

CAPITULO 6

REQUERIMIENTOS PARA MARCOS ESPECIALES

6.1 Alcances

Todos los marcos especiales de concreto reforzado deben cumplir con los requerimientos del capítulo anterior y además deben ser diseñados y detallados por “capacidad jerárquica” de acuerdo con el criterio del inciso 1.2 de esta norma y los requisitos de este capítulo.

6.2 Elementos a flexión

Un elemento horizontal, vertical o inclinado se considerará en flexión pura si la carga de diseño axial (de compresión o tensión) en el elemento no excede $0.10 f_c A_g$.

6.2.1 Geometría

Si el claro libre “ L_n ” de un elemento es menor que tres veces su peralte efectivo se clasificará como dintel o muro dependiendo de la inclinación del eje longitudinal del elemento.

El ancho “ b_w ” del elemento no debe ser menor que 23 centímetros ni mayor que $b_c + h_c/2$

Para prevenir inestabilidad lateral durante reversiones cíclicas de esfuerzos, las dimensiones de la sección del concreto deben ser tales que:

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 37 \dots\dots\dots (Ec. 6.1)$$

NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000

$$\left(\frac{L_n}{b_w}\right)\left(\frac{h}{b_w}\right) \leq 148 \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Si el elemento es aislado, sin la restricción lateral de una losa monolítica, los límites en las ecuaciones 6.1 y 6.2 se reducirán a 2/3 de los valores indicados.

6.2.2 Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal debe satisfacer los requerimientos del capítulo 5 de esta norma y los requerimientos adicionales dados en este inciso.

6.2.2.1 Cantidad de refuerzo

El acero longitudinal no excederá la siguiente relación (a veces llamada “porcentaje” aunque se exprese en decimales)

$$\rho \leq \left(\frac{70}{f_y}\right) \dots \dots \dots (\text{Ec. 6.3})$$

$$\rho \leq \rho' + 0.5 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \left(\frac{6000}{6000 + E_y}\right) \dots \dots \dots (\text{Ec. 6.4})$$

En la que “ f_y ” y “ f'_c ” se expresan en kg/cm^2 ; “ ρ ” y “ ρ' ” se multiplican por “ $b_w d$ ” para obtener el acero mínimo de la cara correspondiente de la sección.

6.2.2.2 Redistribución de esfuerzos flectores

Es aceptable subreforzar algunos de los elementos en flexión en los puntos de potencial formación de articulaciones plásticas redistribuyendo el momento flector a otras zonas del elemento. Para combinaciones sísmicas puede redistribuirse hasta el 25% de los momentos flectores negativos de diseño. Para combinaciones gravitacionales puede redistribuirse hasta el 15%. No deben redistribuirse momentos flectores positivos al centro del claro. Queda al criterio del analista el uso que haga de este recurso; a menos que sólo lo utilice esporádicamente deberá hacerse constar en el informe de diseño, ya que su uso generalizado e indiscriminado incrementa el deterioro sísmico.

6.2.2.3 Distribución del acero dentro de la sección

En los tramos donde se requiere refuerzo de confinamiento según el inciso 6.2.3, las varillas longitudinales de refuerzo estarán distribuidas con una separación no mayor de 29 cm entre ellas. Las varillas en esas zonas tendrán también soporte lateral proporcionado por esquinas de estribos o por eslabones enganchados al estribo perimetral; las patas de los estribos o eslabones tendrán un área de acero mayor que

$$A_e \geq \left(\frac{A_{se}}{16} \right) \left(\frac{f_y}{f_{yh}} \right) \left(\frac{s}{15} \right) \dots \dots \dots (Ec. 6.5)$$

Donde “A_{se}” es el área de las varillas de refuerzo longitudinal que queden dentro del área de influencia del estribo o eslabón de área “A_e”;

No se deben usar empalmes por traslape en los siguientes casos. (1) dentro de nudos viga-columna y otras uniones de elementos; (2) dentro de una distancia de una vez y media el peralte del elemento medida desde la cara de la junta; (3) en secciones donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales postelásticos del marco. En otras zonas, los traslapes de refuerzo en tensión son permitidos. El máximo espaciamiento del refuerzo transversal sobre la longitud del traslape no debe exceder del menor de 12 diámetros de la varilla empalmada ó d/3.

Los empalmes hechos con dispositivos mecánicos serán permitidos solamente cuando cumplan con las especificaciones descritos en la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma. El acero de las varillas a soldarse tendrá la composición química adecuada conforme también a dicha referencia.

El refuerzo longitudinal de vigas que terminan en una columna debe extenderse hasta la cara más distante del núcleo confinado y anclarse para que pueda desarrollar su capacidad nominal. Este anclaje debe hacerse con un gancho estándar de 90° y deberá calcularse que la longitud de desarrollo disponible más el gancho son suficientes. La varilla se puede anclar recta solamente si la longitud de desarrollo disponible lo permite. La zona de la columna considerada efectiva para anclaje es el núcleo confinado únicamente. Sin embargo, los ganchos se pueden anclar en muñones de viga más allá del núcleo confinado; el refuerzo transversal del muñón cumplirá con los requisitos del inciso 6.2.2; el muñón tendrá un refuerzo perpendicular a los estribos que cumpla con la ecuación 2.1 ó 2.2 de esta norma

6.2.3 Refuerzo transversal

La fuerza cortante de diseño no se obtendrá del análisis sino de la capacidad flectora del elementos V_{dis} debe ser determinada suponiendo momentos flectores de signo opuesto en cada extremo del elemento correspondiente a la capacidad o resistencia a la cedencia de flexión de la sección, se supondrá que el elemento está cargado con una carga tributaria gravitacional a lo largo de su claro igual a $(1.2 M + V)$. La capacidad flectora de la sección debe calcularse usando las propiedades del elemento en el rostro de los soportes y suponiendo un factor de reducción de resistencia $\phi = 1.0$ y factores de sobrerresistencia de 1.25 para aceros con punto de fluencia nominales de 2800 kg/cm^2 y de 1.40 para aceros con fluencias nominales mayores

En zonas que requieren refuerzo confinante el estribo se calculará tomando en cuenta únicamente la mitad de la contribución del concreto, mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\left(V_{dis} - \frac{V_c}{2} \right)}{d f_{yh}} \dots \dots \dots (Ec. 6.6)$$

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

En otras zonas se podrá tomar en cuenta la resistencia cortante del concreto mediante la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53b_w d \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (Ec. 6.7)$$

En ambos casos podrá usarse un factor $\phi = 1.0$.

Se deberá proveer refuerzo transversal a todo lo largo de los elementos sismorresistentes sujetos a flexión. El refuerzo transversal consistirá de estribos calibre N° 3 o mayores. El espaciamiento máximo de estribos será $d/2$ en zona no confinada.

Deberán disponerse zunchos de confinamiento en las siguientes regiones de elementos en flexión pura que son parte del sistema sismorresistente: (1) en una longitud igual a dos veces el peralte efectivo del elemento medida desde el rostro del elemento en que se apoya; (2) en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento; (3) a ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión a causa de derivas laterales postelásticas del marco; (4) en cualquier sección sujeta a flexión por el sismo donde el área de acero en tensión exceda el 50% del porcentaje balanceado.

El primer zuncho debe estar situado a no más de 5 cm del rostro del elemento de apoyo.

El espaciamiento máximo entre zunchos no debe exceder: (1) $d/4$; (2) ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña; (3) 24 veces el diámetro de las varillas de los zunchos; (4) 20 cm.

Donde se requieran zunchos, estos se dispondrán de manera que las varillas longitudinales tengan soporte lateral de conformidad con las provisiones para elementos sujetos a flexión y carga axial.

6.3 Elementos sujetos a flexión y carga axial

Elementos que no sean muros estructurales y que tengan una carga axial compresiva de diseño mayor que $0.10 f'_c A_g$ deben satisfacer los requerimientos de esta sección.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

6.3.1 Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida sobre una línea que pase por el centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm.

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión ortogonal no debe ser menor que 0.4.

6.3.2 Carga axial máxima

La carga axial máxima de diseño no deberá exceder $0.6f_c A_g$ en zonas con alto potencial de demanda de ductilidad.

6.3.3 Diseño de columnas por capacidad

Se considerará en estas normas que el criterio de “diseño por capacidad” requerido en este capítulo queda satisfecho al aplicar el siguiente procedimiento

$$M_{cap} = K_r K_m M_{su} \dots \dots \dots \text{(Ec. 6.8)}$$

donde

M_{cap} · es el momento sísmico modificado. (Este valor es el que debe utilizarse en las combinaciones de carga para diseño de acuerdo con el capítulo 8 de la norma NR-2).

M_{su} · es el momento flector sísmico resultante del análisis estructural hecho conforme a los capítulos 2 ó 3 de la norma NR-3; si hay efecto P-Delta (incisos 2.7, 3.13 ó 4.7 de la norma NR-3), este efecto debe estar previamente incluido en el cálculo de M_{su} .

K_r · factor de sobre-resistencia, 1.25/0.9 para aceros con fluencias nominales de 2800 kg/cm² y 1.40/0.9 para aceros con fluencias nominales mayores.

K_m · factor de magnificación descrito a continuación

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

- i) para estructuras que pueden analizarse por el método de la fuerza estática equivalente (capítulo 2 de la norma NR-3)

$$K_m = 0.5 T_1 + 1.10 \quad (1.5 \leq K_m \leq 1.9)$$

donde T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis; el anterior valor de K_m aplica a los 2/3 superiores de la estructura; en sótanos y en el primer nivel sobre el suelo puede utilizarse $K_m = 1.5$, en los niveles restantes se puede interpolar

- ii) Para estructuras que deben analizarse por el método de análisis modal (capítulo 3 de la norma NR-3),

$$K_m = 1.5$$

- iii) Para estructuras que podrían analizarse por el método de la fuerza estática equivalente pero se ha optado por utilizar el análisis modal (capítulo 3 de la norma NR-3),

$$K_m = 1.3$$

6.3.3.1 Diseño en flexocompresión de la columna

Se usará el momento flector de diseño M_{dis}/ϕ . Para integrarlo, M_{cap} se combinará con los momentos flectores resultantes del análisis gravitacional y de otras cargas conforme al capítulo 8 de la norma NR-2. En caso que aplique magnificación por esbeltez del elemento conforme a la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma, ésta deberá aplicarse a M_{su} . El factor de reducción de capacidad puede ser $\phi = 1.0$ cuando se combina con M_{cap} .

Si este requerimiento no se cumple para algunas columnas en algún nivel, si lo deben satisfacer el 80% de las restantes columnas en el mismo nivel de la edificación. Las columnas que no cumplen el criterio deben ser provistas del refuerzo transversal especial especificado en el inciso 6.3.3 sobre toda su longitud. La capacidad en flexión de las columnas que no cumplen deber ser calculada para la combinación más crítica de carga y momento flector que corresponda a la dirección de análisis, suponiendo un factor de reducción de capacidad $\phi = 0.70$ ó 0.75 según el tipo de refuerzo transversal.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

Cuando no sea posible lograr el criterio de “diseño por capacidad” en un nivel (por ejemplo en la base de edificaciones) o cuando no sea práctico lograrlo (por ejemplo en el último piso), se aplicará por lo menos un factor de reducción de capacidad $\phi = 0.50$ en lugar del criterio de sobre-resistencia y adicionalmente se instalará refuerzo de confinamiento a todo lo largo de la columna. Para prevenir la formación de un mecanismo de colapso, al menos un extremo de cada columna satisfará los requisitos de diseño por capacidad.

6.3.4 Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- (a) La cantidad de refuerzo, $\rho_t = A_{st}/A_g$, no debe ser menor que 0.008 ni mayor que 0.06 para aceros con puntos de fluencia nominales de 2800 kg/cm². Para aceros con puntos de fluencia mayores el refuerzo no excederá 0.045.
- (b) En los tramos de elemento que requieren refuerzo de confinamiento según en el inciso 6.3.5, las varillas de refuerzo estarán distribuidas de manera que el espacio máximo entre unas y otras no exceda 20 cm. Las varillas longitudinales tendrán también soporte lateral proporcionado por esquinas de estribos o por eslabones enganchados al estribo perimetral espaciados a no más de 35 cm entre sí medidos horizontalmente dentro de la sección del elemento; las patas de los estribos o eslabones tendrán un área de acero de al menos 1/16 del área de las varillas de refuerzo longitudinal que queden dentro del área de influencia del estribo o eslabón. Es permitido poner varillas intermedias no soportadas lateralmente siempre que se hallen entre dos varillas lateralmente soportadas que estén separadas como máximo 35 cm.
- (c) Los traslapes son permitidos solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y se calcularán como empalmes para flexión. (En ningún caso se utilizarán especificaciones para empalmes en compresión).
- (d) Los empalmes hechos con dispositivos mecánicos pueden utilizarse siempre que cumplan con las provisiones de la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma. No se podrán utilizar empalmes soldados, excepto que se cumplan todos los requisitos de la referencia 1, incluyendo el uso de refuerzo ASTM A-706.

6.3.5 Refuerzo transversal para confinamiento

El refuerzo transversal deberá tener un punto nominal de cedencia igual o menor que el refuerzo longitudinal.

Se proveerá zunchos (estribos de confinamiento), en la cantidad especificada en:

- (a) Una longitud L_o , medida desde el rostro de apoyo,
- (b) Una longitud L_o a cada lado de cualquier sección intermedia donde pueda ocurrir fluencia por flexión producida por deformaciones postelásticas del marco.

Cuando los elementos en flexocompresión se flexionen en doble curvatura, la longitud L_o no debe ser menor que: (1) una sexta parte de la altura libre del elemento; (2) la máxima dimensión de la sección transversal del elemento; (3) 45 cm.

Cuando los elementos en flexocompresión puedan flexionarse en curvatura simple, la longitud L_o , será todo el claro libre.

En cualquier elemento sujeto a flexión y carga axial donde se espere la formación de una articulación plástica, la longitud L_o será todo el claro libre. Estos elementos incluyen el primer piso sobre el plano del suelo donde la edificación vibre libremente y cualquier situación donde la columna no cumpla con el criterio de diseño por capacidad.

Dentro de la longitud L_o los zunchos (estribos de confinamiento) cumplirán con los siguientes criterios:

$$\frac{A_{sh}}{S_h} = 0.30 h \left[\frac{f'_c}{f_{yh}} \right] \left[\frac{A_g}{A_c - 1} \right] K_z K'_z \dots \dots \dots \text{(Ec. 6.9)}$$

pero no menos de

$$\frac{A_{sh}}{S_h} = 0.09 h \left[\frac{f'_c}{f_{yh}} \right] K_z K'_z \dots \dots \dots \text{(Ec. 6.10)}$$

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

si el refuerzo transversal es un zuncho espiral

$$\frac{A_{sp}}{S_h} = 0.11 d'' \left[\frac{f'_c}{f_{yh}} \right] \left[\frac{A_g}{A_c - 1} \right] K_z K'_z \dots\dots\dots (\text{Ec. 6.11})$$

pero no menos de

$$\frac{A_{sp}}{S_h} = 0.03 d'' \left[\frac{f'_c}{f_{yh}} \right] K_z K'_z \dots\dots\dots (\text{Ec. 6.12})$$

donde

$$K_z = 0.5 + 1.25 \left(\frac{P_e}{0.9 f'_c A_g} \right) \dots\dots\dots (\text{Ec. 6.13})$$

$K'_z = 0.75$ cuando se utilice un criterio de diseño por capacidad;
 = 1.0 cuando el diseño no es por capacidad;
 = 1.0 en el primer piso sobre el nivel general del terreno, y donde hay cambios en el número de columnas entre un piso y otro aunque el diseño sea por capacidad.

Dentro de la longitud L_o , el espaciamiento máximo S_h no excederá. (1) 6 diámetros de la varilla longitudinal confinada más pequeña; (2) 24 diámetros de la varilla confinante; (3) un cuarto de la menor dimensión de la sección transversal de la columna; (4) 15 cm.

El primer estribo debe estar a no más de 5 cm de la cara de la junta.
 En el resto del miembro, más allá de las longitudes L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal no excederá. (1) 8 diámetros de la varilla longitudinal confinada más pequeña; (2) un medio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna, (3) 20 cm.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

6.3.6 Refuerzo transversal para corte

La fuerza cortante se estimará para una distribución crítica de momentos flectores a lo largo del elemento que sea congruente con los criterios de sobre-resistencia adoptados para el diseño del elemento

Se considerará que el requisito anterior queda satisfecho si se emplea el siguiente procedimiento aproximado:

$$V_{cap} = 1.6K_r V_{su} \dots \dots \dots (Ec 6 14)$$

donde

V_{su} es el corte resultante del análisis sísmico efectuado conforme a estas normas, incluyendo cualquier efecto P-Delta (inciso 2 7 de la norma NR-3),

K_r factor de sobre-resistencia ya definido para la ecuación 6 8;

V_{cap} es el corte sísmico modificado.

Para diseñar la columna se utilizará el corte de diseño V_{dis} . Para integrarlo, V_{cap} se combinará con los cortantes resultantes del análisis gravitacional de acuerdo con el capítulo 8 de la norma NR-2. El factor de reducción de capacidad puede ser $\phi = 1 0$ cuando se utiliza V_{cap} en la combinación.

La resistencia al cortante del concreto dentro de la longitud L_o se calculará en términos de la sección confinada A_c y la sección bruta A_g conforme a la ecuación 6 20

$$V_{cc} = 0.53K_{cc} \sqrt{f'_c} A_g \dots \dots \dots (Ec 6 15)$$

donde

$$K_{cc} = \left(\frac{P_u}{f'_c A_g - 0.1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

En los casos que $P_u/(f_c A_g)$ sea menor que 0.1 o en tensión, la contribución del concreto se considerará nula. P_u es la combinación de cargas axiales y en este caso se escogerá la combinación menor.

Se verificará que el refuerzo transversal ya provisto en el elemento no sea menor que

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{dis} - V_{cc}}{d f_{yh}} \dots\dots\dots (Ec. 6.16)$$

Fuera de las longitudes L_o se podrán utilizar los criterios de resistencia contenidos en la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma.

6.4 Nudos viga-columna

Todos los marcos especiales deben tener nudos viga-columna que cumplan con los requisitos del inciso 5.4 y además con los requisitos de esta sección.

6.4.1 Geometría de los nudos

Para diseñar un nudo deberá considerarse cada dirección de análisis de la estructura. En cada dirección, el nudo tiene una base h_c , que es el peralte de la mayor columna que llega al nudo; tiene una altura h_b correspondiente al peralte de la mayor viga que llega al nudo en esa dirección. El ancho del nudo, b_j se define en función del ancho de columna, b_c , y del ancho de viga b_w , de la manera siguiente:

- i) Si b_c es mayor o igual que b_w , entonces $b_j = b_c$; pero no mayor que $b_w + 0.5 h_c$;
- ii) Si b_c es menor que b_w , entonces $b_j = b_w$.

6.4.2 Clasificación de nudos

Por su localización, los nudos se clasifican en interiores y exteriores. A los nudos interiores llegan vigas del marco sismo-resistente por ambos lados en la dirección de análisis, un nudo exterior puede tener adosada una viga voladiza o un muñón de anclaje.

Por la técnica de refuerzo del marco especial los nudos se clasifican en simples y protegidos. En los nudos protegidos se previene la posibilidad de que se generen articulaciones plásticas en la inmediata vecindad del nudo; esto se logra utilizando el criterio de diseño por capacidad de la columna y además utilizando técnicas desplazamiento de rótulas para reforzar las vigas. Véase el inciso 6.4.3. Los nudos simples reciben vigas convencionalmente reforzadas y pueden o no recibir columnas fuertes

6.4.3 Nudos protegidos (opcionales)

Para proteger un nudo debe evitarse que fluyan las barras longitudinales de refuerzo que lo atraviesan. El diseño de las columnas por capacidad evita la fluencia de las barras verticales que lo atraviesan. Para evitar que el refuerzo horizontal de las vigas fluya, hay que desplazar la rótula plástica potencial en la viga una distancia L_r hacia fuera del rostro de la columna; L_r será 50 cm o bien un peralte de viga, el que sea menor

6.4.4 Solicitaciones sobre el nudo

Para fines de diseño se verificarán las solicitaciones en cada dirección de análisis. Se podrá verificar independientemente cada dirección.

La fuerza cortante horizontal sobre nudos interiores se tomará como

$$V_{jb} = A_s f_y + A'_s f_y - V_{su} \dots \dots \dots \text{(Ec. 6.17)}$$

donde A_s y A'_s son respectivamente las áreas de acero superior e inferior que atraviesan el nudo horizontalmente. V_{su} es la fuerza cortante aportada por la columna superior conforme el análisis, tal como se define en el inciso 6.3.6.

La fuerza cortante horizontal sobre nudos exteriores se tomará como:

$$V_{jh} = A_s f_y - V_{su} \dots \dots \dots (Ec. 6.18)$$

6.4.4.1 Caso especial

Para nudos protegidos confórmela inciso kol, en los que el acero horizontal no fluye, puede sustituirse f_y por los esfuerzos reducidos f_s y f'_s correspondiente a A_s y A'_s

6.4.5 Capacidad del nudo

El esfuerzo nominal en el nudo se define como:

$$V_j = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \dots \dots \dots (Ec. 6.19)$$

V_j no excederá $5\sqrt{f'_c}$ expresado en kg/cm^2 . De excederse hay que aumentar el tamaño del nudo.

6.4.6 Refuerzo horizontal de corte dentro del nudo

Como refuerzo horizontal de corte del nudo se utilizará los mismos estribos o ensambles de estribos y eslabones auxiliares utilizados para refuerzo transversal de la mayor columna que entre al nudo. Estarán uniformemente distribuidos dentro del nudo con el mismo espaciamiento que traen de la columna pero no mayor que 12 cm. Adicionalmente se colocará un ensamble de estribos inmediatamente debajo del refuerzo inferior de las vigas y otro inmediatamente encima del refuerzo superior de las vigas.

Cuando el refuerzo transversal de las columnas sea espiral, lo especificado en el párrafo anterior aplica a las espirales.

6.4.7 Nudos interiores – Refuerzo horizontal principal

El refuerzo horizontal principal proveniente de los elementos que llegan a un nudo interior debe ser continuo a través del nudo y sin empalmes por traslape dentro del nudo.

Para mantener los esfuerzos de adherencia acero-concreto dentro de límites aceptables durante la respuesta dinámica postelástica se imponen las siguientes limitaciones al diámetro de las varillas longitudinales:

- i) Diámetros D_{bv} de varillas de vigas, estructuras con nudos simples.

$$D_{bv} \text{ menor que } \frac{h_c}{20} \text{ si } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_{bv} \text{ menor que } \frac{h_c}{24} \text{ si } f_y > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- ii) Diámetros D_{bv} de varillas de vigas, estructuras con nudos protegidos

$$D_{bv} \text{ menor que } \frac{h_c}{16} \text{ si } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_{bv} \text{ menor que } \frac{h_c}{20} \text{ si } f_y > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- iii) Diámetros D_{bc} de varillas de columnas, para casos donde se espere una articulación plástica de columna. También para los nudos a nivel de plaza y los nudos donde hay cambios abruptos de rigidez vertical de la edificación:

$$D_{bc} \text{ menor que } \frac{h_b}{20} \text{ si } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_{bc} \text{ menor que } \frac{h_b}{24} \text{ si } f_y > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- iv) Diámetros D_{bc} de varillas de columnas, diseñadas por capacidad, como columna fuerte:

$$D_{bc} \text{ menor que } \frac{h_b}{16} \text{ si } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_{bc} \text{ menor que } \frac{h_b}{20} \text{ si } f_y > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

6.4.8 Nudos exteriores – Refuerzo longitudinal principal

El refuerzo longitudinal horizontal de elementos que terminan en un nudo exterior deberá extenderse hasta la cara más distante del núcleo confinado del nudo. El refuerzo deberá rematarse en un gancho estándar de 90°

Se verificará que la varilla y su gancho tenga una longitud de anclaje adecuada medida dentro del núcleo de la columna o viga. La longitud de anclaje de una barra corrugada con gancho estándar, incluyendo la proyección longitudinal del gancho, es:

$$L_{dh} = 200 D_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots \dots \dots (Ec \ 6.20)$$

En la ecuación anterior L_{dh} y D_b están en cm y f_y , f'_c y 2800 están en kg/cm^2 .

Cuando el concreto del nudo esté confinado, entonces el resultado de la ecuación 6.20 se podrá multiplicar por 0.8. Si además las varillas tienen dentro del nudo un recubrimiento de concreto que exceda 5 cm, el resultado de la ecuación 6.20 se podrá multiplicar por 0.8. Los factores anteriores pueden ser concurrentes.

6.4.9 Continuidad del refuerzo a través del nudo

Para hacer que el refuerzo sea continuo a través de un nudo interior que conecta elementos de distintas dimensiones, el refuerzo podrá desviarse de su trayectoria con dobleces de 1 a

10 o más tendidos. En las gargantas y zonas de doblez deberá proveerse zunchos y eslabones auxiliares que tomen las componentes perpendiculares de las fuerzas de cedencia con un factor de reducción de capacidad $\phi = 0.50$; adicionalmente, cada varilla longitudinal deberá estar individualmente soportada lateralmente por esquinas de estribos o enganchadas a eslabones auxiliares.

Si lo anterior no puede hacerse por diferencias más significativas de dimensiones entre los elementos de uno y otro lado, entonces el refuerzo discontinuo deberá anclarse en la cara opuesta del nudo de la manera especificada para anclajes en nudos exteriores.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

s_v separación vertical entre las varillas del refuerzo vertical,

s_h separación horizontal entre las varillas del refuerzo horizontal

7.3.2 Refuerzo mínimo

Los porcentajes mínimos " ρ_h " y " ρ_v " serán ambos 0.0025. Sin embargo, cuando se cumpla con la ecuación 8.4, los porcentajes mínimos pueden reducirse a lo especificado en la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma.

$$V_{dis} < 0.25 \sqrt{f_c} t_m L_m \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.4)}$$

7.3.3 Refuerzo máximo

Los porcentajes máximos de refuerzo horizontal " ρ_h " y vertical " ρ_v " no deben exceder 0.04, ni localmente en alguna parte del muro, ni globalmente a lo largo del muro.

7.3.4 Distribución del refuerzo

El refuerzo deberá dividirse en dos camas; se puede instalar una cama cuando " t_m " sea menor o igual que 25 cm y además cumpla con el requisito de la ecuación 7.5. El espaciamiento de refuerzo en cada dirección no deberá exceder 40 cm ni ser mayor que 3 veces el espesor del muro; el diámetro de las varillas no excederá un décimo del espesor local. En zonas que requieren confinamiento del concreto según el inciso 7.4, el espaciamiento " s_v " entre varillas verticales no excederá 20 cm y el espaciamiento " s_h " entre varillas horizontales, no excederá 15 cm.

$$V_{dis} < 0.55 \sqrt{f_c} t_m L_m \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.5)}$$

7.3.5 Terminación de refuerzo vertical

El refuerzo vertical podrá irse recortando conforme lo permita el diagrama de momentos flectores, prolongando las varillas un altura “L_{om}” más allá del punto donde ya no se necesiten. La altura “L_{om}” se define en el inciso 7.6.3.

7.3.6 Traslapes de refuerzo vertical

Se escalonarán, no se traslapará más de la mitad del acero de la cortina de refuerzo en una sección dada, la otra mitad se traslapará más arriba, por lo menos a una longitud de desarrollo, no se traslapará más de un medio del acero de cada borde a una altura dada, la otra mitad un piso más arriba, el refuerzo vertical se instalará siempre dentro del horizontal.

7.3.7 Traslapes de refuerzo horizontal

No se permiten a menos que el extremo de la varilla traslapada se doble y se ancle con un gancho en la cama opuesta de refuerzo.

7.3.8 Juntas frías de construcción

La cantidad mínima de refuerzo vertical que deberá cruzar las juntas frías se especifica en la ecuación 7.6

$$A_{st} \geq \frac{0.55 \sqrt{f'_c} A_g - 0.70 P_{dmin}}{f_y} \geq 0.0025 A_g \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.6})$$

Donde “A_{st}” es el total de refuerzo vertical incluyendo en de la cortina y el de los elementos de borde; “A_g” es el área total de la sección de muro incluyendo cortina y bordes, “P_{d min}” es la combinación de carga axial de diseño más pequeña sobre el muro, negativa si es tensión

NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000

Si $x^* \geq X^*$, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de espaciamiento máximo del inciso 6.3.5 y la cantidad será la mayor de las obtenidas por las ecuaciones 7.8 y 7.9

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = h'' \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.8)}$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = h'' \beta_2 \left(\frac{A_g}{A_c - 1} \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.9)}$$

Donde A_{sh} es la suma de todas las áreas de las patas de estribos y eslabones de confinamiento perpendicular al plano (h''_{sh}); “ h'' ” es la dimensión transversal del núcleo del muro medida centro a centro del refuerzo confinante; β_1 y β_2 son los valores de los coeficientes de confinamiento enumerados en el cuadro 7.1, y el resto de términos están definidos en los capítulos antecedentes a éste.

x^*/L_m	β_1	β_2
0.10	0.07	0.18
0.20	0.08	0.205
0.30	0.09	0.23
0.40	0.105	0.26
0.50	0.115	0.285
0.60	0.125	0.31
0.70	0.135	0.34

Cuadro 7.1 – Coeficientes para confinamiento de muros estructurales

7.5 Resistencia de muros estructurales

7.5.1 Resistencia al cortante

En general, la capacidad cortante “ V_y ” podrá estimarse como

$$V_y = \phi A_{cv} (0.53 \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \leq V_{y\max} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.10})$$

Sin embargo, cuando la relación H_m/L_m sea menor que 2, podrá suponerse una resistencia “ V_y ” dada por la ecuación 8.11.

$$V_y = \phi A_{cv} (0.53 \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \leq V_{y\max} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.11})$$

en la que:

$$A_{cv} = 0.80 L_m t_m \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.12})$$

$$V_{y\max} = \phi A_{cv} (2.1 \sqrt{f'_c}) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.13})$$

Sin embargo, cuando la relación H_m/L_m sea menor que 2, podrá suponerse una resistencia especificada en la ecuación 8.14.

$$V_y = \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \leq V_{y\max} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.14})$$

en la que

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.80, & \text{si } \frac{H_m}{L_m} < 1.5 \\ 0.53, & \text{si } \frac{H_m}{L_m} \geq 2.0 \end{cases} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.15})$$

los valores intermedios deberán interpolarse

NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000

7.5.2 Capacidad axial

La capacidad axial “ P_y ” depende e interactúa con la capacidad de momento “ M_y ” como se especifica en el inciso 7.5.3 siguiente. No obstante “ P_y ” no excederá los límites siguientes:

- (a) En muros estructurales de espesor constante, o en aquellos cuyos bordes no cumplan con los requisitos para aplicar la ecuación 7.17, la capacidad axial máxima, “ P_y ” no excederá:

$$P_{y\text{máx}} = \phi 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{h_m}{32t_m} \right)^2 \right] \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.16)}$$

en la que “ h_m ” es la distancia vertical entre restricciones.

- (b) En muros con bordes ensanchados que aisladamente cumplirán con las dimensiones mínimas de una columna o muro, la capacidad axial máxima, “ $P_{y\text{máx}}$ ”, podrá incrementarse a

$$P_{y\text{máx}} = \phi 0.55 f'_c A_g \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.17)}$$

en la que A_g es el área de la sección bruta de concreto.

7.5.3 Capacidad en flexocompresión

La capacidad en flexocompresión (“ P_y ” versus “ M_y ”) de muros estructurales que cumplan con las restricciones geométricas del inciso 7.2 se estimará utilizando cálculos (diagramas) de interacción con las mismas suposiciones que para columnas.

Cuando el muro intersecte o remate en otro muro perpendicular, se deberá incluir en los cálculos de capacidad parte del muro perpendicular actuando como ala. El ancho efectivo del ala en compresión está dado por la ecuación 7.18, y el ancho efectivo del ala en tensión por la ecuación 7.19 (todo el acero vertical que quede dentro de esta ala se tomará en cuenta en los cálculos).

$$Bc_{\text{ala}} = 0.5 H_m \leq L_{m\text{perpendicular}} \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.18)}$$

$$Bt_{\text{ala}} = H_m \leq L_{m\text{perpendicular}} \dots \dots \dots \text{(Ec. 7.19)}$$

Todo el acero vertical de los bordes y de la cortina se incluirá en los cálculos de capacidad

7.6 Cargas o solicitaciones de diseño

Las solicitaciones de diseño “ M_{dis} ”, “ P_{dis} ”, “ V_{dis} ”, serán valores ajustados y/o modificados de “ M_u ”, “ P_u ”, “ V_u ”; estos últimos son los resultados del análisis estructural elástico lineal debidamente combinados como lo requiere el capítulo 8 de la norma NR-2. Los ajustes y/o modificaciones que podrán hacerse o será necesario hacer (según el caso) son los siguientes:

7.6.1 Redistribución de momentos y cortantes entre varios muros en el mismo piso

Los resultados del análisis sísmico “ M_s ” y “ V_s ” pueden redistribuirse entre los muros de un piso dado, transfiriendo momentos y cortantes de los muros más solicitados a los menos solicitados utilizando juicio ingenieril. El momento total y el cortante total del piso se mantendrán inalterados (sí se reduce el cortante y la flexión en un muro debe incrementarse en otro u otros), las acciones sobre un muro dado no deben reducirse más del 30%. Los valores de “ M_u ” y “ V_u ” se obtendrán combinando las acciones no sísmicas con las acciones sísmicas redistribuidas conforme al capítulo 8 de la norma NR-2. (Las acciones axiales se tratan en el inciso 7.6.4 de esta norma)

7.6.2 Momento básico de diseño, M_{dis}

(a) Para muros en que $H_m/L_m \geq 3$, $M_{dis} = M_u$;

(b) Para muros en que $H_m/L_m < 3$, $M_{dis} = K_{rl} M_u$,

El factor K_{rl} se usa para incrementar la capacidad elástica de un muro bajo debido a que es menos dúctil, y su valor está dado por la ecuación 7.20

$$K_{rl} = 2.5 - 0.5 \frac{H_m}{L_m} \dots \dots \dots \text{(Ec 7.20)}$$

y estará entre los límites $1.0 \leq K_{rl} \leq 2.0$

7.6.3 Desplazamiento del diagrama de momentos

La envolvente del diagrama de momentos " M_{dis} " obtenidos conforme al inciso anterior, deberá desplazarse hacia arriba por una altura " L_{om} ". Esto se cumple si el acero se instala como se indica en los incisos 7.3.5 y 7.4.1. La altura " L_{om} " será igual a la longitud " L_m " o bien $1/6 H_m$, la que sea mayor.

7.6.4 Carga axial por criterio de capacidad

Especialmente cuando se trate de muros acoplados con dinteles, la carga axial de diseño, " P_{dis} ", se obtendrá con las mismas combinaciones de carga con que se calcula " P_u ", pero reemplazando las cargas sísmicas axiales que resultan del análisis por 1.25 veces la suma de las capacidades de corte " V_y/ϕ " de los dinteles de los pisos encima de la sección de muro considerada.

7.6.5 Demanda cortante por criterio de capacidad

Las fuerzas cortantes de diseño " V_{dis} " deben ser compatibles con las resistencias flectoras reales del muro. El cortante nominal de diseño será

$$V_{dis} = K_{r2} V_u \dots \dots \dots (Ec. 7.21)$$

Donde

V_u : se obtiene como se indica en el inciso 7.6.1;

K_{r2} : factor de sobrerresistencia $M_y / M_u \leq 4$,

M_y : capacidad de momento flector realmente suministrada, obtenida del diagrama de interacción del muro según se describe en el inciso 7.5.3, pero suponiendo $\phi = 1.0$

7.7 Dinteles y vigas de acople

7.7.1 Definición y geometría

Se consideran dinteles aquellos miembros en flexión cuya longitud libre es menor que 4 peraltes.

Dinteles adecuadamente diseñados pueden utilizarse como vigas de acople entre muros estructurales formando un conjunto eficaz de disipación de energía sísmica.

Los dinteles tendrán al menos 20 cm de espesor

7.7.2 Refuerzo

Los dinteles se calcularán inicialmente a flexión y cortante como si fueran vigas ordinarias. Se verificará si el corte de diseño " V_{dis} " y el acero de flexión " A_s " correspondiente al momento de diseño " M_{dis} " cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

$$\frac{V_{dis}}{bd} \leq 0.3 \left(\frac{L}{h} \right) \sqrt{f'_c} \quad (\text{en kg/cm}^2) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.22})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq 0.3 \left(\frac{L}{h} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \right) \quad (\text{en kg/cm}^2) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Ec. 7.23})$$

Si ambas ecuaciones se cumplen se continuará el proceso de reforzar en la forma convencional, con barras longitudinales y estribos, excepto que la misma cantidad de acero " A_s " se instalará en la cara superior del dintel y en la inferior, en forma continua (sin bastoneado). Además se colocarán barras longitudinales de refuerzo lateral, del mismo calibre y con el mismo espaciamiento que los estribos. Los estribos se calcularán con los criterios requeridos para elementos en flexión según el tipo de marco (ordinario o especial) en que esté incluido el dintel, y se instalarán con el mismo espaciamiento de un extremo a otro.

7.7.3 Refuerzo en cruceta

En caso que no se cumplan las ecuaciones 7.22 y 7.23 simultáneamente, se instalarán crucetas que son dos grupos de barras de refuerzo colocados en "X" dentro del dintel. Cada diagonal de la cruceta será un grupo de al menos 4 barras con estribos de confinamiento. Los dos grupos de barras que forman las diagonales se intersectan en el centro del dintel.

La capacidad de un dintel reforzado con cruceta está definida únicamente por su capacidad cortante:

$$V_y = 2 \phi f_y \text{sen}(\alpha) A_{sx} \geq V_{dis} \quad \text{..... (Ec. 7.24)}$$

Donde "A_{sx}" es el área de refuerzo de cada diagonal de la cruceta; "α" es el ángulo que forman las diagonales con la horizontal y φ = 0.70. "V_{dis}" se define en el inciso 7.6.5.

A_{sx}/A_c no excederá 0.065, donde "A_c" es el área del núcleo confinado por los estribos.

Se pondrá acero mínimo de flexión, especificada por la ecuación 7.25. Se pondrán estribos y barras longitudinales laterales tal que ρ_h = ρ_v = 0.0025.

$$A_s = \frac{14}{f_y} bh \quad \text{..... (Ec. 7.25)}$$

Los estribos de confinamiento de cada diagonal cumplirán con lo siguiente:

$$\frac{A_{sh}}{s_h} \geq 0.09 h' \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad \text{..... (Ec. 7.26)}$$

El espaciamiento s_h no excederá 10 cm, ni b/4, ni 6 diámetros de la barra de menor diámetro en la diagonal. En la intersección de las diagonales se pondrán estribos configurados de manera que la zona quede confinada.

El anclaje de las diagonales dentro de los muros que reciben al dintel será al menos 1.5 veces la longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro en la diagonal de la cruceta.

7.7.4 Momentos y cortantes de diseño

En dinteles que puedan reforzarse convencionalmente, $M_{dis} = M_u$ obtenido de combinar los resultados del análisis elástico; " V_{dis} " dependerá de la capacidad flectora como se especifica en el 6.2.3; esto aplicará a todos los niveles de protección sísmica.

En dinteles que deban reforzarse con crucetas, " M_{dis} " no es relevante, $V_{dis} = V_u$ obtenido de la combinación de los resultados del análisis elástico

En dinteles que acoplan muros, las acciones resultantes del análisis elástico sobre los dinteles pueden redistribuirse verticalmente reduciéndolas en los pisos más solicitados hasta en un 20% y transfiriéndolas a niveles superiores con dinteles menos solicitados

7.8 Diafragmas

7.8.1 Definición y geometría

Un diafragma es una estructura horizontal relativamente rígida capaz de transmitir esfuerzos cortantes y esfuerzos axiales de un marco estructural a otro. En edificaciones de concreto reforzado esta función usualmente la desempeñan los entrepisos

El espesor mínimo de diafragmas horizontales será de 6 cm cuando estén incorporados en losas nervuradas. En losas sólidas o macizas será de 9 cm o bien el espesor mínimo de dichas losas conforme a la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma. La losa por sí misma es insuficiente como diafragma y requiere de las vigas actuando como elementos de borde y elementos colectores

7.8.2 Refuerzo

Los porcentajes mínimos de refuerzo en cada dirección serán los especificados en la referencia 1, que se cita al final de los comentarios a esta norma. El espaciamiento de refuerzo en cada dirección no debe exceder 5 veces el espesor del diafragma ni 45 cm

7.8.3 Losas prefabricadas

Se puede usar una losa de concreto colado en sitio sobre losas de concreto prefabricado para que el entrepiso funcione como diafragma. Se debe verificar que esta losa tenga el espesor y el refuerzo para resistir los esfuerzos que actúan sobre el diafragma.

7.8.4 Capacidad de los diafragmas

La capacidad cortante, “ V_y ”, en diafragmas de espesor “ t ” y ancho neto “ L_n ” será.

$$V_y = (0.55 \sqrt{f'_c} + \rho_p f_y) t L_n \dots\dots\dots (Ec. 7.27)$$

$$\rho_p = \frac{A_{vp}}{t s} \dots\dots\dots (Ec. 7.28)$$

El refuerzo cortante promedio, V_y / tL_n , sobre todos los segmentos de diafragma que comparten una fuerza lateral común no debe ser mayor que $2 \sqrt{f'_c}$; además, en cualquiera de los segmentos individuales de diafragmas, el esfuerzo local no debe ser mayor que $2.75 \sqrt{f'_c}$.

En lo anterior, f'_c y f_y se expresan en kg/cm^2 ; A_{vp} es el área de acero (en una distancia s) del refuerzo paralelo a la sección evaluada, L_n es la longitud de la sección evaluada.

Las losas, los elementos de borde y los elementos colectores intermedios en diafragmas contribuyen a la capacidad axial y de momento en el plano del diafragma

La capacidad en tensión de los diafragmas será

$$T_y = 0.3 A_{sn} f_y \dots\dots\dots (Ec. 7.29)$$

Donde A_{sn} es el refuerzo de losa normal a la sección evaluada.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA
REPUBLICA DE GUATEMALA
AGIES NR-7: 2000**

La capacidad en compresión no es necesario evaluarla a menos que la fuerza compresiva exceda $0.10 f'_c A_g$ o que la flexocompresión sobre un borde exceda $0.20 f'_c A_g$. De ser necesario evaluarla, se calculará la capacidad interactiva en flexocompresión utilizando sólo el 30% del área de acero en la sección menos reforzada, usualmente la sección al centro del claro

7.8.5 Acciones sobre los diafragmas

Las acciones sobre los diafragmas tradicionalmente no se evalúan. Quedará al criterio del analista cuándo esa práctica es válida. Si decide evaluar acciones podrá optar por dos métodos de análisis: asignar valores de rigidez al entrepiso en el plano horizontal; considerarlo infinitamente rígido y obtener acciones por estática a partir de los resultados del análisis. Como las acciones sobre el diafragma se deben en su casi totalidad a cargas laterales es más simple obtener V_u , M_u , P_u .

7.9 Aberturas en muros estructurales y diafragmas

Todas las aberturas en muros estructurales y diafragmas deben estar provistas de elementos de borde cuando el esfuerzo unitario en compresión sobre estos elementos sea mayor que $0.2 f'_c$ en las orillas de la abertura. Estos esfuerzos deben ser calculados usando modelos elásticos y para combinaciones de carga en general, incluyan o no fuerzas sísmicas.

En general, los elementos de borde alrededor de aberturas deben ser proporcionados para tener una capacidad para carga axial en tensión igual a la resistencia de la sección que fue removida. El elemento de borde debe ser anclado para que desarrolle su capacidad de fluencia en tensión.