$.

e. En regiones donde se requiera confinamiento, los aros se deben colocar de tal manera que todas las barras esquineras y las barras colocadas a más de 15 cm de las anteriores estén unidas a la esquina del aro o a un *amarre suplementario*. Los aros consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

f. En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 60 cm o más, se colocan varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del aro con separación no mayor que 35 cm.

8.3 Elementos en flexocompresión

8.3.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a columnas, elementos de marcos rígidos y otros elementos estructurales que:

a. Son parte de sistemas sismorresistentes.

b. Soportan fuerzas axiales que exceden $0.10f_c A_g$ en alguna de las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.

c. La razón de dimensión menor de la sección transversal a la dimensión en la dirección ortogonal es mayor que 0.40 o, en su defecto, que su altura libre es mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.

d. La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no es menor que 20 cm.

8.3.2 Capacidad en flexión

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

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

8.3.3 Razón de refuerzo

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

8.3.4 Confinamiento

a. En los elementos en flexocompresión se debe dar un confinamiento especial según 8.3.4(b) en una longitud L_o a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a *cargas sísmicas*. La longitud L_o no puede ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- Una sexta parte de la altura libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 45 cm.

b. El confinamiento especial en la región definida en el inciso 8.3.4(a) para elementos con *ductilidad local* óptima debe tener las siguientes características:

i. La razón del volumen de refuerzo en espiral o aros circulares, ρ_s , respecto al volumen del núcleo confinado por dicho refuerzo (medido de extremo externo a extremo externo del aro) no puede ser menor que:

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

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

donde:

A_g = área bruta, cm^2 .

A_c = área del núcleo interior confinado, cm^2 .

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

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

menor que ninguna de las siguientes:

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

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

donde:

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

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

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

c. En elementos con *ductilidad local* óptima, la separación s máxima del refuerzo en espiral o entre aros no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- 0.25 de la dimensión mínima de la sección,
- seis veces el diámetro de la barra de menor diámetro,
- s_o según la siguiente ecuación:

$$(35) / 30 \times Sh = + - \quad [8-5]$$

(Así reformada la ecuación anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

donde:

h_x = distancia máxima horizontal, centro a centro, entre ganchos suplementarios o barras que forman los aros cerrados de confinamiento de todas las caras de la columna, cm.

El valor de s_o no debe ser mayor que 15 cm ni se necesita tomarlo menor que 10 cm.

d. En elementos de ductilidad local óptima, en las regiones excluidas de los requisitos de confinamiento especial del inciso 8.3.4(a) se puede duplicar la separación máxima indicada en el inciso 8.3.4(c), pero siempre se deben satisfacer los requisitos para resistencia en cortante del artículo 8.7.

e. En elementos con *ductilidad local* moderada y en la zona del elemento ubicada dentro de la longitud L_o , la separación (s) máxima del refuerzo en espiral o entre aros no debe exceder 8 diámetros de la menor barra longitudinal, 24 diámetros de la barra transversal, 0.50 de la dimensión mínima de la sección o 30 cm. En las secciones excluidas de los requisitos de confinamiento especial la separación máxima es 0,50 de la dimensión mínima de la sección.

f. En elementos de *ductilidad* moderada que, a su vez, son columnas de primer *nivel*, el confinamiento en la base de las mismas, a lo largo de la longitud L_o definida en 8.3.4(a) debe ser según se define en 8.3.4(b), con separación máxima según 8.3.4(c).

g. Cuando una dimensión del elemento sea 50 cm o superior se deben colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de 35 cm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento.

h. No se permiten traslapes en las regiones de confinamiento especial definidas en el inciso 8.3.4(a).

i. En estructuras de cualquier tipo que no cumplan el requisito de regularidad en altura se debe proveer confinamiento especial, con las características indicadas en el inciso 8.3.4(b), en toda la altura de aquellos elementos de flexocompresión situados en *pisos* cuya rigidez sea menor que la de alguno de los *pisos* superiores.

j. Cuando existan *muros* o particiones integrados a las columnas que producen “columnas cortas” que sean parte del *sistema sismorresistente*, se considera como altura libre de la “columna corta” el claro producido por las particiones interrumpidas. En estos casos se debe tener confinamiento especial, con las características indicadas en el inciso 8.3.4(b), en toda la altura libre de la columna. Si esta fuera menor que cuatro veces la dimensión transversal en la dirección de las *fuerzas sísmicas*, el valor r_s no puede ser menor que 0.01 y ninguna combinación de cargas puede producir fuerzas axiales mayores que $0.20 f'_c A_g$. En todo caso las “columnas cortas” así detalladas se consideran elementos con *ductilidad local* moderada.

k. Los elementos en que alguna de las combinaciones de carga no produzca un punto de inflexión en un *piso* determinado, deben tener confinamiento especial en toda su altura, con las características indicadas en los incisos 8.3.4(b), para *ductilidad local* óptima, u 8.3.4(e), para *ductilidad local* moderada.

8.4 Núcleos de unión viga-columna

8.4.1 Requisitos generales

a. Las fuerzas de las barras longitudinales en los *núcleos de unión* se deben calcular suponiendo un esfuerzo de tracción de $1.25 f_y$

b. La resistencia del *núcleo de unión* se debe determinar con los factores de reducción definidos en el inciso 8.1.4.

c. En estructuras con elementos de *ductilidad local* óptima, cuando el refuerzo longitudinal de la viga se extiende a lo largo de la unión viga- columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser mayor o igual a 20 veces el diámetro de la mayor barra de la viga. Para concreto liviano, la dimensión de la columna debe ser mayor o igual a 26 veces el diámetro de la mayor barra de la viga.

d. El refuerzo longitudinal de vigas que terminen en columnas se debe extender hasta la cara más lejana del núcleo de columna confinado y se debe anclar en tracción según el artículo 8.5 y en compresión según el ACI 318.

8.4.2 Refuerzo transversal

a. En todo el *núcleo de unión* se deben colocar, alrededor del refuerzo principal de la columna, aros de

confinamiento conforme al inciso 8.3.4(b), a menos que el núcleo esté confinado por elementos estructurales, según se indica en el inciso 8.4.2(b).

b. La cantidad de aros de confinamiento se puede reducir a la mitad de lo indicado en el inciso 8.4.2(a) si en los cuatro lados del *núcleo de unión* existen vigas cuyo espesor sea al menos tres cuartos del espesor de la columna en la sección correspondiente. El espaciamiento de aros no debe exceder 15 cm.

c. En el caso de vigas con dimensiones mayores que las de las columnas, en las que su refuerzo longitudinal no queda confinado por los aros de confinamiento de las columnas, se debe continuar con los aros de la viga indicados en el inciso 8.2.6(c) a lo largo del *núcleo de unión*.

8.4.3 Esfuerzos cortantes

a. La capacidad de diseño en cortante del *núcleo de unión* no puede exceder $\phi \gamma A_j \sqrt{f'_c}$.

El coeficiente γ es:

- i. 5.3 para nudos confinados en las cuatro caras,
- ii. 4.0 para nudos confinados en tres caras o dos caras opuestas,
- iii. 3.2 para otros casos.

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del marco se considera por separado.

La profundidad del nudo es la dimensión de la columna en la dirección paralela al refuerzo de la viga que produce la fuerza cortante en el nudo.

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):

1. El ancho de la viga más la profundidad del nudo

(Así reformado el punto anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

2. Dos veces la distancia perpendicular más pequeña medida desde el eje longitudinal de la viga hasta la arista de la cara de la columna.

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

8.5 Longitud de anclaje de refuerzo longitudinal

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

$$l_{ag} = \frac{f_y d_b}{16 \sqrt{f'_c}} \quad [8-6]$$

donde:

d_b = diámetro de la barra, cm.

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

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

b. El gancho estándar del inciso anterior debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o

de un *elemento de borde*.

c. La longitud de anclaje, l_{ar} para barras rectas de dimensiones #3 a #11, no puede ser menor que $2.5 l_{ag}$.

Si debajo de la longitud de anclaje de la barra longitudinal se colocan más de 30 cm de concreto fresco, se debe usar una longitud l_{ar} no menor que $3.5 l_{ag}$.

d. Las barras rectas que terminan en un *núcleo de unión* deben pasar a través de la parte confinada del núcleo o del *elemento de borde*. Cualquier parte de la longitud de anclaje que no esté en la región confinada se debe incrementar con un factor de 1.6.

e. Si se utilizan varillas con recubrimiento epóxico, sus longitudes de desarrollo se deben multiplicar por el factor que corresponda según ACI 318.

8.6 Muros estructurales y elementos de borde

8.6.1 Alcance

Los requisitos de este artículo se aplican a *muros estructurales* y a los elementos confinantes de *muros de mampostería confinada*.

8.6.2 Muros estructurales, $M / V l_w \geq 2$

Los *muros estructurales*, cuya razón $M/V l_w$ sea mayor o igual que dos, pueden ser diseñados con los conceptos de diseño de elementos en flexión o flexocompresión de los artículos 8.2 u 8.3, según sea el caso, donde:

M = momento, kg-cm.

V = fuerza cortante, kg.

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

8.6.3 Muros estructurales, $M / V l_w < 2$

En aquellos casos que $M/V l_w$ sea menor que 2, el refuerzo transversal se debe calcular conforme a los requisitos de los artículos 8.6.4 y 8.7.2. El refuerzo longitudinal se debe calcular de acuerdo con los artículos 8.6.4 y 8.6.5, y debe ayudar a soportar las fuerzas de flexocompresión.

8.6.4 Razón de refuerzo

- a. La razón de refuerzo, ρ , para *muros estructurales* de concreto no puede ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal, ρ_v , como en el eje transversal, ρ_n . Si V_u no excede $0.083 A_{cv} \lambda$, se puede reducir a los valores indicados a continuación: Para el refuerzo vertical: (a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que # 5 con f_y no menor que 4 200 kg/cm². (b) 0.0015 para otras barras corrugadas. Para el refuerzo horizontal: (a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que # 5 con f_y no menor que 4 200 kg/cm². (b) 0.0025 para otras barras corrugadas. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder 45 cm. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes debe ser distribuido uniformemente.

(Así reformado el inciso anterior mediante **sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014**)

- b. Se debe usar al menos doble malla de refuerzo en cualquier *muro estructural* de concreto en el que la fuerza cortante factorizada exceda $0.50 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ o en el que el espesor iguale o exceda 20 cm.
- c. Los *muros* deben tener refuerzo por cortante distribuido en las dos direcciones ortogonales de su plano. Si la razón h_w / l_w es menor o igual a 2.0, la razón de refuerzo r_v , que indica la cantidad de refuerzo en el eje

longitudinal, debe ser igual o mayor que r_n .

r_v = razón del área de refuerzo distribuido perpendicular al plano de A_{CV} , respecto al *área bruta* de concreto.

r_n = razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{CV} , respecto al *área bruta* de concreto perpendicular a dicho refuerzo.

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.

8.6.5 Elementos de borde

a. Los requisitos de los elementos de borde se aplican tanto para muros de concreto como para muros de mampostería.

La necesidad de utilizar *elementos de borde* debe ser evaluada según los incisos 8.6.5(b) u 8.6.5(c).

b. Este inciso se aplica a *muros* que son continuos desde su base hasta su parte superior y que son diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial. Los *muros* que no satisfagan estos requisitos deben ser evaluados según el inciso 8.6.5(c).

Las zonas de compresión deben ser reforzadas con *elementos de borde* cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

[8-7]

