donde:

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

d_u = desplazamiento de diseño, cm.

h_w = altura del *muro* o del segmento de *muro* considerado, cm.

***c* = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, asociados con el desplazamiento de diseño, d_u, que resulta en la mayor profundidad del eje neutro, cm.**

Nota: d_u / h_w debe ser mayor o igual a 0.007.

Donde se requieran *elementos de borde*, requeridos según los incisos 8.6.5(f) y 8.6.5(g), su refuerzo debe ser extendido, verticalmente, desde la sección crítica hasta una distancia no menor que el mayor de l_w o $M_u / (4 V_u)$.

c. Los *muros estructurales* que no sean evaluados según los incisos 8.6.5(b) deben tener *elementos de borde* en sus extremos y en sus aberturas cuando el esfuerzo en compresión máximo en la fibra extrema, correspondiente a las cargas factorizadas, incluyendo el efecto de sismo, exceda 0.20 f'_c. Estos elementos se pueden descontinuar en el nivel en que los esfuerzos de compresión sean inferiores a 0.15 f'_c. Los esfuerzos se deben calcular para las cargas factorizadas utilizando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección bruta.

d. En los *muros* con alas el ancho efectivo de las alas se puede tomar como la distancia desde la cara del alma hasta el menor de los siguientes valores: la mitad de la distancia hasta la siguiente alma de *muro* o el 25% de la altura total del *muro*.

e. El refuerzo transversal de los *muros estructurales* se debe anclar en el núcleo confinado de los *elementos de borde*, de tal manera que sea capaz de desarrollar los esfuerzos de cedencia.

f. Donde se requieran *elementos de borde* se deben satisfacer los siguientes requisitos:

i. El *elemento de borde* se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor de ($c - 0.1 l_w$) y $c / 2$.

ii. En muros en forma de "T" el *elemento de borde* debe incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderse al menos 30 cm dentro del alma.

iii. El refuerzo transversal de los *elementos de borde* debe cumplir con los requisitos de los incisos 8.3.4(b) y 8.3.4(c), excepto que no se requiere satisfacer la ecuación [8-3] y en el inciso 8.3.4(c)i se debe tomar un tercio de la dimensión mínima de la sección.

iv. El refuerzo transversal de los *elementos de borde* en la base del *muro* debe extenderse hasta su base de soporte, al menos la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro, a menos que el *elemento de borde* termine en un cimiento o losa de cimentación, en cuyo caso el *elemento de borde* debe extenderse 30 cm dentro de la cimentación.

g. Donde no se requieran *elementos de borde* se deben satisfacer los siguientes requisitos:

i. Si la razón de refuerzo longitudinal en el borde del *muro* es mayor que $28/ f_y$, el refuerzo transversal del borde debe satisfacer los incisos 8.3.4(g) y 8.6.5(f)i. El espaciamiento máximo de los aros en los bordes es 20 cm.

ii. Cuando V_u en el plano del *muro* sea mayor que $0.25 A_{cv} f'_c$, el refuerzo horizontal terminado en los bordes de los *muros* debe tener un gancho estándar conectando el refuerzo de borde o, en su defecto, el refuerzo de los bordes debe terminar en aros en forma de "U" del mismo diámetro y espaciamiento que el refuerzo horizontal.

8.7 Requisitos de capacidad en cortante

8.7.1 Elementos de marco

a. La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión con *ductilidad local* óptima no debe ser menor

que V_u, resultado del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, V_e.

Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \qquad [8\text{-}8]$$

M_{pr1} y M_{pr2}

Donde:

M_{pr1}, M_{pr2} = capacidades probables en flexión, 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 a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de cargas de la ecuación 6-3 del artículo 6.2, kg.

b. Para columnas y elementos en flexocompresión de estructuras tipo *marco* y elementos de *ductilidad local* óptima de estructuras tipo dual, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u, resultado del análisis de la estructura, ni menor que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen una condición de doble curvatura, V_e.

Esta fuerza cortante se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \qquad [8\text{-}9]$$

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos superior e inferior de la columna, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para este caso no se considera el factor de reducción para flexocompresión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, 1.25 f_y. La carga axial con la cual se calcula la capacidad probable en flexión puede tomarse, conservadoramente, como la carga axial máxima correspondiente a una combinación de carga que incluya sismo.

***H* = altura libre de la columna, cm.**

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 el 50% o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas, no se toma ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales sean superiores a 0.05 A_g f'_c.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

d. Los aros necesarios para resistir el cortante deben ser aros de confinamiento, con las características señaladas en los artículos 8.2, 8.3 y 8.4, según corresponda.

e. Las estructuras con "columnas cortas", debidas a *muros* o particiones que no son continuos del *piso* al techo, deben ser diseñadas para las condiciones de diseño señaladas en el inciso 8.3.4(j). En este caso, la altura del elemento es la altura libre de la columna corta.

8.7.2 Muros estructurales

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.

b. La capacidad en cortante V_n de *muros estructurales* se debe calcular como:

donde:

a_c = 0.80 para $h_w / l_w \leq 1.5$.

a_c = 0.53 para $h_w / l_w \geq 2.0$.

a_c = varía linealmente de 0.80 a 0.53 para h_w / l_w entre 1.5 y 2.

h_w = altura del *muro* o del segmento de *muro* considerado, cm.

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

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.

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

f'_c = resistencia en compresión del concreto, en kg/cm^2.
f_y = esfuerzo de cedencia del acero paralelo al área A_{cv}, en kg/cm^2.

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.

d. La capacidad en cortante de *muros estructurales* no puede exceder el valor dado por 2.5 A_{cv} f'_c (f'_c en kg/cm^2).

e. La *resistencia nominal* en cortante de segmentos verticales de *muro* que soportan en conjunto una fuerza lateral debe ser menor o igual que 2 $A_{cv}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es la sección transversal total. Asimismo, la *resistencia nominal* en cortante individual de los segmentos verticales no debe exceder 2.5 $A_{cp}\sqrt{f'_c}$, donde A_{cp} es la sección transversal del segmento considerado.

f): La capacidad en flexocompresión de los *muros estructurales* 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.

(Así adicionado el inciso anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.7.3 Diafragmas

a. Las sobrelosas coladas en sitio sobre un sistema prefabricado de *piso* o azotea pueden usarse como *diafragmas* para la transmisión de *fuerzas sísmicas* y sus conexiones deben ser diseñadas y detalladas para la transmisión de *fuerzas sísmicas* al sistema de elementos resistentes.

b. Las losas de concreto y sobrelosas de entrepisos prefabricados que actúen como *diafragmas* para transmitir *fuerzas sísmicas* deben tener un espesor no menor que 5 cm para el caso de estructuras de hasta tres entrepisos y no menor que 6 cm para el caso de cuatro o más entrepisos. En los casos en que las losas no actúan en acción compuesta con el sistema prefabricado, el espesor no debe ser menor que 6.5 cm.

c. En los *diafragmas* 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 resistencia en cortante es de 0.60, según se indica en el inciso 8.1.4.

La *resistencia nominal* en cortante, V_n, de los *diafragmas* estructurales no debe exceder

$$V_n = A_{cv}\left(0.50\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y\right) \qquad [8\text{-}11]$$

d. La *resistencia nominal* en cortante, V_n, de *diafragmas* con sobrelosas en pisos o techos prefabricados que no actúan en acción compuesta con la sobrelosa de concreto no debe exceder

$$V_n = A_{cv}\,\rho_n f_y \qquad [8\text{-}12]$$

donde A_{cv} se calcula con el espesor de la sobrelosa. El refuerzo del alma requerido debe ser distribuido uniformemente en las dos direcciones.

e. La *resistencia nominal* en cortante, V_n, no debe exceder 2 A_{cv} f'_c, donde A_{cv} es el *área bruta* de la sección transversal del *diafragma*.

f. Todo el refuerzo longitudinal de los diafragmas se debe anclar en las vigas de borde, de acuerdo con las especificaciones para refuerzo en tracción indicadas en el artículo 8.5.

g. Las vigas de borde de diafragmas deben ser diseñadas para soportar las cargas axiales, los momentos flexores en el plano vertical y el momento flexor del diafragma dividido entre la distancia entre las vigas. Cuando los esfuerzos de compresión excedan 0.2 f'_c en alguna sección, se debe colocar refuerzo transversal con las especificaciones contenidas en el párrafo 8.6.5(f)iii.

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.

Las vigas de acople siempre se deben considerar como elementos con *ductilidad local óptima*.

(Así adicionado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.9 Juntas de construcción

a. Las juntas de construcción en *muros estructurales*, *diafragmas* y cualquier otro elemento estructural que

resista fuerzas transversales debidas a sismo, deben ser diseñadas para resistir esas fuerzas transversales en la junta.

b. La resistencia nominal de una junta de construcción en cortante directo debe calcularse según:

$$V_n = \mu\,(A_{vf} f_y + 0.75 P_j) \qquad [8\text{-}13]$$

para refuerzo perpendicular al plano de la junta,

donde:

***m* = coeficiente de fricción entre las superficies según ACI 318.**

A_{vf} = área de refuerzo que resiste cortante-fricción.

P_j = fuerza axial total que actúa junto a la fuerza cortante. Si el refuerzo no es perpendicular a la junta,

$$V_n = \mu\left(A_{vf} f_y \operatorname{sen}\alpha_f + 0.75 P_j\right) + A_{vf} f_y \cos\alpha_f \qquad [8\text{-}14]$$

donde:

a_f = ángulo entre el refuerzo y el plano de cortante.

Asimismo, V_u debe ser menor o igual a $f V_n$, donde $f = 0.75$.

a. La superficie de todas las juntas de construcción, en elementos que resistan fuerzas horizontales, debe dejarse limpia de elementos extraños y con una rugosidad mínima de 5 mm antes de colar el concreto.

8.10 Fundaciones

Las fundaciones que resistan fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con los lineamientos de buena práctica de diseño y detallado sugeridos en el capítulo “Estructuras sismorresistentes” del código ACI 318-08.

(*)8.11 Requisitos para el diseño de losas de edificaciones con sistemas estructurales mixtos con losas planas (MLP).

8.11.1 Consideraciones generales

a. Las losas planas de los sistemas MLP y las uniones "losa-columna", "losa-muro" y "losaviga" deben diseñarse para satisfacer las demandas de resistencia, ductilidad y servicio, tanto para condiciones gravitacionales como sísmicas.

b. Para valorar los requerimientos de refuerzo en cortante de las uniones "losa-columna" referidas en el inciso 8.11.6.2, la demanda de deriva a utilizar será la que se obtenga considerando un nivel de sacudida sísmica correspondiente a la demanda de deriva, que corresponde al sismo de diseño establecido con un período de retorno de 475 años, incrementada por un factor de 1.5.

c. Cuando el *sistema estructural* tipo MLP utilice un sistema de losas postensadas con cables no adheridos, los materiales utilizados para el sistema de postensión deberán cumplir con la norma ACI 423.7. (Ref. S5).

d. El diafragma horizontal no podrá considerarse como un elemento capaz de disipar energía mediante un comportamiento inelástico.

e. Los factores de reducción de resistencia son los mencionados en 8.1.4. Según se menciona en este inciso, el factor de reducción de la resistencia a cortante es 0.60 para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una resistencia en cortante menor a la requerida para desarrollar la máxima capacidad en flexión.

8.11.2 Alcance

Los requerimientos de diseño que se detallan en este artículo 8.11 se limitan a las losas de los *sistemas estructurales* tipo MLP que utilicen refuerzo convencional, de preesfuerzo, o ambos y que

sean similares a las siguientes: a) losas unidireccionales o bidireccionales, de espesor constante o variable, apoyadas directamente sobre columnas o muros, sin vigas, b) losas con la presencia de ábacos o capiteles en los apoyos de columnas o muros, c) losas aligeradas huecas o nervadas en una o dos direcciones, con secciones rellenas en las zonas de apoyo de columnas o muros, d) losas con franjas de espesor aumentado en los ejes que unen los puntos de apoyo de columnas o muros, e) losas con franjas o vigas en la dirección principal y con losas planas apoyadas directamente sobre columnas o muros en la otra dirección.

8.11.3 Criterios de modelado

8.11.3.1 Métodos de análisis

Todos los elementos del *sistema estructural* tipo MLP deben modelarse y analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas y demás acciones. Las consideraciones supuestas para estimar las rigideces o momentos de inercia efectivas deberán estar de acuerdo con los estados límites analizados, esto es, estados límites de resistencia, servicio o etapa constructiva. En este inciso se indican estos valores para el estado límite de resistencia.

Un sistema de losa se puede diseñar mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, siempre que la resistencia de diseño en cada sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan todos los requisitos de funcionamiento. Dentro de los métodos de análisis utilizados se citan, de manera no exclusiva, los siguientes:

a. Métodos directo y de pórtico equivalente, ambos mencionados en ACI 318, los cuales son utilizados para cargas gravitacionales.

b.Métodos del marco equivalente, los cuales, según los supuestos realizados, pueden ser aplicables para cargas gravitacionales o laterales. Para este último caso, el análisis debe seguir las indicaciones del inciso 8.11.3.2 para considerar el momento de inercia y la rigidez efectiva de la losa.

c. Método del elemento finito, el cual es aplicable para cargas gravitacionales y laterales, tomando en cuenta el agrietamiento de la losa.

Cuando se utilicen las combinaciones de carga últimas para el estado límite de resistencia, deberá considerarse el estado de agrietamiento presente o esperado en la losa. De igual manera, cuando la losa y cualquier otro elemento estructural se construyan por etapas, se deberán hacer las consideraciones pertinentes en la estimación de las propiedades geométricas de las distintas secciones transversales, tomando en cuenta las diferentes etapas constructivas, así como la de servicio.

8.11.3.2 Momentos de inercia y rigidez efectiva de la losa para el estado límite de resistencia

En el caso de las uniones "losa-columna" en el cual la losa corresponda a un tramo interior, se podrá modelar la sección efectiva de la losa mediante una viga equivalente con un ancho efectivo dado por la siguiente expresión:

$$\alpha l_2 = 2c_1 + \frac{l_1}{3}$$

Donde al_2 es el ancho efectivo, l_1 y l_2 son los vanos medidos de centro a centro en la dirección longitudinal y transversal respectivamente, y c_1 e la dimensión de la sección transversal de la columna rectangular medida paralela a la dimensión l_1. En ningún caso al_2 podrá ser mayor que l_2.

En el caso de las uniones "losa-columna" en el cual la losa corresponda a un tramo exterior, el ancho efectivo de la sección de la losa a considerar será la mitad del valor obtenido mediante la ecuación [8-15].

En el caso especial de uniones "losa-muro", según se definen en 8.11.8, el ancho efectivo será el indicado en los incisos 8.11.8.2 y 8.11.8.3.

El agrietamiento de la losa puede tomarse en cuenta para la estimación de los momentos de inercia mediante la utilización del factor de reducción β_{cr}. De esta manera, el momento de inercia equivalente I_{eq}, considerando el agrietamiento de la losa, puede calcularse en función del momento de inercia bruto I_g de la sección de losa con el ancho efectivo, como sigue:

$Ieq = \beta cr \; ? \; Ig$ [8-16]

donde:

a. β_{cr}= 0.33 para losas reforzadas en uniones "losa-columna".

b. β_{cr} = 0.50 para losas preesforzadas en uniones "losa-columna".

c. β_{cr} =0.30 para losas de acople entre muros estructurales. Ver incisos 8.11.8 y 8.11.10.

8.11.3.3 Momentos de inercia y rigidez efectiva de otros elementos del sistema sismorresistente para el estado límite de resistencia.

Para los sistemas mixtos de losa plana MLP el momento de inercia de los elementos estructurales del sistema sismorresistente para el estado límite de resistencia será como sigue:

Vigas: 0.35 I_g.

Columnas con carga axial última menor a 0.1 f'_c A_g: 0.35 I_g.

Columnas con carga axial última mayor o igual a 0.1 f'_c A_g: 0.70 I_g.

Muros: 0.35 I_g para muros agrietados.

8.11.4 Combinaciones de carga

8.11.4.1 Combinaciones para obtener las cargas últimas

Los *sistemas estructurales* tipo MLP deberán diseñarse para ser capaces de resistir las combinaciones de cargas últimas que se establecen en el artículo 6.2 del CSCR que, para considerar los efectos de redundancia y la aplicación del preesfuerzo (esfuerzos secundarios) se modifican según se indica en el inciso 6.2.3.

8.11.4.2 Combinaciones de servicio.

Se deberá considerar dos combinaciones de servicio: Combinación de servicio total (aquella presente con la consideración de la carga temporal máxima probable) y Combinación de servicio sostenida (aquella presente con la consideración de la carga temporal con mayor probabilidad de sostenerse en el tiempo):

Combinación de servicio total

CS_{total} = 1,00CP + 1,00(CT_{red} + CT_t) + 1,00PT [8-17]

Combinación de servicio sostenida (semi-permanente)

$CS_{sostenida}$ = 1,00CP + ψ(CT_{red} + CT_t) + 1,00PT [8-18]

donde:

CP = efecto de la carga permanente

CT_{red} = efecto de la carga temporal con la reducción indicada en el artículo 6.3

CT_t = efecto de la carga temporal de techo

PT = efecto del preesfuerzo

Tabla 8-1. Valores de ? (1)

Ocupación	ψ
Viviendas y oficinas	0,3
Comercios, áreas congestionadas	0,5
Almacenamiento	0,8
Estacionamientos	0,4

Nota: (1) (Valores tomados de Ref. S9)

8.11.4.3 Combinaciones en etapa constructiva

Tanto para sistemas con losas reforzadas como preesforzadas se deberá verificar el comportamiento del sistema de entrepiso de losas planas según el inciso 8.11.5, lo cual incluye a los elementos que lo soportan en su etapa constructiva. Será responsabilidad del profesional responsable establecer cuáles son las cargas y modelos estructurales correspondientes al proceso constructivo, basándose en los planos constructivos y especificaciones correspondientes. El profesional responsable deberá dejar constancia en planos del proceso constructivo requerido, si es significativo en el comportamiento estructural.

Como mínimo se deberá verificar las siguientes condiciones de construcción:

$CC_{inicial}$ = 1,00 ? ($Peso\ propio\ de\ losa$) + 1,00 ? PT [8-19]

CC = 1,00 ? ($Peso\ propio$ + $cargas\ de\ construcción$) + 1,15 ? PT [8-20]

Las cargas de construcción deberán ser definidas por el profesional responsable tomando en cuenta las condiciones reales en las diferentes etapas constructivas.

8.11.4.4 Combinaciones de carga para determinación del acero de refuerzo a cortante requerido en uniones "losa-columna" según consideraciones de deriva.

En el inciso 8.11.6.2 se establece el procedimiento para determinar si se requiere o no acero de refuerzo a cortante en una unión de concreto "losa-columna". Para este propósito se define la fuerza cortante de diseño, V_{uv}, la cual debe calcularse como el valor mayor que resulte de utilizar las siguientes combinaciones de carga:

CD = 1.2?CP + f_R ?CT ± CS [8-21]

CD = 0.9?CP ± CS [8-22]

donde:

CP = efecto de la carga permanente

CT = efecto de la carga temporal.

CS = efecto de la carga sísmica.

f_R = factor de reducción según artículo 6.3

El cálculo de CS para estas ecuaciones 8-21 y 8-22 debe hacerse tomando en cuenta el inciso 8.11.1.

8.11.5 Consideraciones de servicio y constructivas

Las combinaciones de cargas gravitacionales asociadas con las condiciones de servicio y constructivas mínimas a considerar son las que se especifican en los incisos 8.11.4.2 y 8.11.4.3. El profesional responsable del diseño deberá valorar la pertinencia de considerar otras revisiones o acciones adicionales con el objetivo de lograr un adecuado comportamiento de la estructura durante su vida útil.

Para la revisión de esfuerzos en estas consideraciones de carga, se debe utilizar la rigidez de la losa sin la reducción por agrietamiento.

En la revisión de la condición de servicio de la losa de entrepiso en un *sistema estructural* tipo MLP, debe considerarse, como mínimo, lo indicado en ACI 318, incluyendo en especial la revisión de deflexiones y de estados de esfuerzos. La revisión de los anchos de grieta deberá realizarse según el ACI 224R-01.

8.11.6 Uniones "losa-columna"

8.11.6.1 Consideraciones generales

Para toda unión "losa-columna" sin vigas debe cumplirse que:

?v_n ? v_u 8- 23] [

El cortante último v_u requerido por demanda para cada una de las combinaciones de carga mencionadas en el inciso 8.11.4.1 y las combinaciones de carga del Capítulo 6, será determinado tomando en cuenta los requerimientos del ACI 318 que incluye el cortante directo y el cortante proveniente del momento de transferencia.

La resistencia nominal al cortante de uniones "losa-columna" sin vigas está dada por:

v_n = 0.75v_c + v_s 8 -[24]

donde los términos v_u, v_n, v_c y v_s están dados en kg/cm^2.

La determinación de si se requiere acero de refuerzo para cortante en la unión "losacolumna" está basada en el cumplimiento de la ecuación [8-24], así como en las consideraciones especiales indicadas en el inciso 8.11.6.2.

Cuando no se requiera acero de refuerzo por cortante, la resistencia al cortante vc debe determinarse de acuerdo al inciso 8.11.6.3 para losas de concreto no preesforzadas y de acuerdo al inciso 8.11.6.4 para losas preesforzadas. Cuando se requiera acero de refuerzo por cortante, la resistencia al cortante v_c debe determinarse de acuerdo al inciso 8.11.6.5.

La resistencia de la losa a flexión debe ajustarse a los requerimientos del ACI 318.

8.11.6.2 Consideraciones de deriva para determinación de acero de refuerzo

En uniones "losa-columna" de losas en dos direcciones sin vigas, debe colocarse refuerzo a cortante dentro de la losa que cumpla con los requisitos del inciso 8.11.9.2 y del ACI 318, en toda sección crítica de la losa definida en dicho documento y para las siguientes condiciones:

a. Losas no preesforzadas:

$$\Delta_i / H_i \geq 0{,}035 - 0{,}05 \frac{v_{uv}}{\phi v_c}.$$

b. Losas postensadas con tendones no adheridos:

$$\Delta_i / H_i \geq 0{,}040 - 0{,}05 \frac{v_{uv}}{\phi v_c}.$$

donde:

?i = deriva inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior, tomando en cuenta lo indicado en el inciso 8.11.1.

H_i = altura entre el nivel de piso i y el nivel adyacente inferior.

V_{uv} = Fuerza cortante según el inciso 8.11.4.4, en kg.

$v_{uv} = V_{uv} / (b_0\ d)$, en kg/cm^2.

b_0 = el perímetro de la sección de cortante crítico en la losa (cm)

d = altura efectiva de la losa (cm)

v_c =resistencia del concreto al cortante según se establece en las ecuaciones [8-25]

u [8-26], según corresponda, kg/cm^2.

? = 0.75 para efecto de esta revisión.

El requerimiento anterior no es necesario atenderlo si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

a. □i_i / H_i ? 0.005 para losas no preesforzadas

b. □i / H_i ? 0.01 para losas postensadas con tendones no adheridos

Las revisiones de razón de deriva ?$_i$ / H_i indicadas anteriormente deben realizarse para el nivel inferior y superior.

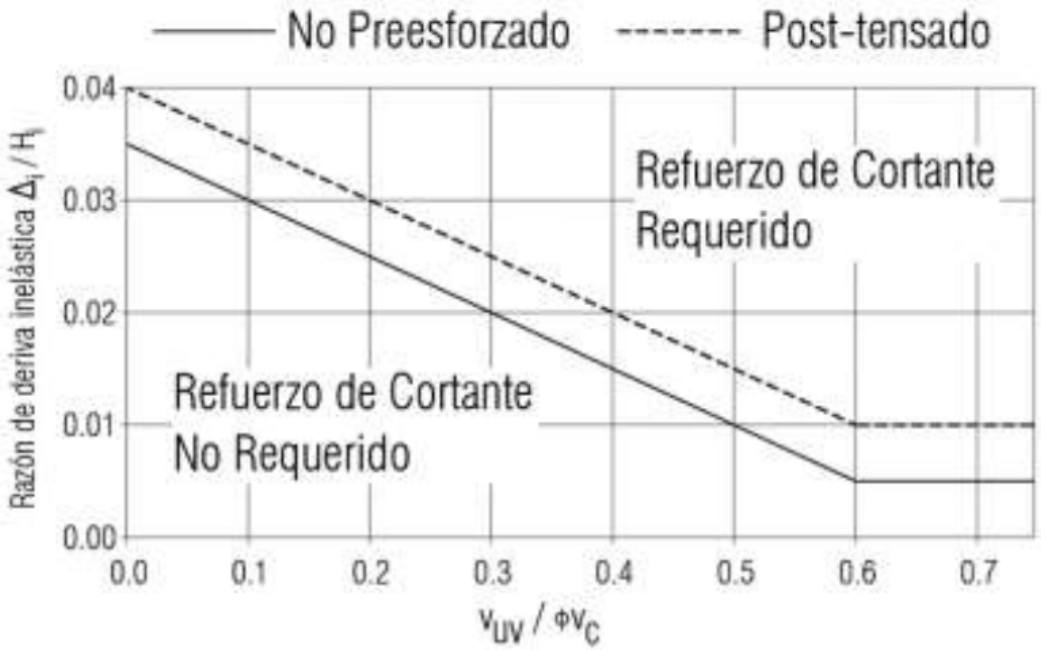

Figura 8-1. Ilustración del criterio de 8.11.6.2. (Tomado de ACI 318-19, Fig.R18.14.5.1).

8.11.6.3 Resistencia al cortante de uniones de losas de concreto no preesforzadas sin refuerzo a cortante

En las uniones "losa-columna" no preesforzadas, cuando no se requiera refuerzo de cortante, la resistencia a cortante a aportar por el concreto v_c, en kg/cm^2, será el menor valor obtenido por medio de las siguientes expresiones:

$$v_c = \begin{bmatrix} 0{,}53 \cdot (1 + 2/\beta)\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \\ 0{,}27\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \\ 1{,}1\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \end{bmatrix} \quad [8\text{-}25]$$

donde:

? = la razón entre la dimensión larga y corta de la sección transversal de la columna

? = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión, según ACI 318. Puede tomarse como ? = 0.75.

$?_s$ = factor de efecto de tamaño, utilizado para modificar la resistencia a cortante basado en el peralte del elemento, según ACI 318. $?_s$ = ?(2/(1 + d/25) < 1.

b_0 = el perímetro de la sección de cortante crítico en la losa (cm)

d = altura efectiva de la losa (cm)

f'_c = resistencia del concreto a la compresión, la cual, para efectos de los cálculos de esta ecuación, debe ser menor o igual a 700 kg/cm^2, aunque el f'_c real sea mayor

?$_s$ = 40 para uniones interiores, 30 para uniones de borde y 20 para uniones de esquina

8.11.6.4 Resistencia al cortante en uniones de losas preesforzadas sin refuerzo para cortante

En las uniones "losa-columna" preesforzadas, cuando no se requiera refuerzo de cortante, la resistencia a cortante del concreto v_c, en kg/cm^2, en una sección crítica es el calculado por la ecuación [8-25] o por lo indicado por la ecuación [8-26] si se cumplen las siguientes condiciones:

a) La losa es preesforzada en dos direcciones.

b) Se provee refuerzo de acero longitudinal corrugado adherido de acuerdo con ACI 318 (ver 8.6.2.3 y 8.7.5.3 de ACI 318-19).

c) Ninguna porción de la sección transversal de la columna está más cerca de un borde discontinuo que una distancia de cuatro veces el espesor de la losa *h.*

d) El esfuerzo efectivo de preesfuerzo f_{pc} en cada dirección no es menor que 10 kg/cm^2.

$$v_c = 0{,}27\beta_p\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3f_{pc}$$

donde:

?$_p$ = el menor de 3,5 y $\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1{,}5\right)$

f'$_c$ = resistencia del concreto a la compresión, la cual, para efectos de los cálculos de esta ecuación, debe ser menor o igual a 700 kg/cm^2, aunque el f´$_c$ real sea mayor

f_{pc} corresponde al esfuerzo promedio de precompresión en dos direcciones perpendiculares después de las pérdidas (kg/cm^2).

El esfuerzo de precompresión f_{pc} en la ecuación [8-26] no debe ser tomado como mayor a 35 kg/cm^2.

Si no se cumple cualquiera de las condiciones mencionadas anteriormente, la losa debe ser tratada como no preesforzada y debe aplicarse la ecuación [8-25].

8.11.6.5 Resistencia al cortante de uniones con refuerzo para cortante preesforzadas y no preesforzadas

Cuando se utilice acero de refuerzo a cortante, la resistencia de las zonas de unión "losacolumna" están dadas por la expresión:

v_n = (0.75v_c + v_s) ? $v_{n.max}$ [8-27]

donde los términos v_c, v_s y $v_{n.max}$ están dados en kg/cm^2 y deben cumplir con lo indicado en los incisos 8.11.6.5.1, 8.11.6.5.2 y 8.11.6.5.3.

8.11.6.5.1 Resistencia al cortante brindada por el concreto v_c

a) Cuando se utilicen aros, ganchos verticales y ganchos múltiples ("multiple leg stirrups"):

vc = 0,53??$_s$?$f'c$ [8-28]

b) Cuando se utilicen pernos con cabeza como refuerzo a cortante ("shear studs") en zonas críticas, con perímetro b_0, localizadas a una distancia de d/2 de la cara de la columna o borde, o de los cambios de espesor de losa, tales como ábacos, capiteles o similar, la resistencia a cortante a aportar por el concreto v_c, en kg/cm^2, será el menor valor obtenido por medio de las siguientes expresiones:

$$v_c = \begin{cases} 0{,}53 \cdot (1 + 2/\beta)\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \\ 0{,}27\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \\ 0{,}80\lambda\lambda_s\sqrt{f'c} \end{cases} \quad [8\text{-}29]$$

c) Cuando se utilicen pernos con cabeza como refuerzo a cortante ("shear studs") en zonas críticas, con perímetro b_0, localizadas a una distancia de d/2 de la línea periférica más alejada de refuerzo, la resistencia a cortante a aportar por el concreto v_c, en kg/cm^2 debe ser calculada según la ecuación [8-28].

8.11.6.5.2 Resistencia al cortante brindada por el acero de refuerzo v_s

La resistencia de cortante, provista por el refuerzo orientado en dirección perpendicular al plano de la losa, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad [8\text{-}30]$$

donde:

A_v = suma del área de todas las ramas ("patas") del refuerzo (o de las áreas de todos los pernos con cabeza como refuerzo a cortante) en una línea periférica geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna (cm^2).

f_{yt} = el esfuerzo de fluencia del refuerzo de cortante, que no puede ser tomado como mayor que 4200 kg/cm^2.

b_o = el perímetro de la sección de cortante crítico en la losa (cm)

s = el espaciamiento entre líneas periféricas de refuerzo de cortante medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

El término v_s está dado en kg/cm^2.

Los límites superiores, permitidos por el reglamento ACI 318, de s_o y el espaciamiento s entre líneas periféricas son:

s_o ? 0,5d [8-31]

s ? 0,5d [8-32]

Donde s_o es la distancia entre la primera línea periférica de refuerzo para cortante y la cara de la columna y debe ser mayor que 0,35d.

8.11.6.5.3 Resistencia al cortante máximo permitido.

La resistencia al cortante máxima permitida, ?v_n, está dada como sigue:

a) Para el caso de aros, ganchos verticales y ganchos múltiples ("multiple leg stirrups"):

?$v_{n.max}$ = ? 1,6?$f´c$ [8-33]

b) Para el caso de pernos con cabeza como refuerzo a cortante ("shear studs"):

?$v_{n.max}$ = ? 2,1?$f´c$ [8-34]

8.11.6.6 Refuerzo de flexión

El refuerzo de losas para poder transmitir los momentos se determinará de acuerdo con el ACI 318.

8.11.7 Uniones "losa-viga transversal"

Si el apoyo de la losa es a través de vigas transversales a la longitud de la losa, la unión será del tipo "losa-viga transversal" y las resistencias nominales de cortante y de transferencia de momento de la unión podrán ser determinadas de acuerdo con 8.11.7.1 y 8.11.7.2.

8.11.7.1 Resistencia nominal a cortante

La resistencia a cortante de la unión será determinada por el menor de los siguientes valores:

a. Cortante determinado con el ancho total de la losa, a una distancia d de la cara de la viga transversal, donde d es la altura efectiva de la losa. En este caso, la resistencia a cortante del concreto v_c es calculada según la ecuación [8-28]. La resistencia vs brindada por el acero de cortante está dada por la ecuación [8-30], utilizando b_o como el ancho total de la losa.

b. Resistencia a cortante determinada como la suma de los cortantes de las vigas transversales, determinadas a una distancia d_{viga} de la cara de la columna, donde d_{viga} es la altura efectiva de la viga transversal.

8.11.7.2 Resistencia nominal de transferencia de momento

La resistencia nominal de transferencia de momento de la unión será determinada por el menor de los siguientes valores:

a. Resistencia nominal de flexión de la losa en la cara de la columna en un ancho igual al asignado a la franja central de la columna (ver Figura 8-2).

b. Suma de la resistencia nominal a flexión de la losa en un ancho igual al ancho de la columna y de la resistencia nominal torsional de las vigas transversales.

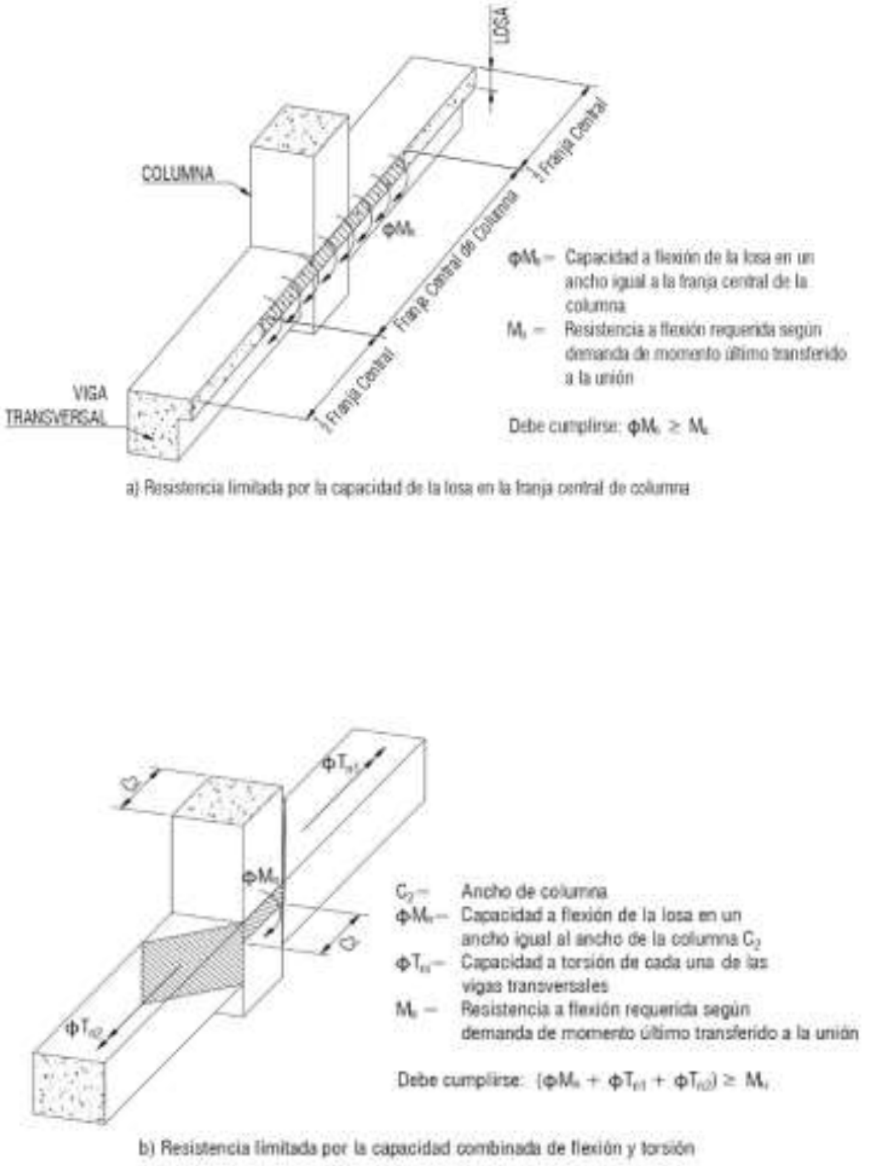

Figura 8-2. Ilustración de la transferencia de momento en las uniones con vigas transversales. (Tomado de ACI 352.1R-11, Fig. 5.3.2).

8.11.8 Uniones "losa-muro"

8.11.8.1 Definiciones

Existen dos tipos de unión entre muros y losas (ver Figura 8-3):

. Uniones en una dirección: aquellas en las cuales la losa carga al muro en el sentido fuera del plano (sentido débil del muro). De esta manera, el borde de la losa es paralelo al ala del muro o a la pared de un ducto.

. Uniones rectas: aquellas en las cuales la losa carga al muro en el sentido de su plano; es decir, la losa se apoya en el borde libre de un extremo del muro.

Figura 8-

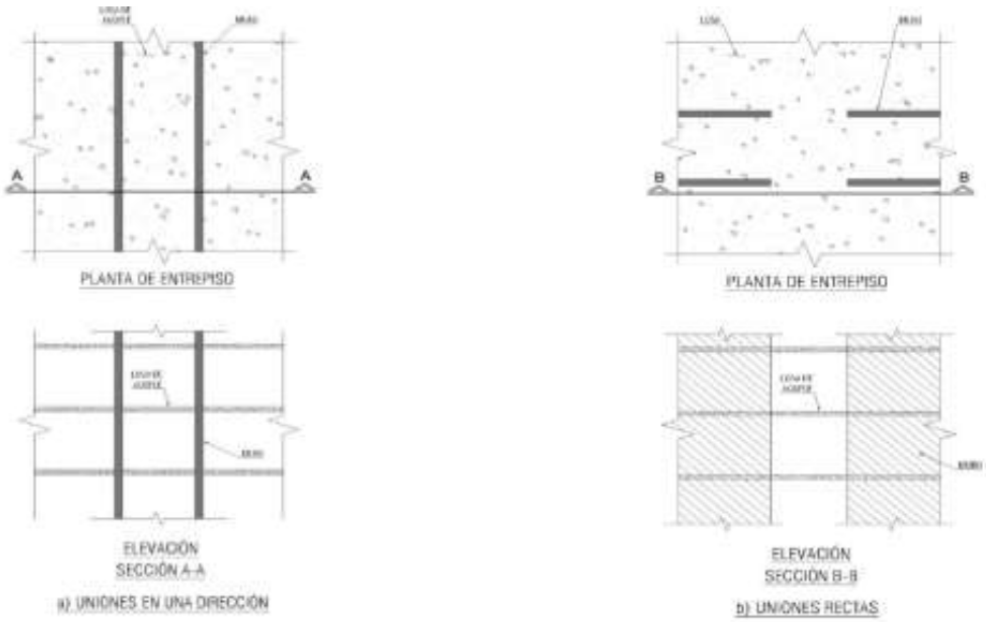

Figura 8-3. Ilustración de los tipos de unión losa-muro.

8.11.8.2 Uniones en una dirección.

En el caso general, la resistencia nominal al cortante de uniones "losa-muro", está dada por la ecuación [8-24].

La resistencia a cortante del concreto v_c a una distancia d de la cara del muro es calculada según la ecuación [8-28]. La resistencia v_s brindada por el acero de cortante está dada por la ecuación [8-30], considerando a b_o como el ancho del muro en consideración.

En losas no preesforzadas tanto el acero superior e inferior deben estar anclados en las alas de los muros o ser continuos con el otro lado de losa.

En losas preesforzadas, los tendones pueden pasar a través del ala del muro y ser anclados al otro lado del ala o ser continuos con el otro lado de la losa. Alternativamente, los tendones podrán anclarse dentro de la misma losa separados de la unión, pero entonces deberá proveerse refuerzo en la unión para resistir la flexión y el cortante sin tomar en cuenta la participación del concreto en la resistencia al cortante. Debe tomarse en cuenta el cortante vertical y el horizontal proveniente del diafragma.

La rigidez de la losa puede ser calculada como la de una viga de gran ancho, no mayor que la longitud de ninguno de los muros acoplados. Para el cálculo del momento de inercia equivalente debe aplicarse el factor ?$_{cr}$ indicado en 8.11.3.2.

8.11.8.3 Uniones rectas

En estas uniones la falla por punzonamiento de la losa ocurre en los bordes del extremo del muro. La sección crítica tiene tres lados de longitud t_w+d, siendo t_w el espesor del muro y d la altura efectiva de la losa. La resistencia nominal al punzonamiento V_n, en kg, se calcula como sigue:

$V_n = v_n Ac$ [8-35]

v_n = 1,1?$f´c$ [8-36]

A_c = 3(t_w + d)d [8-37]

donde:

t_w = espesor del muro (cm)

d = altura efectiva de la losa (cm)

Los términos f´c y v_n están dados en kg/cm^2.

El ancho efectivo de la losa para efectos de acople se considera igual a L+t_w, siendo L la separación de los extremos de los muros acoplados. El factor de rigidez en este caso es el indicado en 8.11.3.2.

Para la trasmisión de momentos, el refuerzo se debe colocar en el ancho efectivo L+t_w. Este refuerzo se debe extender una longitud L a lo largo de los muros más allá de sus extremos.

8.11.9 Acero de refuerzo

8.11.9.1 Generalidades

La determinación de si se requiere acero de refuerzo por cortante, así como su cálculo en caso de requerirse, se indica en los incisos 8.11.6, 8.11.7 y 8.11.8. Consideraciones adicionales se mencionan en el inciso 8.11.9.2.

La determinación del acero de flexión requerido será realizada de acuerdo con el ACI 318, basado en las combinaciones de carga indicadas en el Capítulo 6 del CSCR y en las demandas obtenidas del análisis realizado. Deberá respetarse los mínimos establecidos por el ACI 318.

En el inciso 8.11.9.3 se indica la necesidad de colocar acero de integridad con la intención de mejorar la redundancia y ductilidad en las estructuras de manera que, en el evento de daño a un elemento principal, el daño pueda concentrarse en un área pequeña y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener estabilidad global. Además de cumplir con los requerimientos del inciso 8.11.9.3, se debe cumplir con lo establecido en el ACI 318.

8.11.9.2 Acero de refuerzo para cortante

El refuerzo de cortante podrá ser alguno de los siguientes (ver ACI 318): Aros, ganchos verticales, ganchos múltiples ("multiple leg stirrups"), pernos con cabeza como refuerzo a cortante ("shear studs").

La resistencia al cortante de uniones con refuerzo será la indicada en los incisos 8.11.6.5, 8.11.7 y 8.11.8. El acero de refuerzo a cortante se calculará de acuerdo a la ecuación [8-30].

El término v_s de esta ecuación será como mínimo:

$v_{s.min}$ = 0,93?f'_c [8-38]

El término f´$_c$ está dado en kg/cm^2 y $v_{s.min}$ en kg/cm^2.

El acero de cortante se extenderá por lo menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara del soporte, adjunto a la sección crítica.

8.11.9.3 Acero de integridad

En las uniones internas "losa-columna", se deberá proveer refuerzo inferior mínimo continuo que pase a través del núcleo de la columna en cada dirección principal con un área neta en cada dirección no menor que:

$$A_{sm} = \frac{0{,}5 w_u l_1 l_2}{\phi f_y}$$

donde:

?=0,9

w_u = dos veces la carga permanente (kg/cm^2).

l_1, l_2 =longitudes del tramo de losa en cada dirección (cm).

El término f_y está dado en kg/cm^2 y A_{sm} en cm^2.

a. El acero A_{sm} se colocará en la parte inferior de la losa.

b. La cantidad de acero A_{sm} puede ser reducida a dos tercios del valor dado por la ecuación [8-39] para uniones de borde en la dirección perpendicular al borde de la losa.

c. La cantidad de acero A_{sm} puede ser reducida a la mitad del valor dado por la ecuación [8-39] para uniones de esquina en la dirección perpendicular al borde de la losa.

d. Donde los valores calculados de A_{sm} en una dirección dada difieran para vanos adyacentes, se debe usar el mayor valor en esa unión.

e. La extensión de las varillas de refuerzo de integridad debe ser igual a la longitud de desarrollo a partir de la cara de la columna, o terminación de ábaco o capitel.

En uniones rectas "losa-muro" según se definen en 8.11.8.1, se deberá proveer refuerzo inferior mínimo continuo que pase a través del núcleo del extremo libre del muro en cada uno de los sentidos (longitudinal y transversal a su plano) no menor que dos tercios del valor dado por la ecuación [8-39].

8.11.10 Losas de acople

8.11.10.1 Generalidades

Las uniones "losa-muro" definidas en el apartado 8.11.8, cuando se utilizan en losas de acople entre muros, pueden tener un comportamiento no deseable durante un evento sísmico. La información existente indica que debe tenerse cautela con el uso de losas de acople, razón por la cual es importante regular su utilización en las edificaciones.

8.11.10.2 Definición

Se definen como las *losas de acople especial* entre muros aquellas cuya relación L/h < 20, en donde h es el espesor de la losa y L es el claro libre entre los muros acoplados. 8.11.10.3

Condiciones de uso

Las edificaciones que tengan *losas de acople especiales* entre muros, según se define en el inciso 8.11.10.2, y que, además, sus uniones sean en una sola dirección según el inciso 8.11.8.2, deberán cumplir con el límite superior de razón de deriva inelástica indicado en la Tabla 7.2 y con el límite superior de razón de deriva inelástica indicada en la siguiente tabla:

Tabla 8-2. Límite superior de la razón de deriva inelástica ?i / Hi para edificaciones con losas de acople entre muros y uniones en una sola dirección.

Razón (L / h)	Límite superior de la razón de deriva inelástica Δ_i / H_i
$(L / h) \leq 10$	0.010
$10 < (L / h) \leq 15$	0.015
$15 < (L / h)$	0.020

Las edificaciones que tengan losas de acople especiales entre muros, según se define en el inciso 8.11.10.2, y que, además, sus uniones sean rectas según el inciso 8.11.8.3, deberán cumplir con el límite superior de razón de deriva inelástica indicado en la Tabla 7.2 y con el límite superior de razón de deriva inelástica indicada en la siguiente tabla:

Tabla 8-3. Límite superior de la razón de deriva inelástica i / Hi para edificaciones con losas de acople entre muros y uniones rectas.

Razón (L / h)	Límite superior de la razón de deriva inelástica Δ_i / H_i
$(L / h) \leq 10$	0.003
$10 < (L / h) \leq 15$	0.007
$15 < (L / h) \leq 20$	0.0125
$20 < (L / h)$	0.020

Referencias

S1 - ACI 318 (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S2 - ACI 421.1 (2020), Guide for Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-20), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S3 - ACI 421.2 (2010) Guide to Seismic Design of Punching Shear Reinforcement in Flat Plates (ACI 421.2R-10), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S4 - ACI 421.3 (2015), Guide to Design of Reinforced Two-Way Slab Systems (ACI 421.3R-15), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S5 - ACI 423.7 (2014), Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials (ACI 423.7-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S6 - ACI 352.1 (2011), Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures (ACI 352.1R-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

S7 - Coull, A., and Hag, A. (1975), "Effective Coupling of Shearwalls by Floor Slabs", ACI Journal, pp. 429-431.

S8 - Drakatos, I.-S., Beyer, K., and Muttoni, A. (2014), "Lateral Force Resisting Mechanisms in Slab-Column Connections: An Analytical Approach", Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul Aug. 25-29, 2014.

S9 - European Code EC2, (2004), "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1 General rules and rules for buildings," European Standard EN 1992-1:2004.

S10 - González, A. (2016), "Losas de Acople en Edificios de Tipo Mixto de Muros de Corte con Losa Plana", Tesis de Maestría, Universidad de Costa Rica.

S11 - Mirza, M., and Lim, A. (1990), "Behaviour and Design of Coupled Slab-Structural Wall Systems", Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 705-723.

S12 - Moehle, J.P. (2015), "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", McGraw-Hill.

S13 - Paulay, T., and Taylor, R.G. (1981), "Slab Coupling of Earthquake-Resistant Shearwalls", ACI Journal, Vol. 78, No. 11, pp.130-140.

(*)(Así adicionado el punto 8.11 Requisitos para el diseño de losas de edificaciones con sistemas estructurales mixtos con losas planas (MLP) anterior mediante publicación en el Alcance Digital N° 200 a La Gaceta N° 191 del 5 de octubre del 2021)

9.1 Generalidades

9.1.1 Alcance

El diseño y la construcción de edificios de mampostería y sus *componentes* que resistan fuerzas sísmicas, deben satisfacer las especificaciones del anexo A de este código y las del código “Requisitos para estructuras de mampostería en edificaciones” (Building Code Requirements for Masonry Structures, TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08) excepto en aquellas cláusulas que se contrapongan a las especificaciones del presente código.

9.1.2 Análisis

Para el análisis se debe considerar la energía de deformación por corte y flexión.

9.1.3 Método de diseño

La *mampostería* debe ser diseñada por medio del método de resistencia.

9.2 Diseño general

9.2.1 **Cargas de diseño**

Las cargas de diseño y factores de participación se definen conforme al capítulo 6 de este código.

9.2.2 **Colocación traslapada**

Los bloques deben ser colocados en hiladas horizontales y con traslapos entre hilada e hilada. El traslapo y alineamiento vertical de los bloques deben ser tales que permitan al acero de refuerzo quedar alojado en celdas verticales continuas con dimensiones mínimas de 6 x 7 cm.

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(g)
(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

9.2.4 **Mortero de nivelación**

Los miembros estructurales sobre los que se apoye la *mampostería,* como placas de fundación o vigas de entrepiso, deben ofrecer una superficie plana que permita colocar el mortero de nivelación con un espesor mínimo de 0.6 cm y un espesor máximo de 2.5 cm.

9.2.5 **Soporte lateral**

El soporte lateral a los paños de *mampostería* se puede proveer mediante *muros* perpendiculares, columnas, pilares, o contrafuertes cuando se apoyan en el sentido horizontal, o mediante entrepisos, vigas medianeras, vigas coronas y fundaciones corridas.

9.2.6 **Recubrimiento del refuerzo de las juntas**

Se debe proveer lateralmente un mínimo de 1.5 cm de mortero de recubrimiento entre el refuerzo de juntas y cualquier cara expuesta de la unidad. El espesor del mortero para las juntas entre las *unidades de mampostería* no debe ser menor que 0.6 cm, ni mayor que 1.5 cm.

9.2.7 **Tuberías o ductos embebidos en la mampostería**

No se deben embeber dentro de la *mampostería* tuberías o ductos cuando reduzcan sustancialmente la capacidad de la misma, la protección contra fuego, cuando interrumpan el paso del refuerzo continuo o cuando no sean consideradas en el diseño. La separación mínima entre las tuberías debe ser de tres diámetros centro a centro. Toda tubería debe contar con un recubrimiento mínimo de un centímetro en todo su perímetro y estar separada la misma distancia de cualquier varilla de refuerzo. Además la tubería no debe tener un diámetro mayor a un tercio del espesor de la pared.

9.3 Requisitos especiales para diseño por resistencia

9.3.1 **Refuerzo vertical de muros**

El refuerzo vertical de los *muros* debe ser como mínimo una varilla #4, colocada en forma continua de apoyo a apoyo en todas las esquinas, a cada lado de los buques de puertas y ventanas y en los extremos finales de los *muros*. El refuerzo vertical a lo largo del *muro* debe ser como mínimo varilla #3 y la separación máxima es 80 cm.

9.3.2 **Refuerzo horizontal de muros**

El refuerzo horizontal de los *muros* debe ser como mínimo una varilla #4 colocada en forma continua en:

a. La parte superior e inferior de las aberturas y debe extenderse como mínimo 60 cm o 40 diámetros, el mayor valor, más allá de donde termina la abertura.

b. Donde el techo o el entrepiso se conecta estructuralmente al *muro* y en la parte superior del mismo.

c. En el fondo del *muro*, tan cerca como sea posible de la fundación.

La separación máxima del refuerzo horizontal en la altura del *muro* es de 60 cm y puede utilizarse varilla #3, como mínimo. .

9.3.3 **Refuerzo de elementos estructurales**

a. Aros en columnas

En columnas, cualquiera que sea su condición, el espaciamiento de los aros no debe exceder 20 cm en toda su altura. Los aros de las columnas se deben terminar con un gancho de 135 grados con extensiones no menores que 10 diámetros de varilla o 6 cm.

b. Muros de corte

El refuerzo destinado a tomar cortante debe quedar uniformemente distribuido y deben ser varillas

deformadas, *escalerillas* en las sisas o una combinación de ambas. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder la tercera parte del largo del elemento, la tercera parte de la altura del elemento u 80 cm, el menor de los tres valores. El refuerzo para cortante debe ser anclado en sus extremos mediante un gancho estándar de 180 grados con una extensión mínima de 15 cm. La extensión del gancho debe quedar alojada en la sisa horizontal.

c. Refuerzo de muros

La suma de las áreas del refuerzo vertical y horizontal debe ser al menos

0.002 veces el *área bruta* del *muro* y la cantidad mínima de refuerzo en cualquiera de las dos direcciones debe ser 0.0007 veces el *área bruta* del *muro*.

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 *escalerillas* en las sisas, que deben tener un área equivalente.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

El refuerzo debe ser continuo alrededor de las esquinas del *muro* y a través de las intersecciones. Solamente aquel refuerzo que es continuo en el *muro* se puede considerar para el cálculo del acero mínimo.

El tamaño máximo de varilla vertical es un octavo del espesor nominal del bloque o la cuarta parte de la dimensión más pequeña de la celda. Como máximo se puede usar varilla #9. Se puede colocar como máximo dos varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores, siempre que el refuerzo no sea mayor que varilla #5.

Cuando la mampostería se coloque en forma de estiba tal y como se especificó en la sección 9.2.3, la cantidad de acero horizontal debe ser como mínimo equivalente a 0.0015 veces el *área bruta* transversal vertical del *muro*. En este caso el refuerzo horizontal debe ser colocado en las sisas horizontales o en *vigas bloques espaciado* a no más de 120 cm. La cantidad de acero vertical debe ser como mínimo equivalente a 0.0007 veces el *área bruta* transversal horizontal del *muro*.

d. Resistencia especificada a la compresión de la mampostería

Debe medirse conforme al anexo A.

e. Espesor efectivo de los muros

El espesor efectivo de los *muros* construidos con *unidades de mampostería huecas* o *sólidas* es el espesor total del *muro*.

f. Altura efectiva

La altura efectiva de columnas y *muros* debe ser tomada como la altura libre entre los soportes superior e inferior, en la dirección normal al eje del miembro considerado. Para miembros que no están soportados en su parte superior, la altura efectiva es el doble de la altura del miembro sobre su soporte.

g. Ancho efectivo en la intersección de muros

Cuando un *muro* de corte está anclado a la intersección de un *muro* o de varios *muros*, el ancho efectivo del ala en voladizo que se puede considerar a ambos lados no debe ser mayor que seis veces el espesor efectivo del *muro* para efectos de esfuerzos de flexión, siempre que se garantice la transferencia de las fuerzas cortantes verticales. Solamente el área efectiva del *muro* paralela a las fuerzas de corte se supone que puede tomar esfuerzos de cortante.

Las conexiones de almas con alas de *muros* de corte deben ser realizadas mediante bloques traslapados, anclajes metálicos o eliminando las caras de los bloques de tal forma que se le de continuidad a las varillas de refuerzo y al concreto de relleno.

h. Distribución de cargas concentradas verticales en muros

El largo del *muro* que puede ser considerado como efectivo para soportar cargas verticales concentradas no puede exceder la distancia centro a centro entre las cargas, ni el ancho del área de contacto más cuatro veces el espesor del *muro*.

i. Desplazamientos verticales

Cualquier viga que soporte *mampostería* ornamental o sin reforzar, debe ser diseñada de tal manera que su deformación vertical, producto de la carga permanente y temporal, no exceda el menor valor entre 1/600 del claro libre u 8 mm. Las vigas cargador se deben apoyar en la *mampostería* en una longitud mínima de 20 cm para evitar la falla por aplastamiento.

j. Muros que se intersecan con entrepisos y techos

Los *muros* deben ser anclados a los entrepisos, techos o cualquier otro elemento que le provea soporte lateral. Cuando los entrepisos o techos son diseñados para transmitir fuerzas horizontales a los *muros*, la conexión entre ambos elementos debe ser diseñada para resistir la fuerza horizontal. Esta fuerza no debe ser menor que 420 kg/m.

9.3.4 Módulos de elasticidad de los materiales y rigideces de los elementos

El módulo de elasticidad de la *mampostería* debe determinarse por el método de la secante, en el cual se encuentra la pendiente de una recta definida por los puntos correspondientes a 0.05 f'_m y a 0.33

a. **El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se puede calcular como:**

$E_m = 500\ f'$ **, con un máximo de 210 000 kg/cm^2.** **[9-1]**

b. **El módulo de elasticidad para unidades de concreto se puede calcular como:**

$E_m = 750\ f'$ **, con un máximo de 210 000 kg/cm^2.** **[9-2]**

c. **El módulo de elasticidad del acero se puede calcular como:**

$E_s = 2\ 100\ 000$ **kg/cm^2**

d. **El módulo de cortante de la *mampostería* se puede calcular como:**

$G = 0.4\ E_m$ **[9-3]**

e. **Los momentos de inercia equivalentes y las áreas para el análisis de edificios de mampostería estructural son:**

i. $I_{eq} = I_e$ **y** $A_{eq} = A_e$ **para elementos en flexocompresión.**

ii. $I_{eq} = 0.5 I_e$ **y** $A_{eq} = A_e$ **para elementos en flexión.**

donde:

I_{eq} **= momento de inercia equivalente de la sección transversal de la mampostería.**

A_{eq} **= área equivalente de la sección transversal de la mampostería.**

I_e **= momento de inercia efectivo de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.**

A_e **= área efectiva de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.**

Se considera un elemento en flexocompresión cuando está sujeto a cargas axiales mayores que 0.1 $f'_m\ A_e$**.**

9.3.5. Requisitos para el refuerzo de la mampostería

a. Propiedades del acero de refuerzo

Se debe utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, en los *muros estructurales* con *ductilidad local* 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 *sistemas sismorresistentes* y requieran *ductilidad local moderada,* así como en *aros y ganchos* de cualquier *elemento estructural.* En muros bajos con *hw/lw* menor que 2 de edificaciones de hasta dos niveles que sean diseñadas para demanda elástica (μ=1), en aros de elementos de concreto de confinamiento de paredes y en los elementos que no forman parte de *sistemas sismorresistentes,* se pueden utilizar los alambres que cumplen la norma ASTM A1064.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

b. Alambre corrugado

(Así reformado el título anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

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 135º en los extremos.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

c. **Separación del acero longitudinal**

La distancia libre entre varillas paralelas, excepto en columnas, debe ser mayor que el diámetro nominal de las varillas o que 2.5 cm, excepto que las varillas sí pueden estar en contacto en las zonas de empalme. Los requisitos para distancia libre también se aplican a empalmes de varillas adyacentes unos de otros.

La distancia libre entre la superficie de una varilla y cualquier superficie de la *mampostería* no debe ser menor que 1.5 cm. Las almas transversales de *unidades de mampostería huecas* pueden ser utilizadas para soportar el acero horizontal.

d. **Anclaje del refuerzo de flexión**

La tracción o compresión de cualquier varilla en cualquier sección debe desarrollarse a cada lado de la sección de acuerdo con la longitud de desarrollo necesaria. La longitud de desarrollo de cada varilla se puede alcanzar por una longitud de anclaje, combinada o no, con anclajes mecánicos o con ganchos estándar para el acero en tracción. El cálculo de las longitudes de desarrollo, longitudes de anclaje, empalmes, ganchos estándar, etc., debe ser como se establece en este capítulo.

e. **Anclaje del refuerzo para cortante**

Todo el acero utilizado para tomar esfuerzos de cortante en vigas y columnas debe formar aros cerrados que terminen en una esquina con un gancho de 135 grados y una extensión no menor que 10 cm o 6 diámetros. El acero de refuerzo para cortante en *muros* de *mampostería* debe estar constituido por varillas individuales que terminen con un gancho estándar.

f. **Acero de confinamiento**

Todas las varillas longitudinales para columnas deben ser confinadas con un aro cerrado o con un *amarre suplementario*. Se debe proveer soporte lateral a las varillas longitudinales por medio de la esquina de un aro o por el extremo del *amarre suplementario*. Las varillas longitudinales alternas confinadas de esta manera no se deben separar entre sí más de 20 cm.

Los aros y las varillas longitudinales deben ser colocados a no menos de 4 cm y a no más de 13 cm de la superficie externa de la columna. La separación de estos aros no debe exceder 20 cm.

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.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

g. **Ancho efectivo, b, del área en compresión**

Para calcular la zona de compresión producto de flexión en *muros*, para cargas perpendiculares al plano del *muro*, el ancho efectivo para las unidades traslapadas no debe exceder seis veces el espesor nominal del *muro* o la distancia centro a centro de varillas. En el caso de que las unidades se coloquen en forma de *estiba*, el ancho efectivo no debe exceder tres veces el espesor nominal del *muro* o la distancia centro a centro de varillas.

9.4 Diseño de mampostería por resistencia

9.4.1 **Resistencia requerida**

La *resistencia requerida* por la *mampostería* es la necesaria para resistir las combinaciones de carga factorizada según el capítulo 6 de este código.

9.4.2 **Factores de reducción de resistencia nominal**

TABLA 9.1 Factores de reducción de resistencia nominal

Elemento mecánico	Mampostería clase A	Mampostería clase B
Flexión y carga axial	$\phi = 0.80 - \frac{1.5P_u}{e \cdot m}$ $0.60 \le \phi \le 0.80$	$\phi = 0.75 - \frac{1.5P_u}{e \cdot m}$ $0.55 \le \phi \le 0.75$
Cortante y torsión	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.55$
Longitud de desarrollo y traslapos	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.75$
Aplastamiento	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.50$

9.4.3 **Requisitos para el refuerzo y detalles**

a. Refuerzo máximo

El tamaño máximo de varilla vertical debe ser un octavo del espesor nominal del bloque y se puede colocar como máximo dos varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores y cuando el refuerzo no sea mayor que varilla #5.

b. Colocación

El acero debe ser colocado como se indica a continuación:

i. En columnas y pilares, la distancia libre entre las varillas no debe ser menor que 1.5 veces su diámetro ni

menor que 4 cm.

ii. Recubrimiento: todo el refuerzo vertical 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*.

(Así reformado el inciso anterior mediante sesión Nº 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

c. **Ganchos estándar**

Se puede utilizar cualquiera de los siguientes ganchos:

i) Un gancho de 180º con una extensión de por lo menos 4 d_b o 6.5 cm.

ii)Un gancho de 135º con una extensión de por lo menos 6 d_b o 10 cm.

iii) Un gancho de 90º con una extensión de por lo menos 12 d_b.

Se considera extensión la parte recta después del gancho. El gancho se considera efectivo si la longitud de desarrollo de la sección recta más allá de la zona crítica es de por lo menos 40 d_b.

d. **Diámetro de doblez**

El diámetro mínimo interno de doblez para los ganchos de varillas longitudinales #3 a #8 no debe ser menor que 6 d_b. El diámetro mínimo interno para los ganchos de varillas longitudinales mayores que #8 no debe ser menor que 8 d_b. El diámetro mínimo interno para aros o para ganchos suplementarios fabricados con varillas menores que #5 no debe ser menor que 4 d_b.

e. **Longitud de desarrollo**

La longitud de desarrollo del acero, l_d, se calcula como:

$$l_d = \frac{l_{de}}{\phi} \qquad [9\text{-}4]$$

Donde

$$l_{de} = \frac{0.566 d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \leq 52 d_b \qquad [9\text{-}5]$$

donde:

K **= recubrimiento lateral o separación libre entre las varillas, el que sea menor (cm); no debe exceder 5** d_b.

El valor de l_{de} **no debe ser considerado menor que 30 cm.**

f. **Empalmes**

En empalmes mediante traslapos su longitud se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$l_{empalme} = \frac{l_{de}}{\phi} \geq 40cm \qquad [9\text{-}6]$$

l_{de}

Todos los traslapos deben estar embebidos en concreto. Se permite usar traslapos soldados o empalmes mecánicos siempre que se demuestre que son capaces de desarrollar una capacidad igual a 1.25 veces el valor de cedencia del acero.

9.5 Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia

9.5.1 Requisitos generales

Los requisitos de esta sección se aplican para el diseño de vigas, pilares y columnas. El valor de f'_m para los cálculos correspondientes no debe ser mayor que 210 kg/cm^2.

9.5.2 Suposiciones de diseño

Se deben aplicar las siguientes suposiciones:

a. La *mampostería* es incapaz de tomar esfuerzos de tracción superiores a su módulo de ruptura.

b. El refuerzo está completamente embebido en el concreto de relleno o mortero de pega, de tal manera que ambos trabajan como un material homogéneo.

c. La resistencia nominal de una sección de *mampostería* reforzada para la combinación de flexión y carga axial se basa en condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Las deformaciones unitarias del refuerzo y de la *mampostería* deben ser supuestas como directamente proporcionales a su distancia desde el eje neutro.

d. La deformación unitaria de la mampostería, e_{mu} , en la fibra extrema en compresión se debe considerar como 0.003 para el diseño de vigas, pilares, columnas y muros.

e. El esfuerzo en el acero menor que su valor de cedencia, f_y , debe ser considerado como E_S veces la deformación unitaria correspondiente. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y .

g. La resistencia a la tracción de la *mampostería* se debe despreciar en los cálculos de resistencia en flexión.

h. El diagrama de los esfuerzos en compresión de la *mampostería* se debe suponer como rectangular y con los siguientes lineamientos:

i) **Los esfuerzos son considerados iguales a 0.85 f'_m y uniformemente distribuidos sobre un área delimitada por los bordes de la sección y una línea recta paralela al eje neutro y localizada a una distancia a = 0.85 c desde la fibra extrema en compresión.**

ii) **La distancia c desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro debe ser medida en una dirección perpendicular a dicho eje.**

Las fuerzas utilizadas para diseñar los miembros deben basarse en un análisis que considere la rigidez relativa de todos los miembros estructurales. El cálculo de la rigidez lateral debe incluir la contribución de todas las vigas, pilares, columnas y muros.

9.5.3 Área máxima de acero por flexión

Para miembros en flexión o flexocompresión, el área de acero en tracción por flexión no debe exceder el área de acero requerido para mantener el equilibrio axial bajo las siguientes condiciones:

a. La distribución de deformaciones unitarias en la sección considerada se supone 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.

b. Las fuerzas de compresión deben estar en equilibrio con las fuerzas de tracción proporcionadas por el acero de refuerzo para la combinación de cargas 1.0 CP + 0.75 CT + 0.525 CS.

c. Se permite incluir el efecto del acero de refuerzo de compresión, aunque no tenga restricción lateral.

d. Se aplican las suposiciones de diseño del inciso 9.5.2.

$$C_m = 0.85 f'_m \left[0.85 \frac{\varepsilon_{mu}}{\left(\varepsilon_{mu} + 1.5\varepsilon_y\right)} d \right] b \qquad [9\text{-}7]$$

roceso;
dica en el inciso “a” anterior.
iguiente expresión:

iii) Se calcula la fuerza axial en el acero a compresión, C_S, con la siguiente expresión:

$$C_s = f_y A_s \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + 1.5\varepsilon_y} \right) \left[\frac{\varepsilon_{mu} - \varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} \right] \qquad [9\text{-}8]$$

iv) Se calcula la fuerza axial en el acero a tracción, T_S, con la siguiente expresión:

$$T_s = f_y A_s \left(\frac{1.5\varepsilon_y}{\varepsilon_{mu} + 1.5\varepsilon_y} \right) \left[\frac{1.5\varepsilon_y - \varepsilon_y}{1.5\varepsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\varepsilon_y}{1.5\varepsilon_y} \right] \qquad [9\text{-}9]$$

v. Se calcula la capacidad en compresión:

$$P = C_S + C_m - T \qquad [9\text{-}10]$$

vi Se calcula la fuerza axial esperada durante el sismo con:

$$P = CP + 0.75CT + 0.525CS \qquad [9\text{-}11]$$

vii. Si el valor de P´< P la cantidad de acero es adecuada.

9.5.4 Requisitos de resistencia

Excepto donde se indique lo contrario, los miembros deben ser diseñados para resistir las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 6 de este código.

9.5.5 Resistencia de diseño

La resistencia suministrada por la sección transversal de una viga, pilar o columna en términos de carga axial, cortante y momento debe ser calculada como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción, ***f***, especificado en la tabla 9.1.

9.5.6 Resistencia nominal en flexión y carga axial

La *resistencia nominal* en carga axial, P_n, y la *resistencia nominal* en flexión deben ser determinadas de acuerdo con las suposiciones de diseño establecidas en el inciso 9.5.2.

Se deben usar los factores de modificación por esbeltez de la ecuación [9-12], $[1-(h/140r)^2]$, y de la ecuación [9-13], $(70r/h)^2$, en cualquier elemento sometido a carga axial.

La *resistencia nominal* máxima en carga axial en compresión se determina como:

a) **Para elementos con valores de *h/r* menores que 99:**

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

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

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

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

9.5.7 Resistencia nominal al cortante

La resistencia nominal al cortante se determina como:

$$V_n = V_m + V_s \qquad [9$$

donde la contribución de la *mampostería* es

$$V_m = C_d A_e \sqrt{f'_m} \qquad [9\text{-}15$$

Con

$$V_{m\,máximo} = 14.5\ C_d A_o \qquad [9\text{-}16]$$

y la contribución del acero es

$$V_s = A_e \rho_n f_y \qquad [9\text{-}17]$$

Se utiliza el valor de C_d de acuerdo con la siguiente tabla:

TABLA 9.2. Valor de C_d.

M /Vd (1)	C_d
≤0.25	0.64
≥1.00	0.32

(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.