La ecuación 3.10 para el cálculo de la resistencia a flexión de secciones transversales rectangulares, es similar a la presentada en la referencia 23; sin embargo, para niveles de esfuerzo axial superiores a $0.4F_C$ los resultados empleando esta ecuación reportan tendencia a sobrevalorar la resistencia, esto deberá considerarse y corregir los resultados para esos casos.

También, las ecuaciones 3.11 y 3.12 usadas para calcular la resistencia a flexión de muros con columnas de borde y muros aislados, respectivamente, muestran rangos de aplicabilidad suficientes, existiendo una gran explicación de esto en las referencias 24 y 25.

La ecuación 3.13 usada para el cálculo de la resistencia a cortante de vigas, columnas y muros estructurales, tiene una aplicabilidad adecuada con respecto a vigas y columnas, como se explica en las referencias 26 y 27. Con respecto a los muros estructurales, en la referencia 28 se presenta una ecuación análoga, constituyéndose la ecuación 3.13 como el límite inferior del lado de la seguridad. (Cuando la relación $M/(Qd) \leq 1$, se hará $M/(Qd)=1$).

La ecuación 3.14 se emplea para calcular la resistencia cortante de columnas con muros aleros, respecto a su aplicabilidad se menciona en la referencia 29.

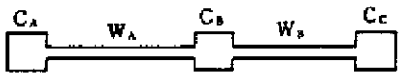
Respecto a la precisión de las ecuaciones para evaluar resistencia de elementos mostradas en la presente norma, así como de otras recientemente propuestas, consultar el inciso 4).

(iii) Aspectos a cuidar en el calculo de la capacidad ultima de los elementos verticales.

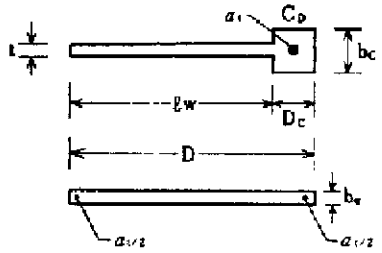
(a) Respecto al área del acero de refuerzo a considerar en las ecuaciones de capacidad a flexión del muro (concepción de los valores de a_t, a_w en la ecuación 3.12).

Cuando se cuenta con muros con más de un claro, como se presenta en la figura 3.2.27(a), el valor de a_t será el área total del acero de refuerzo longitudinal de la columna C_A, o de la columna C_C, o bien en caso que estos sean diferentes será el promedio de ambas. El valor de a_w, será la suma del acero de refuerzo vertical de la columna C_B y los muros W_A y W_B. Para el caso de muros con sección transversal no simétrica, como la indicada en la figura 3.2.27(b), la capacidad a flexión del muro dependerá de la dirección de incidencia de la fuerza sísmica, por lo que como regla general se calculará la capacidad independiente para cada dirección. Sin embargo, en este tipo de elementos donde se presentará un comportamiento antisimétrico, pensando en valores promedios de capacidad, se podría considerar la mitad del refuerzo longitudinal de la columna C_D distribuido en ambos extremos del muro. Para estos casos, el valor del ancho equivalente b_e se considerará igual a $b_e=[(t)(\ell w)(b_C)D_C]/D$ como el valor apropiado para el cálculo.

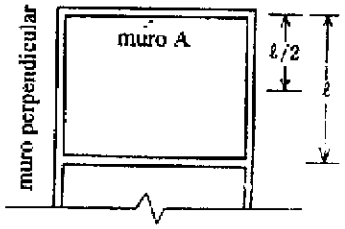
También, en muros donde no hay columnas de borde como se muestra en la figura 3.2.27(c), el despreciar estos en el calculo de la capacidad a flexión conducirá a diferencias notables. Para estos casos, con base en resultados experimentales en sistemas estructurales a base de muros, se considera el uso de un medio del claro del muro perpendicular (cuando esto resulte en una longitud mayor a 1 m, deberá considerarse 1 m), tomándose el área de refuerzo vertical en esa porción y en la parte exterior del muro W_A, para que con la suma de estos valores se tenga el área a_t.



(a) ejemplo de muro con varios claros



(b) ejemplo de muro con antisimetría



(c) ejemplo de muro con muros perpendiculares

Figura 3.2.27 Secciones transversales de muros

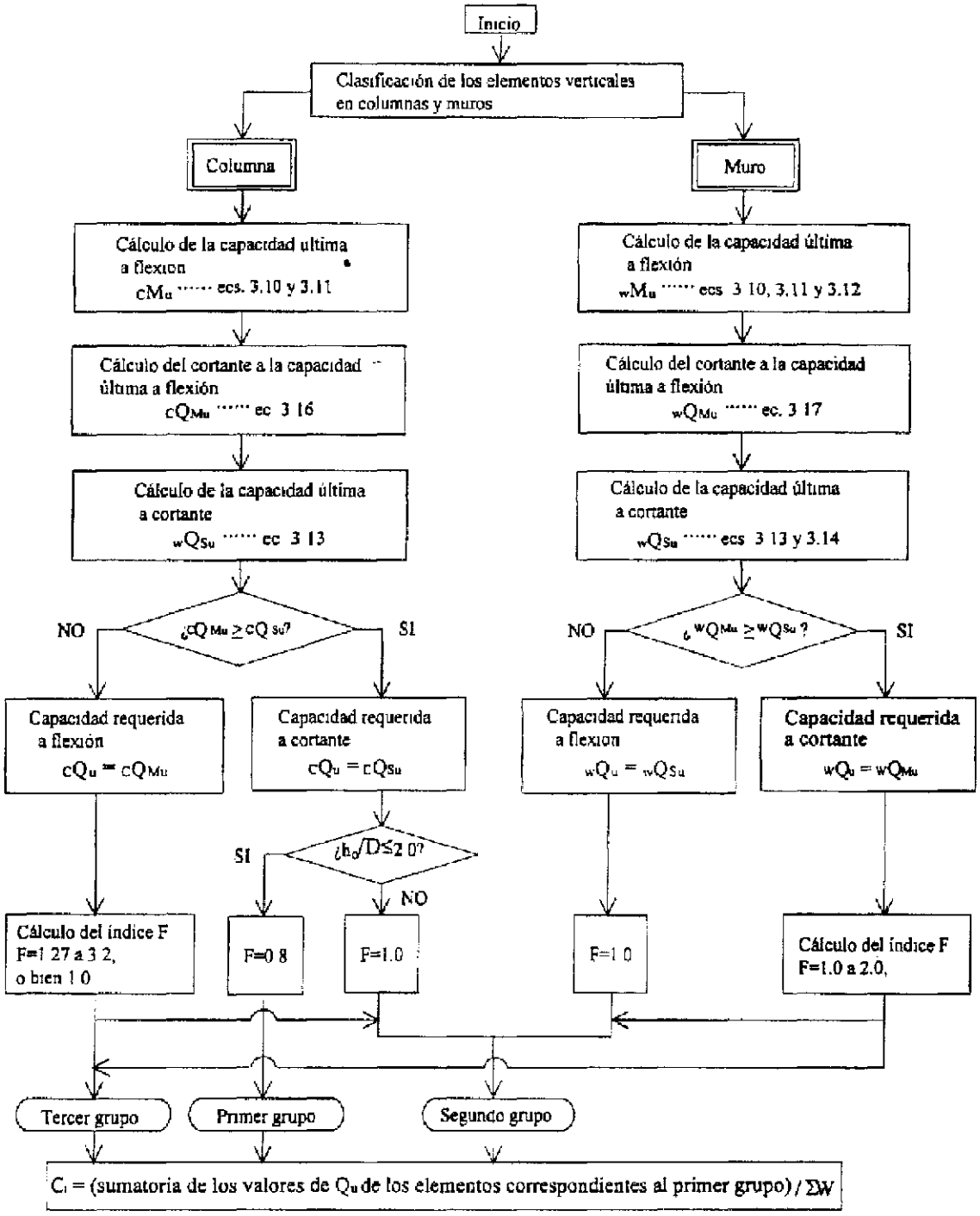
(b) Precauciones en el procedimiento de calculo de la capacidad ultima a cortante de muros con columnas de borde en ambos extremos.

La capacidad última a cortante de muros con columnas de borde en ambos extremos, se hace considerando la ecuación 3.13 en la cual el área transversal de las columnas, conjuntamente con la del muro, se sustituye por un área equivalente en el sentido longitudinal del muro. En este caso, los resultados conducirá a diferencias considerables dependiendo de la posición del centroide de esfuerzos considerada en el análisis. Sin embargo, respecto a la distribución de esfuerzos en el estado último de este tipo de secciones transversales, prácticamente no existen resultados experimentales de referencia, por lo que respecto a la posición de los centroides de esfuerzos, denominado por j, existe una gran incertidumbre. Lo presentado en la presente norma tiene como base los resultados experimentales presentados en las referencias 25, 28, en el caso de muros de un solo claro $j=\ell_w$ para muros con dos claros continuos $j=0.8\ell$, sustituyendo estos valores se permite calcular la capacidad última a cortante empleando la ecuación 3.13.

(c) Respecto a la ecuación que relaciona a la fuerza cortante ($_wQ$) y al momento flexionante ($_wM$) en el muro.

Para cuando se obtiene la fuerza cortante incidente en el muro estructural al momento de alcanzar la capacidad última por flexión, así como cuando se calcula la resistencia a cortante del muro, es necesario establecer una ecuación que relacione a $_wQ$ y $_wM$. Cuando se

determina de manera precisa la resistencia de un sistema estructural incluyendo muros, suponiendo una distribución adecuada de las fuerzas laterales externas para el análisis, no será difícil de determinar la distribución de esfuerzos en el muro. Sin embargo, para procedimientos aproximados, como es el procedimiento de segundo nivel en este sentido, será necesario establecer una relación adecuada entre estas variables.



3.2.26 Diagrama del procedimiento de cálculo del índice de resistencia (procedimiento de segundo nivel)

La distribución de esfuerzos en un muro, variará notablemente dependiendo de la existencia de trabes intermedias, así como de la continuidad y uniformidad en la distribución del muro con la altura. Por lo que en estos casos, resolver el problema con un procedimiento aproximado es una labor realmente difícil.

Para estos casos, aunque resulte burda la aproximación, se tienen las siguientes propuestas: 1) no considerar el efecto de las trabes de borde y de las columnas que conforman el marco contiguo; 2) la distribución de fuerzas externas en el momento de presentarse la resistencia a flexión o a cortante, se supondrá uniforme con la altura; con base en estas dos hipótesis se puede establecer una relación sencilla y simple entre $_wM$, y $_wQ_i$ para cualquier nivel o entrepiso. Donde, h_i representa la altura libre del muro del entrepiso en estudio (figura 3.2.28).

$$P_i=P_o, \quad h_i=i\,h_o, \quad {}_wQ_i=i\,P_o, \quad {}_wM_i=\frac{P_o\,h_o\,i(i+1)}{2}$$

por lo tanto, puede expresarse,

$$\frac{{}_wM_i}{{}_wQ_i}=\left(\frac{i+1}{2\,i}\right)h_i \qquad (3.2.12)$$

Las hipótesis planteadas en los incisos 1) y 2) anteriores, son muy burdas, por lo que el ignorar el efecto de continuidad con marcos resistentes a momento, así como la distribución de rigideces en el interior de la estructura y la cantidad de muros, generará variaciones importantes en el valor de $({}_wM_i/{}_wQ_i)$. En el caso de muros con pocos niveles, generalmente el valor de $_wM_i$ se supone grande. Para esos casos en sustitución de la ecuación 3.2.12, se usará la ecuación 3.17 del texto de la norma, ecuación simplificada a modo de reducir el valor de la relación entre momento y fuerza cortante.

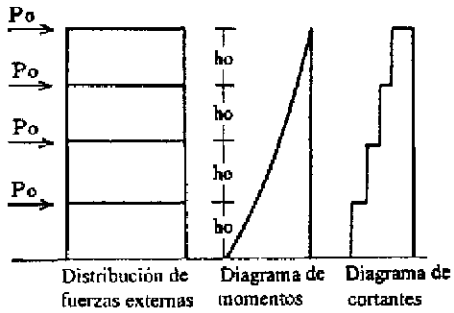
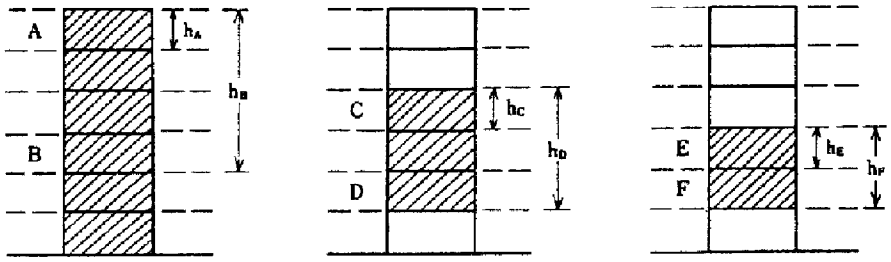


Figura 3.2.28 Distribución de esfuerzos en muros

Los valores de la relación $_wM_i/_wQ_i$ con base en la ecuación 3.17 se presentan en la figura 3.2.29 para diferentes casos.

(d) Respecto a la fuerza axial en el muro.

En la vecindad, el efecto de la magnitud de la carga axial sobre la capacidad a flexión es grande. Para este tipo de muros estructurales, sobre todo para la revisión de la estructura de cimentación, podrán revisarse considerando al muro como una columna cuya superficie de soporte sea exactamente igual a la del muro. En estos casos es difícil hablar de factores de reducción únicamente para elementos en los que actúan estas cargas verticales, el muro y las columnas de la vecindad.



Caso	A	B	C	D	E	F
Mwi/Qwi	h_A	0.5h_B	h_C	0.5h_D	h_E	0.5h_F

Figura 3.2.29 Altura del punto de inflexión en muros

(e) Respecto a la fuerza axial en columnas.

Al igual que para los muros estructurales, el efecto de la carga axial sobre la resistencia a flexión y cortante en columnas es importante. Para el cálculo de estas resistencias se considerarán los mecanismos de falla de cada entrepiso del marco y, por lo tanto, las fuerzas axiales que se generan al formarse el mismo Para el procedimiento de tercer nivel, se plantea el mecanismo del marco en su totalidad y se consideran las cargas axiales que se generan ante la incidencia de cargas laterales, por lo que el uso de estos valores de carga axial representa una aproximación bastante cercana a la resistencia de la columna. Contrariamente, el procedimiento de segundo nivel considera la resistencia por nivel con base en los elementos verticales, muros y columnas, para determinar aproximadamente la resistencia del entrepiso aislado, por lo que no se está considerando el efecto de variación en cargas axiales de elementos verticales debido a excitación lateral. Respecto a este efecto, como se indica en la referencia 7, por lo general en marcos con una gran cantidad de crujías el problema no es de vital importancia; pero para estructuras a base de marcos de 4 ó 5 niveles y una sola crujía, no podrá mantenerse la hipótesis de despreciar dicho efecto. Por lo tanto, para este tipo de casos es deseable en la medida de lo posible el uso de procedimiento del tercer nivel.

(f) Capacidad última de muro con abertura

En cuanto a la determinación de formulaciones para calcular la capacidad a cortante de elementos de concreto reforzado existen aun un gran número de aspectos sin comprender; respecto a columnas y muros, recientemente se han publicado las ecuaciones 3.13 y 3.14. Sin embargo, respecto a muros con aberturas la información sigue siendo escasa.

En realidad existe un gran número de edificaciones en las que se emplean muros con aberturas y no es posible pensar que el efecto de éstos en la resistencia y nivel de seguridad de un edificio no tienen un efecto importante. Por lo tanto, en la presente norma se plantea el uso de la ecuación 3.15, la que representa un factor reductivo de resistencia considerando el porcentaje de aberturas en el muro (denominado como γ), con el que se afectará al valor de capacidad determinada para un muro entero con base en la ecuación 3.13, considerando de esta manera el efecto de la abertura en un muro sobre la capacidad a cortante del mismo. Sin embargo, para casos en que la ecuación 3 15 reporta un porcentaje de abertura equivalente superior a 0.4, se deberá considerar como muro alero de columna, o como un muro

independiente y modificar la altura libre del mismo y las columnas de la vecindad como se indica en la figura 3.2.30(b).

Por otro lado, el efecto de las aberturas en la resistencia a flexión de los muros, presentará variaciones dependiendo de la configuración del muro mismo y del refuerzo existente en la vecindad de las aberturas; pero generalmente se considera que el efecto no es de la importancia del generado en la capacidad a cortante, y manteniéndose dentro de los límites de configuración antes mencionados se acepta no considerar su efecto.

Para otros casos, como es la existencia de más de dos aberturas o la existencia de aberturas excéntricas, se recomienda consultar la referencia 29.

3.2.2.3 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de tercer nivel

El diagrama de flujo del procedimiento de cálculo del índice de resistencia para el procedimiento de tercer nivel se muestra en la figura 3.2.31. Respecto al contenido del procedimiento se explicará haciendo referencia al número del costado superior derecho de cada cuadro del diagrama.

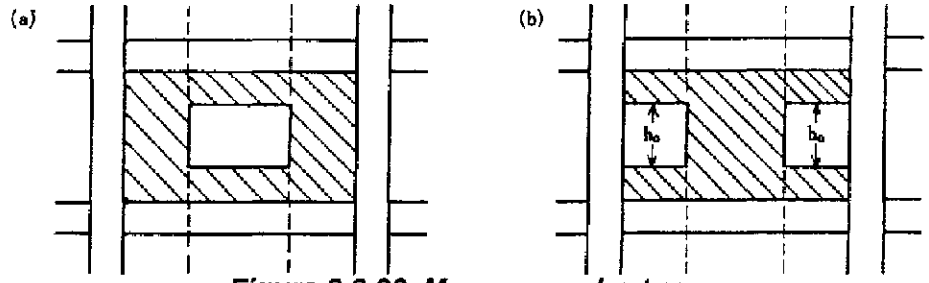


Figura 3.2.30 Muros con aberturas

① Para el procedimiento de tercer nivel, dado que se plantea un mecanismo de colapso en el que se desea la falla de vigas en un sistema estructural a base de marcos resistentes a momento o la articulación en la base o la rotación de la base del muro para sistemas a base de muros estructurales, será necesario establecer un modelo matemático de la estructura suficientemente adecuado y simple, de manera que cumpla con los requerimientos del procedimiento de evaluación de tercer nivel. El método de modelación del sistema estructural acarrea efectos de importancia en las conclusiones y resultados, por lo que se deberán tomar en cuenta los procedimientos estándar y los puntos que se mencionan enseguida. También, respecto a la modelación del sistema estructural se podrá consultar el apéndice I-3, donde además se hace referencia a métodos de modelación de elementos estructurales.

(i) Marco resistente a momento (columnas y vigas).

Para este procedimiento, la resistencia y rigidez de la unión viga-columna deberá ser comparativamente superior a la resistencia y rigidez de los elementos que llegan a la misma, considerando esta zona de unión como zona rígida dentro del análisis. Por lo tanto, la capacidad última del marco estará determinada básicamente por la capacidad de los elementos viga y columna en sus claros libres (longitudes flexibles), eliminando totalmente la capacidad de la zona de unión. Es decir, el sistema estructural se conformará por elementos lineales con zonas rígidas en la unión, como se indica en la figura 3.2.32. Los elementos lineales que se consideran dentro del modelo matemático del marco, se ubicarán en el eje

centroidal del elemento considerando que sea rectangular, en el caso de vigas estas estarán ubicadas en el mismo eje considerado para todo el sistema de piso al que pertenezcan. En el caso de columnas, se definirá el eje centroidal de la columna del primer entrepiso y las columnas de los pisos superiores mantendrán el mismo eje de ubicación. Por lo anterior es obvio que no se considera ubicación excéntrica de elementos dentro del modelo de análisis (ver figura 3.2.32).

(ii) Muros en general.

Los límites de los elementos muro estarán definidos por los centroides de los elementos viga, si estos existen, y por los centroides de los elementos columnas, si estos existen. En caso de no existir alguno de los elementos de borde, el límite del muro será hasta el extremo del mismo. En el caso de no existir vigas de borde, se deberá considerar como muro de flexión.

Con objeto de modelar el sistema estructural donde está inmerso el muro estructural con uniones rígidas con vigas y columnas, podrá asumirse la ubicación del punto de inflexión entre el extremo del muro y los elementos más cercanos a la mitad de esta distancia, y proponer en este un apoyo libre articulado. De esta manera se pueden modelar separadamente los sistemas de marcos resistentes a momento y muros estructurales. La ubicación del apoyo articulado dependerá de las condiciones de armado en los apoyos de ambos extremos y es deseable el considerarlo para su ubicación, sin embargo por simplificar se acepta el considerarlo ubicado al centro del claro (figura 3.2.32).

(iii) Muro con abertura

Cuando hay muros con abertura, será necesario el desarrollo de un modelo de análisis que represente adecuadamente las características mecánicas del sistema estructural tomando en cuenta la posición y dimensiones de la abertura. En la figura 3.2.33 se presenta el modelo de un sistema estructural con muros con gran cantidad de aberturas. En la misma figura (c) se muestra un muro con un porcentaje de aberturas menor a 0.4, por lo que se puede considerar como muro estructural; en los otros ejemplos donde el porcentaje de aberturas es superior, éstos podrán modelarse como muros parapetos en vigas o como muros aleros en columnas dentro del modelo del marco resistente a momento.

(iv) Base de columnas y muros del primer nivel.

(a) Cuando no existen sótanos

La base de la columna no se considerará empotrada; se considerará la resistencia a momento flexionante de las contratrabes de cimentación (figura 3.2.34(a)). La rotación de la base del muro deberá considerar la resistencia de las contratrabes de cimentación, el peso de la estructura de cimentación y la resistencia a tensión de los pilotes de cimentación.

(b) Cuando existen sótanos

Cuando existe una estructura de sótano suficientemente rígida y resistente, no será necesario realizar una evaluación sobre la misma, y la base de columnas y muros estructurales se modelarán como se indica para realizar el análisis para la evaluación.

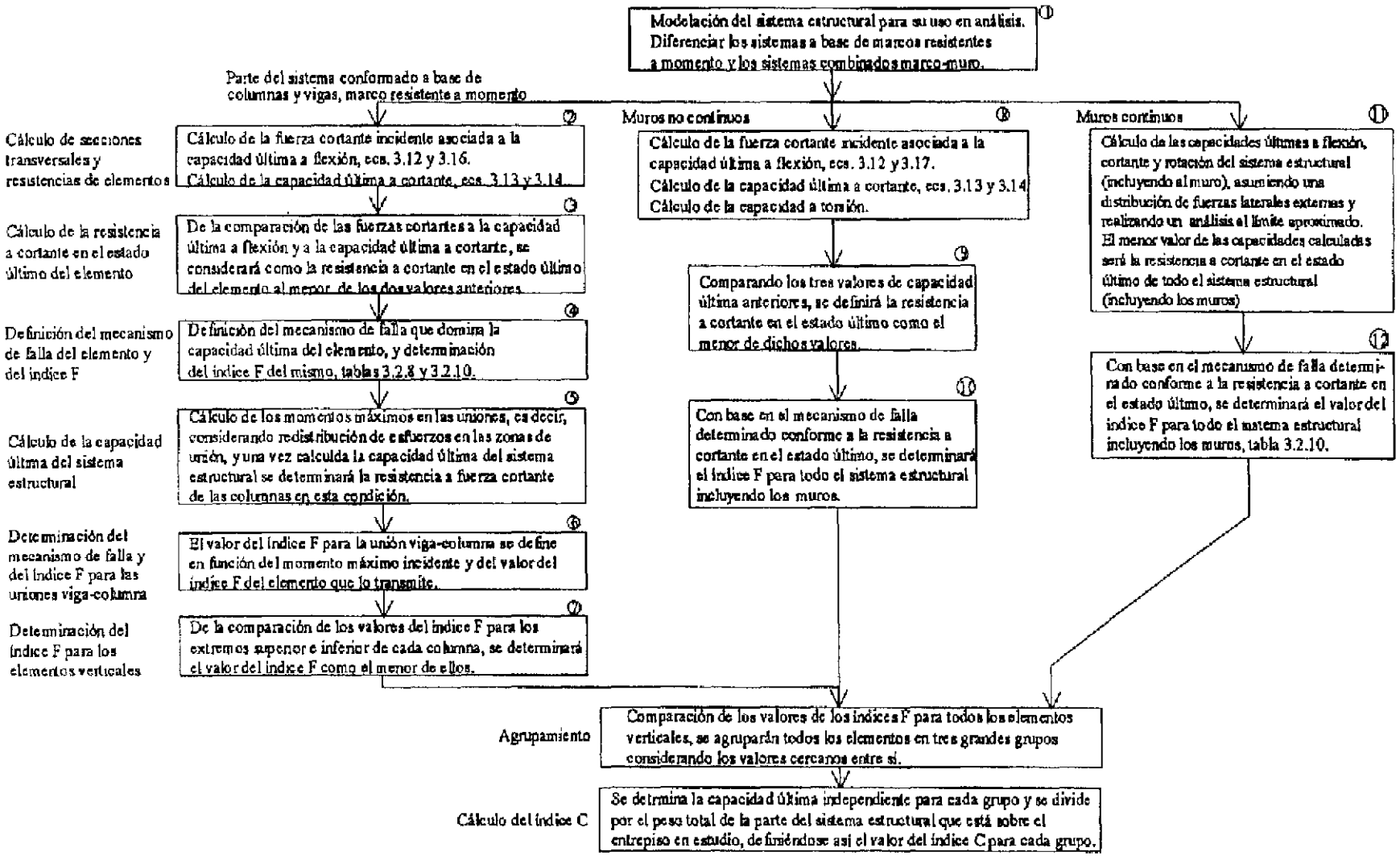


Figura 3.2.31 Diagrama de flujo del procedimiento de cálculo del índice de resistencia para el procedimiento de tercer nivel

Cuando la columna está ligada a la estructura de cimentación, o bien la estructura de cimentación es suficientemente rígida y resistente, se podrá considerar que la base de la columna está suficientemente fija, y se definirá como apoyo empotrado (figura 3.2.35(a)). Para los demás casos se deberá considerar la resistencia a flexión de la columna del sótano y determinar el nivel de fijación de la base de la columna del primer nivel (figura 3.2.35(b)).

En cuanto a la base de los muros en el primer nivel, por simplicidad podrán considerarse empotrados (figura 3.2.35(c)). Sin embargo, cuando la sección transversal o la cantidad de refuerzo de la columna de la estructura de la cimentación es menor comparativamente que las características de la columna del primer nivel; así como cuando la altura del muro del primer nivel es comparativamente mayor que la profundidad de la estructura de cimentación, se pensará en modelar la parte superior de las columnas del sótano como articulaciones, y considerando conjuntamente la capacidad a tensión de las columnas de la estructura de cimentación, se considerará la rotación en la base del muro (figura 3.2.35(d)).

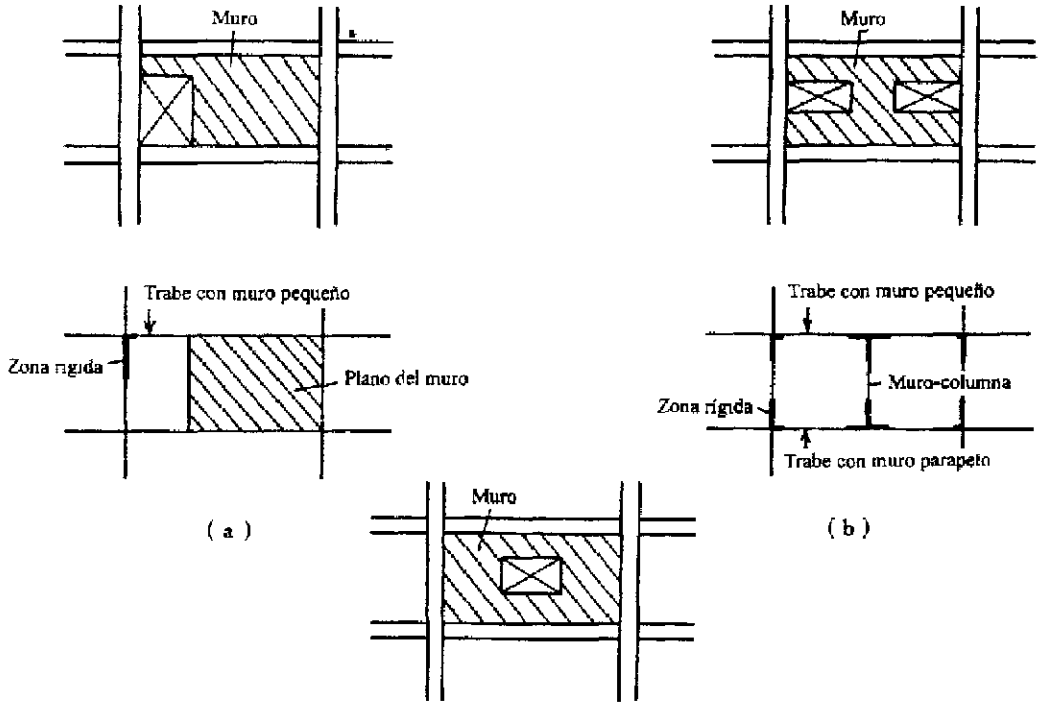
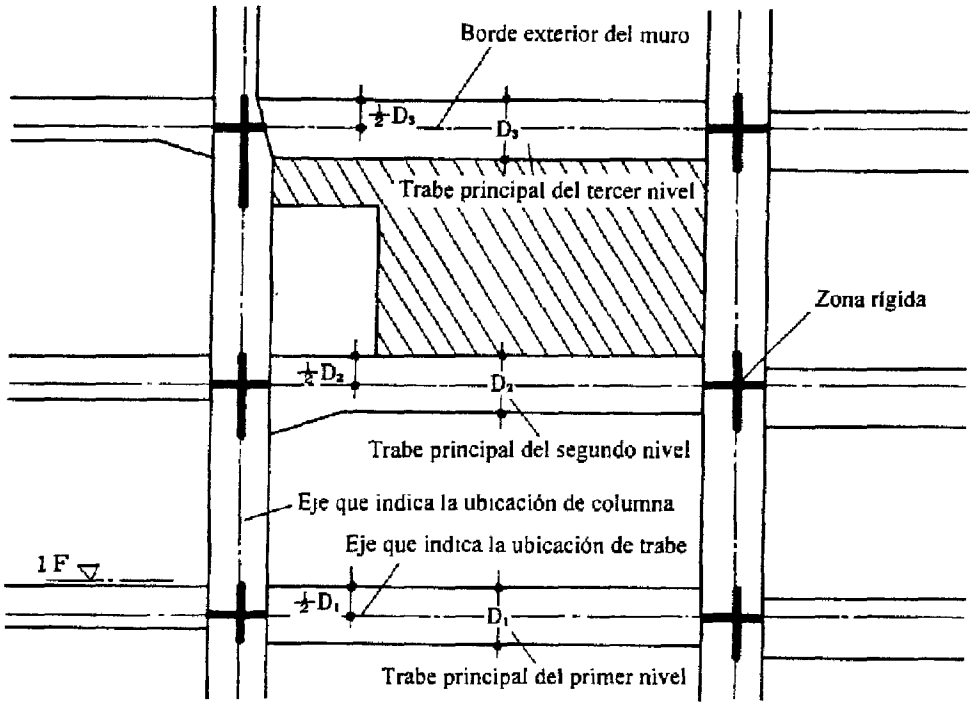
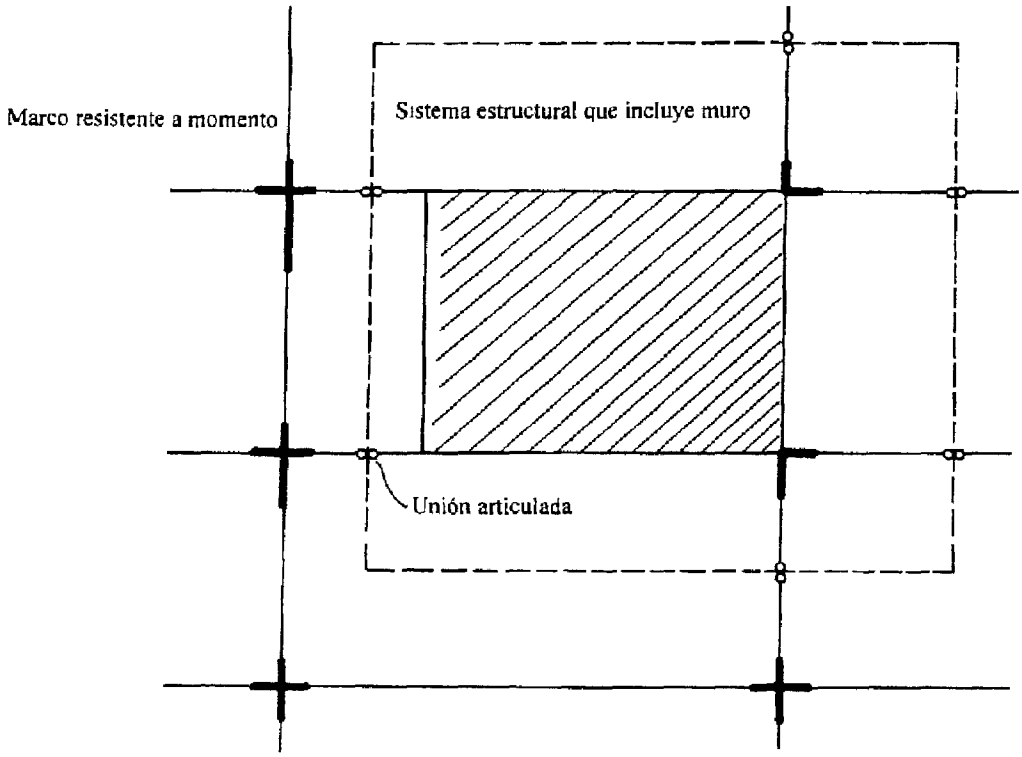


Figura 3.2.33 Ejemplo de modelado de muros con aberturas



(a) Marco real



(b) Modelo para análisis

Figura 3.2.32 Modelación del sistema estructural

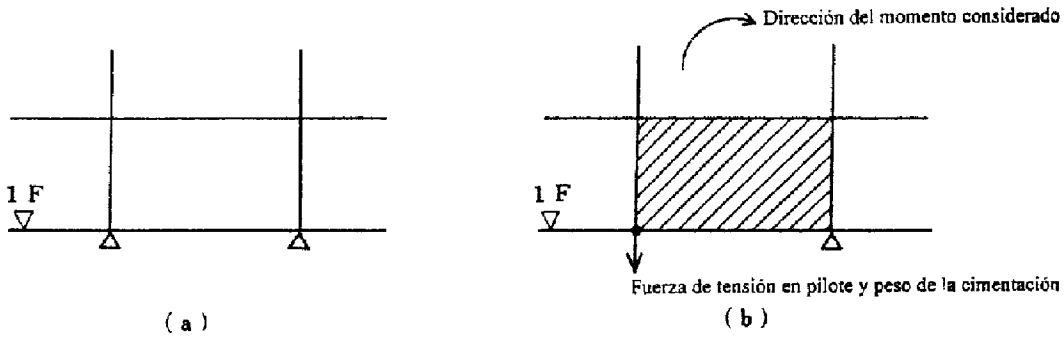


Figura 3.2.34 Modelación de la base de columnas y muros (cuando no existe sótano)

(v) Por regla general la modelación del sistema estructural se hará considerando independientemente a cada marco; sin embargo, es deseable el considerar dentro del análisis la compatibilidad de deformaciones entre los marcos paralelos y las condiciones reales de unión en el sistema tridimensional

② La resistencia a flexión y cortante de elementos que se representan como elementos lineales se calculará en ambos extremos de la longitud flexible del elemento. Para determinar la resistencia a flexión se deberá considerar el sentido del momento. Por ejemplo, se deberá considerar si las fibras superiores o inferiores de la sección transversal estarán en tensión y/o compresión. El procedimiento de cálculo propuesto se representa por las ecuaciones 3.10 a 3.14, pero cuando sea necesario considerar el efecto de la losa de piso, se determinará la cuantía de acero de losa a considerar en función del ancho de losa que contribuye a la capacidad según el estado de servicio en cuestión, y con base en esos datos podrá usarse la ecuación 3.19. El ancho efectivo de losa dentro de los procedimientos estándar se considera 1 m a cada lado de la viga en cuestión. Los momentos debidos a cargas verticales, debido a que se considera generan un efecto mínimo en la resistencia total del sistema estructural pueden no tomarse en cuenta en el análisis. Sin embargo, se deberá considerar el efecto de cargas verticales en la determinación de la resistencia a cortante de las vigas. También, se deberá considerar el efecto de acartelamientos y huecos en las vigas.

Para la carga axial a considerar en el cálculo de la capacidad última de las columnas, se deberá considerar la que resulte del análisis del mecanismo de falla y deberá realizarse para cada entrepiso. Sin embargo, en realidad para determinar el mecanismo de falla es necesario conocer la capacidad última de los elementos, por lo que al ser un proceso iterativo no es fácil. Por lo tanto, en seguida se muestra un método simple para su determinación.

(i) En sistemas estructurales comunes, se podrá usar como carga vertical en columnas interiores aquella que resulte del análisis de cargas verticales.

(ii) Para columnas componentes de sistemas estructurales de una crujía, o columnas extremas de sistemas estructurales comunes, la carga axial en las mismas se determinará como la suma de la carga axial que le transmite la columna inmediata superior, adicionando el cortante de las vigas que llegan a la unión superior de la columna. Este cortante de las vigas será el menor valor de la capacidad última a cortante o el cortante que se presenta en el elemento al alcanzar la capacidad última de flexión

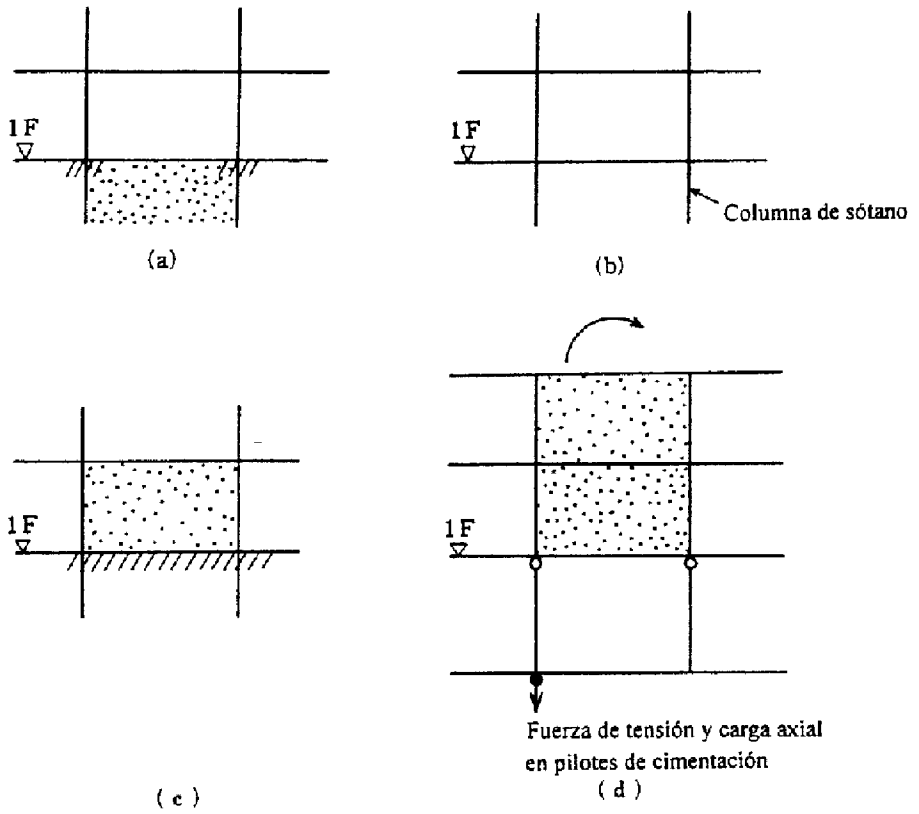


Figura 3.2.35 Modelación de base de columnas y muros (cuando existe sótano)

③④ De los resultados del cálculo de la resistencia de la sección transversal determinada en ②, se encuentran los esfuerzos máximos que se presentan al alcanzar la capacidad última (la distribución de momento y fuerza cortante). Con base en los esfuerzos máximos debidos a la capacidad última por flexión y por la capacidad última por cortante, se definirá si el elemento será de flexión (falla por flexión) o de cortante (falla por cortante), para posteriormente con base en la tabla 3.2.10 de la norma, se determine el valor del índice F.

Los momentos en las secciones críticas cuando se presenta falla de las vigas por cortante, se determinará suponiendo que los puntos de inflexión se localizan en el centro del claro de los elementos y bastará con obtener la capacidad última por cortante $_{B}Q_{Su}$ *y multiplicarla por 1/2 del claro libre del elemento. Sin embargo, será necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones. (i) cuando la capacidad última a flexión de ambos extremos presenta diferencias importante; considerando este porcentaje de diferencia se corregirá la ubicación del punto de inflexión antes mencionado; (ii) cuando la fuerza cortante producto de las cargas verticales es grande, se deberá considerar su efecto dentro del análisis.*

⑤ (i) El momento máximo al alcanzar la capacidad última del elemento calculado conforme se indica en ② (M_1 *de la figura 3.2.36) se extenderá hacia la zona de unión en el marco y se tomará como el momento máximo de dicho elemento (*M_2 *de la figura 3.2.36).*

(ii) De la comparación del momento máximo de vigas en la unión ($_{izq}M_{viga}^{+}{}_{der}M_{viga}$ de la figura 6 de la norma) y el momento máximo de las columnas en la unión ($_{sup}M_{col}^{+}{}_{inf}M_{col}$ de la figura 6 de la norma), se considerará al menor como el momento máximo en la unión.

(iii) Cuando el momento máximo de la unión se define igual al momento máximo de las vigas que llegan a ella, este momento se dividirá en los elementos columna superior e inferior que llegan a la unión, determinándose de esta manera los momentos máximos en cada elemento incidente en dicha unión. En el caso que este momento distribuido en las columnas resulte superior al momento máximo al alcanzar la capacidad última de dicha columna, la parte de momento excedente será distribuida a la otra columna incidente en la unión.. Dentro de los procedimientos de distribución de momentos en las columnas que inciden en la unión, el más simple es dividir entre dos la suma de momentos en vigas, y un segundo será un método de distribución de momentos en función de la rigidez de los elementos.

(iv) Cuando el momento en la unión se define en función del momento máximo en columnas, se mantendrán los resultados calculados en el inciso ⑤ (i), y se respetarán los valores de momentos máximos en los elementos que inciden en la unión.

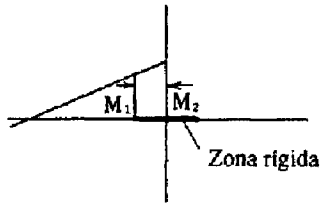


Figura 3.2.36 Momento en la sección críticas del elemento y momento en la unión.

(v) Una vez determinados los momentos máximos en las columnas en la vecindad de la zona de unión, como se indicó anteriormente, se podrá determinar la fuerza cortante resistente en la columna al momento de alcanzar la capacidad última.

⑥ En función de los momentos máximos de unión (nudo) calculados en el inciso ⑤, si este se determinó con base en el momento máximo de vigas, el mecanismo de falla se denominará falla de viga, contrariamente, si se determinó con base en el momento máximo de columnas, el mecanismo de falla se denominará falla de columna. Cuando se presenta el mecanismo de falla de viga, el valor del índice F de la unión será el menor de los valores del índice F para las vigas que inciden en la unión. Cuando el mecanismo de falla es de columna, se determinarán independientemente dos valores del índice F para la unión, siendo los valores del índice F para cada columna que incide en la unión

⑦ Para cada columna, se comparará el valor de los índice F para los nudos superior e inferior, y el menor de estos valores se considerará como el valor del índice F para la columna. Tomando en cuenta este procedimiento para determinación del índice F, considerando el ejemplo de la columna de la figura 3.2.37, el valor del índice F se definirá igual al de la viga

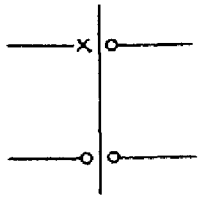
de cortante, por lo que los resultados del procedimiento de evaluación serán moderados respecto a la realidad Para este tipo de casos, se trata de reducir la capacidad a flexión de la viga que tendría un mecanismo de falla por cortante, de manera que el mecanismo de falla sea finalmente de flexión; y se calcula nuevamente el valor del índice F. Sin embargo, este procedimiento será aceptable únicamente cuando en la unión incidan cuatro vigas y sólo una de ellas presente mecanismo de falla por cortante (figura 3.2.37).

⑧ En el caso de la resistencia de la sección transversal de muros estructurales, la capacidad última de flexión se calculará conforme la ecuación 3.12 y la capacidad última por cortante conforme las ecuaciones 3.13 y 3.14 La capacidad de los elementos viga y columna de borde en un muro estructural, se determinarán conforme se indica en el inciso ②.

Para muros estructurales donde no existe continuidad, la capacidad última de rotación se calculará con el procedimiento que se muestra.

$$P_L\, h=\left({}_1M_L+{}_2M_L+{}_1M_R+{}_2M_R\right)+\left({}_1Q_L+{}_2Q_L\right)\ell_w+\left(N_L+W_L\right)\ell_w \qquad (3.2.13)$$

donde, P_L *: Capacidad última a rotación (cuando incide una fuerza lateral por la izquierda)*
M_L *. Momento último de la viga del lado izquierdo (cuando las fibras superiores están en tensión)*
Q_L *: Fuerza cortante última de la viga del lado izquierdo (cuando las fibras superiores están en tensión)*
M_R *: Momento último de la viga del lado derecho (cuando las fibras inferiores están en tensión).*
Q_R *: Fuerza cortante última de la viga del lado derecho (cuando las fibras sestán en tensión)*
N_L *: Carga axial en el extremo derecho del muro*
N_R*: Carga axial en el extremo izquierdo del muro*
W_L *: Fuerza de tensión que actúa en el extremo inferior izquierdo del muro*
W_R *: Fuerza de compresión que actúa en el extremo inferior derecho del muro (será fuerza de tensión cuando la fuerza lateral actuante incida desde el lado derecho).*



—×····· Mecanismo de falla de cortante
—o · ··· Mecanismo de falla de fluencia por flexión

Figura 3.2.37 Cuando existen diferencias en los mecanismos de falla de las vigas que inciden en una columna

Cuando un muro como el mostrado en la figura 3.2.38(a) alcanza la capacidad última de rotación, el estado de deformación y esfuerzos en el mismo será como se indica en la figura 3 2.38(b). La ecuación de equilibrio de momentos últimos en el punto (A) resulta en la ecuación 3.2.13, a partir de la cual se puede determinar la capacidad última a rotación de un

muro con discontinuidad. (En este caso los momentos y fuerzas cortantes en la base de las columnas en la vecindad inmediata superior se han despreciado; sin embargo, si el efecto de éstas es importante se deberá considerar).

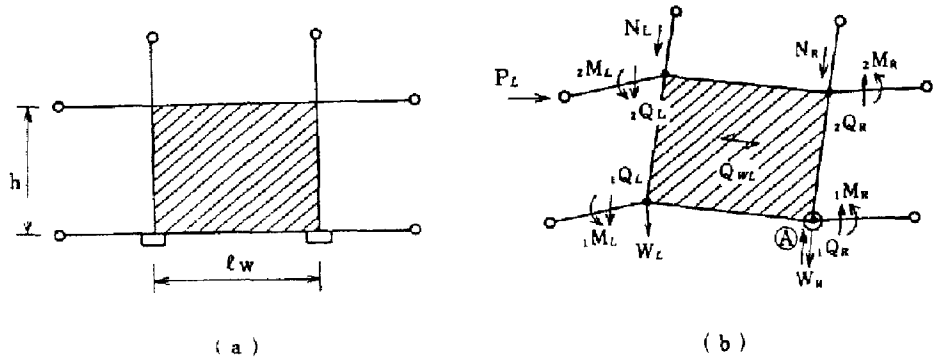


Figura 3.2.38 Capacidad última a rotación de muro con discontinuidad

El empleo de la ecuación 3.2.13, podrá arrojar valores diferentes dependiendo de la dirección de la carga incidente considerada; para evitar el problema de definir el valor a considerar como capacidad última. se evaluará ésta como el valor promedio de las capacidades determinadas considerando la incidencia de la carga lateral en cada dirección, y el valor promedio se definirá conforme la ecuación 3.2.14.

$$Q_w = \frac{\ell}{h}\sum M + \frac{\ell_w}{2h}\left(\sum Q + \sum N + \sum W\right) \qquad (3.2.14)$$

donde, Q_W : Fuerza cortante cuando se alcanza la capacidad última.

ΣM : Sumatoria de momentos de viga (derecho e izquierdo) en el nudo al alcanzar la capacidad última.

ΣQ : Sumatoria de fuerzas cortantes en vigas (derecha e izquierda) en el nudo al alcanzar la capacidad última. El valor de ΣQ incluirá la fuerza cortante de las vigas incidentes en el nudo del marco perpendicular.

ΣN : Sumatoria de las fuerzas axiales que actúan en los extremos derecho e izquierdo del muro.

ΣW : Sumatoria de las fuerzas resistentes de tensión que actúan en los extremos derecho e izquierdo del muro. El valor de ΣW incluirá el peso de la cimentación, así como la fuerza de tensión en los pilotes de la misma.

Para muros medios en el interior de un marco, o muros mixtos exteriores al marco, se podrá aplicar la ecuación 3.2.14 considerando la simbología que se muestra en la figura 3 2.39. Del equilibrio de las fuerzas verticales para el caso de la figura 3.2.39(b), la capacidad última a rotación del muro será denominada por el menor de los valores ($_1Q_L+_2Q_L$) y ($_1Q_R+_2Q_R$)

⑨,⑩ Respecto a muros discontinuos, se determinará la resistencia última de cortante con base en los resultados de cálculo de la resistencia de la sección transversal conforme se indica en el inciso ⑧. Esa fuerza cortante se definirá en función de la capacidad última de flexión, la capacidad última de cortante y la capacidad última de rotación de el sistema estructural en su conjunto En función de la capacidad de domine el comportamiento del

sistema, se definirá el mecanismo de falla y conjuntamente con la tabla 3.2.10 de la norma se determinará él valor del índice F.

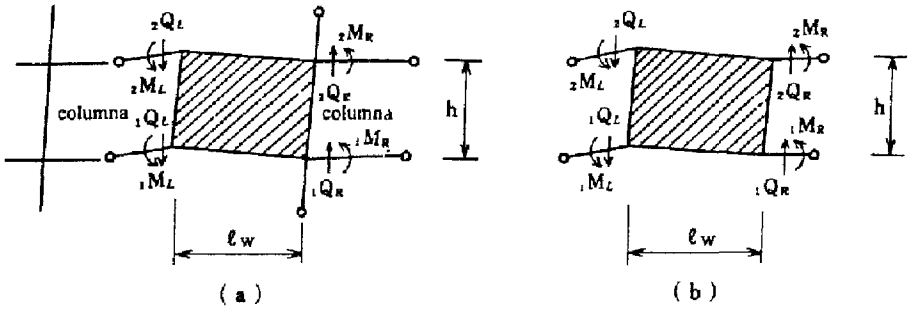


Figura 3.2.39 Capacidad última de muros mixtos

(11) En el caso de muro continuo en varios niveles, éste se considerará como un solo elemento al que se le aplicará una fuerza lateral externa supuesta y con distribución adecuada. Con base en análisis al límite aproximado se determinarán las fuerzas cortantes propias para cada condición o mecanismo de falla.

La resistencia a cortante cuando se presente la falla por cortante, se tomará como la fuerza cortante de entrepiso más pequeña en el momento de alcanzar la capacidad última, y esta se usará como la fuerza cortante de entrepiso para todos los entrepisos. La capacidad ultima de flexión para cada nivel se determinará de manera similar a lo mencionado para cortante. Dentro de los procedimientos de cálculo anteriores, se considerará que las vigas de borde estarán en la condición de estado último; además, se considerará la fuerza cortante de las vigas de los marcos perpendiculares, esto una vez que se hayan considerado las condiciones de unión y estructuración entre el muro en estudio y los marcos perpendiculares (figura 3.2.40) Como un procedimiento simplificado se puede considerar que la fuerza cortante incidente de las vigas de los marcos perpendiculares, sea el producto de un esfuerzo cortante de 5 kg/cm^2 constante actuando en el área total de la sección transversal de la viga.

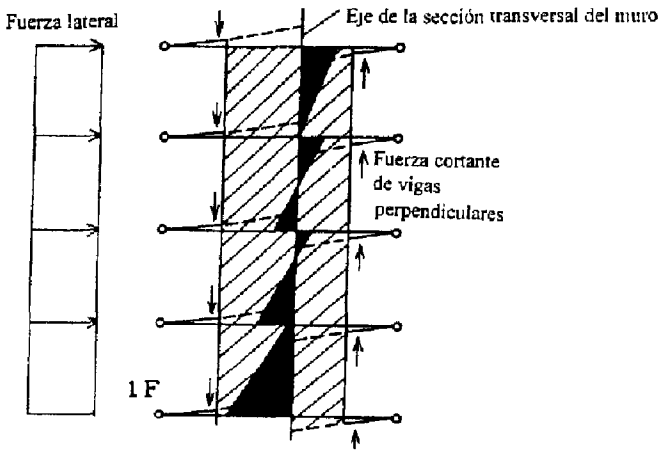


Figura 3.2.40 Capacidad ultima de un muro continuo

Para muros continuos en la altura sujetos a una distribución de carga lateral supuesta, con la ecuación 3.2.14 se podrá determinar el cortante de entrepiso al momento de alcanzar la capacidad última de rotación.

(12) Respecto a la fuerza cortante al momento de alcanzar la capacidad última de entrepiso determinada de la comparación de los valores obtenidos como se indica en alguno de los tres procedimientos del inciso (11), el menor de ellos se constituirá como la fuerza cortante de entrepiso a la capacidad ultima. Una vez determinado el mecanismo de falla asociado a esa resistencia de cortante, y con base en la tabla 3.2.10 de la norma, se determinará el valor del índice F.

Cuando se hace la evaluación de la capacidad última de rotación de un muro, si se hace una estimación relativamente baja, el modo de falla fácilmente será de rotación de muro, obteniéndose un valor alto del índice F comparativamente con otros modos de falla. Por ello se requiere precaución en la estimación de la capacidad de rotación. Considerando que existen una gran cantidad de aspectos inciertos en cuanto a la evaluación de la resistencia a la tensión de los pilotes en la parte basal del muro, con el fin de lograr una evaluación del lado de la seguridad, se recomienda definir un valor comparativamente alto de la capacidad última por rotación.

3.2.2.4 Otras formulaciones

Para el cálculo de la capacidad última de elementos de concreto reforzado ante los diferentes modos de falla, existen formulaciones teóricas sustentadas en una cantidad considerable de información experimental. También, muchas de las ecuaciones propuestas en la actualidad se basan en resultados experimentales realizados hasta la fecha.

En general, considerando los diferentes modos de falla, dentro de las ecuaciones propuestas para la determinación de la capacidad última, la mayoría de las propuestas para la capacidad a flexión comparativamente presentan buena precisión y poca dispersión respecto a resultados experimentales. Contrariamente, las ecuaciones propuestas para el cálculo de la capacidad de cortante presentan una gran dispersión respecto a resultados experimentales. Por lo tanto, las ecuaciones propuestas representan el valor medio para la capacidad de flexión y el límite inferior para la capacidad de cortante.

Sin embargo, tanto para las ecuaciones de flexión como de cortante, el efecto de la losa de piso en vigas, así como el efecto de elementos perpendiculares en muros presentan un efecto importante. Este efecto en todas las ecuaciones se ignora por lo que en todos los casos las ecuaciones subvaloran la capacidad de los elementos. Para el cálculo del índice de resistencia el estimar de esta manera la capacidad del elemento resulta en una evaluación del lado de la seguridad; sin embargo, para los procedimientos de segundo y tercer nivel, al evaluar la ductilidad, el hecho de tener una estimación subvaluada de la capacidad del elemento fácilmente podría conducir a una evaluación del lado de la inseguridad.

En la presente revisión, se propone considerar el efecto de la contribución de la losa del sistema de piso para la capacidad a cortante en vigas. Por ejemplo, en la ecuación 3.13 de la norma, el ancho de la viga b, puede sustituirse por un ancho efectivo b_e, determinado como se indica en la ecuación 3.2.15.[30]

$$b_e = \frac{\sum A_{Gi}}{D}, \quad pero \quad b_e \leq 1.2b \qquad (3.2.15)$$

donde, A_G. area total de la sección transversal de la viga considerando 100 cm de losa
D · peralte de viga

Los resultados considerando la anterior propuesta, reporta incrementos en la capacidad de cortante en 20%; aun así no deja de ser una estimación aproximada.[30]

También, respecto a la capacidad a cortante, en años recientes se han desarrollado propuestas basadas en teorías que consideran límites de deformación del elemento, así como procedimientos donde se plantea la evaluación de la capacidad a deformación de los elementos; algunas de estas propuestas ya se han incorporado a las normas de diseño. Por falta de información suficiente que permita relacionar el concepto de ductilidad del sistema estructural empleado en la norma y los métodos de evaluación, no se han incorporado en la presente edición de esta norma. Sin embargo, empleando procedimientos de investigación minuciosos en los que se estudie la respuesta del sistema estructural, se considera apropiado el uso de cualquier propuesta nueva para evaluar la capacidad de cortante.

También, principalmente para columnas con claro de cortante pequeño y grandes cuantías de acero de refuerzo longitudinal, no se presentarán únicamente fallas por cortante sino también podrían presentarse otro tipo de fallas de las denominadas de comportamiento frágil como es la falla por adherencia y anclaje. Los procedimientos de evaluación de este tipo de fallas serán tema de posteriores revisiones a la norma.[30]

Las ecuaciones propuestas en la presente norma se sustentan básicamente en los conceptos expresados en estos comentarios, pero cuando se den a la luz propuestas nuevas y adecuadas para evaluar la resistencia y/o capacidad de deformación, podrán usarse aunque no estén contempladas en la presente norma. Respecto a la precisión y adecuación de las nuevas propuestas, en años recientes se han realizado investigaciones que pueden verse en las referencias 31, 32, 33, y los resultados de las mismas se han publicado en las referencias 30 y 32, por lo que se recomienda su consulta. También, en la referencia 30, se presentan resultados sobre elementos estructurales cada vez más comunes dentro de los sistemas estructurales, como serían vigas con huecos en el claro, columnas de sección transversal circular, acero de alta resistencia como acero de refuerzo, concretos ligeros, etc., sobre los que se presentan resultados experimentales y propuestas de ecuaciones para estimar la capacidad. En caso de presentarse este tipo de elementos estructurales especiales se recomienda su consulta. Sin embargo, al emplear estas nuevas propuestas, se deberán respetar las principios básicos que se plantean en el capítulo 5, sobre la evaluación del índice de comportamiento ante sismo de sistemas estructurales; es decir, la propuesta para el fenómeno de flexión deberá representar el promedio de los resultados experimentales y la propuesta de cortante deberá ser el límite inferior de los resultados experimentales empleados en su propuesta.

3.2.3 Índice de ductilidad F

3.2.3.1 Cálculo del índice de ductilidad F

El índice de ductilidad F de cada entrepiso de un edificio, se calculará considerando los parámetros definidos según el nivel de procedimiento a emplear, así como la clasificación realizada con base en la definición del índice de resistencia y el mecanismo de falla del elemento, metodología que se ilustra enseguida.

(i) Cuando se usa el procedimiento de primer nivel

Se usarán los valores obtenidos de la tabla 3.2.9 definidos con base en la clasificación de elementos verticales mostrada en la tabla 3.2.1

Tabla 3.2.9 Índice de ductilidad para el procedimiento de primer nivel

	Índice de ductilidad F
Columna (h_o/D>2)	1.0
Columna corta (h_o/D<2)	0.8
Muro	1.0

Nota) h_o, D, conforme la figura 3.1.

(ii) Cuando se usa el procedimiento de segundo nivel

Se usarán los valores obtenidos de la tabla 3.2.10, definidos con base en la clasificación de elementos verticales mostrada en la tabla 3.2.2 Sin embargo, para columnas y muros en flexión, de los que pueda esperarse un comportamiento dúctil, el índice de ductilidad para cada uno de ellos se calculará con las ecuaciones 3.20 y 3.21, respectivamente. También, para el caso de columnas con muros aleros, independientemente de la realización de un estudio a detalle, se podrá considerar el valor de F igual a la unidad.

(a) Columna en flexión

$$F = \phi\sqrt{2\mu - 1} \tag{3.20}$$

donde, μ : factor de ductilidad en el estado último. Se calculará conforme la ecuación 3.22 de la subsección 3.2.3.2 (ductilidad de columnas en el estado último μ).

ϕ :$1/0.75(1+0.05\mu)$

(b) Muro en flexión

$$\begin{aligned} &Cuando \quad {}_wQ_{su} / {}_wQ_{Mu} \le 1.2 : \quad F = 1.0 \\ &Cuando \quad {}_wQ_{su} / {}_wQ_{Mu} \ge 1.3 : \quad F = 2.0 \end{aligned} \tag{3.21}$$

sin embargo, para valores intermedios se interpolará linealmente.

donde, ${}_wQ_{Su}$: capacidad última a cortante del muro

${}_wQ_{Mu}$: fuerza cortante incidente al alcanzarse la capacidad última a flexión del muro.

(iii) Cuando se usa el procedimiento de tercer nivel

Al igual que para el procedimiento de segundo nivel se usa la tabla 3.2.10. Sin embargo, conforme la clasificación de elementos verticales de la tabla 3.2.5 se podrá usar conjuntamente con la tabla 3 2.10

3.2.3.2 Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas μ

La ductilidad para el estado de capacidad última en flexión de una columna μ, se calculará conforme la ecuación 3.22. Sin embargo, si se cumple con cualquiera de las condiciones planteadas en la ecuación 3.23, independientemente del valor de μ, se asignará un valor unitario al índice de ductilidad F.

$$\mu = \mu_o - k_1 - k_2 \tag{3.22}$$

sin embargo, se hará $1 \le \mu \le 5$

donde, $\mu_o = 10({}_cQ_{Su}/{}_cQ_{Mu})-1$

k_1=2.0 (sin embargo, se podrá igualar a cero cuando la separación del acero de refuerzo lateral sea menor a 8 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal).

$k_2 = 30\left(\frac{{}_c\tau_{Mu}}{F_c} - 0.1\right) \ge 0$

${}_cQ_{Su}$: capacidad última a cortante de columna

${}_cQ_{Mu}$: fuerza cortante incidente al alcanzarse la capacidad última en flexión de columna

${}_c\tau_{Mu}$: ${}_cQ_{Mu}/(b\ j)$

b : ancho de la columna

j : separación entre los centroides de las resultantes de esfuerzos en la sección transversal de la columna (podrá considerarse igual a 0.8D).

F_c : resistencia del concreto a la compresión.

Condiciones bajo las cuales se considerará el índice de ductilidad F igual a 1.0,

$$\begin{aligned} N_s / (b\ D\ F_c) &> 0.4 \\ {}_c\tau_{Mu} / F &> 0.2 \\ p_t &> 1\% \\ h_o / D &\le 20 \end{aligned} \tag{3.23}$$

donde, N_s : carga axial de diseño ante sismo

p_t : porcentaje de acero de refuerzo longitudinal en tensión

h_o : altura libre de las columnas

Tabla 3.2.10 Índice de ductilidad, F, a usar en los procedimientos de segundo y tercer nivel

	Índice de ductilidad F	Niveles de uso
Columna en flexión	Conforme la ecuación 3.20 (1.27~3.2)(nota)	segundo y tercer nivel
Muro en flexión	Conforme la ecuación 3.21 (1.0~2.0)	segundo y tercer nivel
Columna en cortante	1.0	segundo y tercer nivel
Muro en cortante	1.0	segundo y tercer nivel
Columna de comportamiento frágil	0.8	segundo y tercer nivel
Viga débil en flexión-columna fuerte	3.0	tercer nivel
Viga débil en cortante-columna fuerte	1.5	tercer nivel
Rotación de la base del muro	3.0	tercer nivel

Nota: Dependiendo de las condiciones podrá adquirir el valor de 1.0. Consultar el procedimiento de cálculo de la ductilidad μ, asociada al estado de capacidad última en flexión de columna, según la sección 3.2.3.2.

Comentarios

Cálculo del índice de ductilidad F

Como se mencionó en la sección 3.2.1 sobre los principios básicos del procedimiento de cálculo del índice $E_{O,}$ el índice de ductilidad F es un indicador con el que se trata de evaluar, conforme al mecanismo de falla que presente el sistema estructural, la capacidad de deformación (la dimensión de la deformación al momento de alcanzar la capacidad última) y la capacidad de disipación de energía en el intervalo de comportamiento inelástico. También, desde el punto de vista de la respuesta ante sismo, la combinación del valor índice F y el valor del índice de resistencia C, y si se tienen dos edificios con igual valor del índice E_O, cuando en estos incida un sismo de características similares la respuesta de desplazamientos será de nivel similar, y la relación entre esta respuesta y la deformación en la condición de capacidad última será también similar. Se puede decir que este sería el significado del índice de ductilidad F

Para sistemas estructurales de concreto reforzado, donde las características de la respuesta ante sismo sea compleja, con el uso de un indicador simple como el de la presente norma será difícil inferir el tipo de respuesta que se presentará. Sin embargo, en la presente norma se trató de plasmar los resultados de investigaciones realizadas en las que se trata de conjuntar las diferencias en la respuesta dependiendo de las características del mecanismo de falla que se presente, las diferencias en las fuerzas restauradoras de los diferentes sistemas estructurales, las diferencias en las características energéticas de los sismos incidentes, y se propone un valor bastante aproximado del índice de ductilidad.

El índice de ductilidad para columnas con muros aleros, al igual que en el reglamento de 1977, a menos de realizar un estudio especial sobre el fenómeno en particular se podrá definir el valor del índice igual a 1.0. Esto debido a que puede pensarse que su comportamiento será similar al de columnas y muros de cortante. Sin embargo, en realidad este valor es deseable se determine considerando las condiciones de falla. Por lo que cuando la condición de falla que presenta características netamente frágiles, se recomienda considerar un valor del índice de ductilidad igual a 0.8. Un ejemplo para la consideración de estos conceptos se presenta en el apéndice I-3, donde se recomienda la consulta del subcapítulo 3.4 sobre modelación de elementos, principalmente para columnas con muros aleros y muros con columnas de borde.

(i) Índice de ductilidad para el procedimiento de primer nivel

El procedimiento de evaluación de primer nivel, es un método de evaluación de las características de comportamiento ante sismo de todo el sistema estructural con base en la resistencia que tenga el mismo. Por lo tanto, para elementos estructurales de proporciones usuales se fijará el valor del índice F igual a 1.0. En caso de presentarse columnas cortas de comportamiento frágil, cuya falla presentará una probabilidad mayor de presentarse que la de elementos de dimensiones comunes, se pensó en reducir el valor del índice F a 0.8

(ii) Índice de ductilidad para el procedimiento de segundo nivel

El procedimiento de evaluación de segundo nivel, considera la aparición de fluencia en algunas partes de la estructura (extremos de vigas y base de muros), esperando que se tenga una capacidad de deformación suficiente posterior a la fluencia. En este caso, el valor del índice F se modificará en función de la ductilidad al alcanzar la capacidad máxima como se indica en el inciso (iv).

También, debido a la relación y continuidad que existe entre los procedimientos de primer y segundo nivel, primero para muros de cortante se considerará el valor del índice F igual a 1.0, y considerando este valor como el estándar se podrá hacer modificaciones relativas del índice F para elementos verticales dependiendo de las características de su mecanismo de falla. La definición del valor del índice F igual a la unidad para muros estructurales, no significa que sea un valor absoluto de evaluación para esta clase de elementos estructurales, se deberá tener en mente que es únicamente un valor estándar para evaluación relativa de comportamiento.

Con base en este valor estándar, se definieron los valores de 1.0 para columnas y 0.8 para columnas cortas.

(iii) Índice de ductilidad para el procedimiento de tercer nivel

El procedimiento de evaluación de tercer nivel, considera adicionalmente dentro del mecanismo de falla del sistema estructual, el que el comportamiento de las columnas esté dominado por la fluencia o cortante de las vigas y el comportamiento de los muros esté dominado por la rotación en la base de los mismos. Considerar estas variables dentro del proceso de evaluación del índice de ductilidad resulta en una labor aún difícil, por lo que se estableció una relación entre estos y otros mecanismos de falla, y se determine el valor del índice F conforme se indica en la tabla 3.2.10 de la norma.

(iv) Índice de ductilidad para columnas y muros de flexión

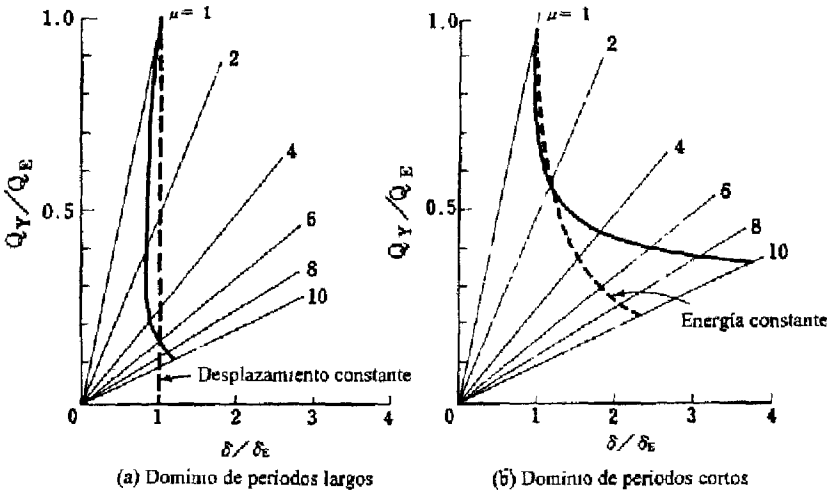
Los fundamentos del método de cálculo del índice de ductilidad para columnas de flexión consideradas dentro de los procedimientos de segundo y tercer nivel se muestran enseguida. Respecto a los muros de flexión, el valor del índice F se determinará considerando que éste será menor que el que se obtenga para columnas de flexión, y que en algunos casos existirá continuidad entre estos muros de flexión y muros de cortante.

En la referencia 7 se presentan los resultados del estudio de la respuesta ante sismo de un modelo estructural de un grado de libertad, con fuerzas restauradoras perfectamente elasto-plásticas. Las conclusiones y características de comportamiento de mayor importancia se resumen enseguida

(a) En el dominio de periodos fundamentales relativamente largos (por ejemplo, periodos asociados a edificios de gran altura), para valores de la fuerza cortante a la fluencia (Q_Y) superiores a un cierto límite de la fuerza cortante de respuesta elástica (Q_E), la respuesta máxima de desplazamientos de los sistemas de un grado de libertad de comportamiento inelástico (δ), independientemente del valor de la fuerza cortante a la fluencia, serán similares. El valor de este desplazamiento máximo (δ_{IE})será igual al desplazamiento de un modelo de comportamiento elástico con la misma rigidez inicial (K_I) que los modelos inelásticos (dominio de desplazamientos constantes, figura 3.2.41(a)).

(b) Para el dominio de periodos comparativamente cortos (dentro de los que se incluirían las edificaciones de concreto reforzado de mediana y baja altura, que son el objeto de la presente norma), la energía potencial máxima de un sistema de comportamiento elástico, y la energía potencial máxima de un sistema de comportamiento inelástico con igual rigidez inicial, será prácticamente la misma (dominio de energías constantes, figura 3.2.41(b)). El

significado de la igualdad de energías se representa gráficamente con las áreas A y B de la figura 3.2 42.



(a) Dominio de periodos largos (b) Dominio de periodos cortos

Figura 3.2.41 Respuesta de desplazamientos de un sistema de un grado de libertad en el que se consideraron fuerzas restauradoras con características perfectamente elasto-plásticas (referencia 9)

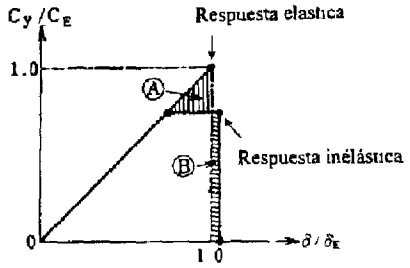


Figura 3.2.42 Significado del concepto de energía constante

(c) Si la fuerza cortante a la fluencia es menor que un cierto límite, independientemente si son sistemas con periodo largo o corto, existe la posibilidad de inestabilidad brusca en la respuesta máxima.

El tipo de edificaciones que se consideran en la presente norma son estructuras de concreto reforzado de mediana y baja altura, en los que las características de las fuerzas restauradoras difieren de ser perfectamente elasto-plásticas como el modelo considerado generalmente. En los elementos y las estructuras de concreto reforzado, se presenta degradación de la rigidez después de la aparición de agrietamiento en el concreto. Además, tienen la característica de presentar degradación de rigidez ante efecto cíclico de carga, constituyéndose en realidad en relaciones bastante complejas. Sin embargo, se han desarrollado diferentes modelos para análisis de elementos y estructuras de concreto reforzado, aplicándolos en estudios de la respuesta ante sismo de este tipo de estructuras y tratando de explicar y clarificar el mismo. También, empleando los modelos de sistemas globales se han propuesto métodos para inferir la respuesta inelástica de desplazamientos,

constituyéndose en un conjunto considerable de resultados de importancia y beneficios para el entendimiento de la respuesta estructural inelástica ante sismos intensos. (Respecto a estos resultados se podrá consultar por ejemplo la referencia 7, en el tomo II, capítulo I)

Sin embargo, los resultados de esas investigaciones, constituyen métodos de mayor nivel y precisión de los presentados en la norma, por lo que se puede decir que comparativamente serían propios de procedimientos de cuarto y quinto nivel. Principalmente, en la presente norma no se considera directamente como variable el periodo fundamental del edificio, razón que limita el uso de los resultados de las investigaciones anteriores.

A este respecto, empleando un procedimiento similar al planteado en la referencia 1 para el análisis de un modelo dinámico perfectamente elasto-plástico, se hace un análisis dinámico de un sistema de un grado de libertad aplicando un modelo de Degradación Trilineal como representativo de las fuerzas restauradoras características de estructuras de concreto reforzado que presentan un mecanismo de falla dominado por el fenómeno de flexión (en adelante el modelo se denominara D-tri). Se determinaron algunas relaciones entre el índice de ductilidad F´ ductilidad μ (desplazamiento último/desplazamiento a la fluencia), que se resumen enseguida. La relación entre el índice de ductilidad F y la respuesta última de ductilidad para un sistema con comportamiento perfectamente elasto-plásticos se presenta en la figura 3.2.43 En el eje vertical se grafica, para el modelo D-Tri de fuerzas restauradoras en un sistema de un grado de libertad, la relación entre el coeficiente de fuerza cortante a la fluencia (C_y) y el coeficiente de fuerza cortante en la respuesta elástica (C_E); en el eje horizontal se grafican las respuestas máximas de ductilidad. Para un intervalo de periodos elásticos entre 0.2 s y 0.5 s, se grafican en la figura 3.2.44 las respuestas sísmicas calculadas para modelos con diferentes características (resistencia a la fluencia constante y deformación a la fluencia constante) Se consideró como ordenada espectral de diseño (kg) el valor de 0.3, de manera que el coeficiente de cortante en la respuesta elástica C_E fuera 1.0 (igual o aproximadamente a 3.3 por kg). Por lo tanto el valor del coeficiente de cortante a la fluencia C_y en el eje vertical permanece constante.

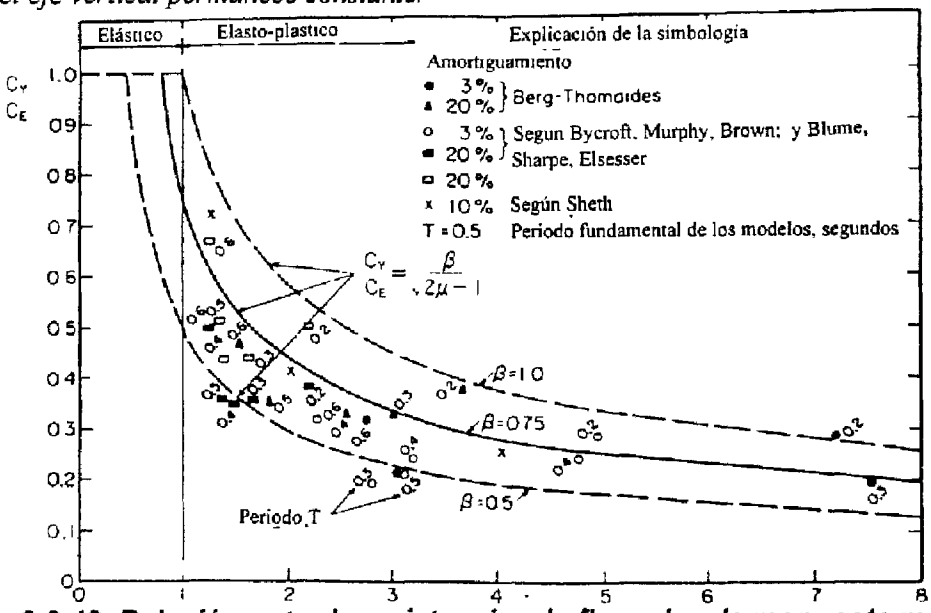


Figura 3.2.43 Relación entre la resistencia a la fluencia y la respuesta máxima de ductilidades para modelos elasto-plásticos

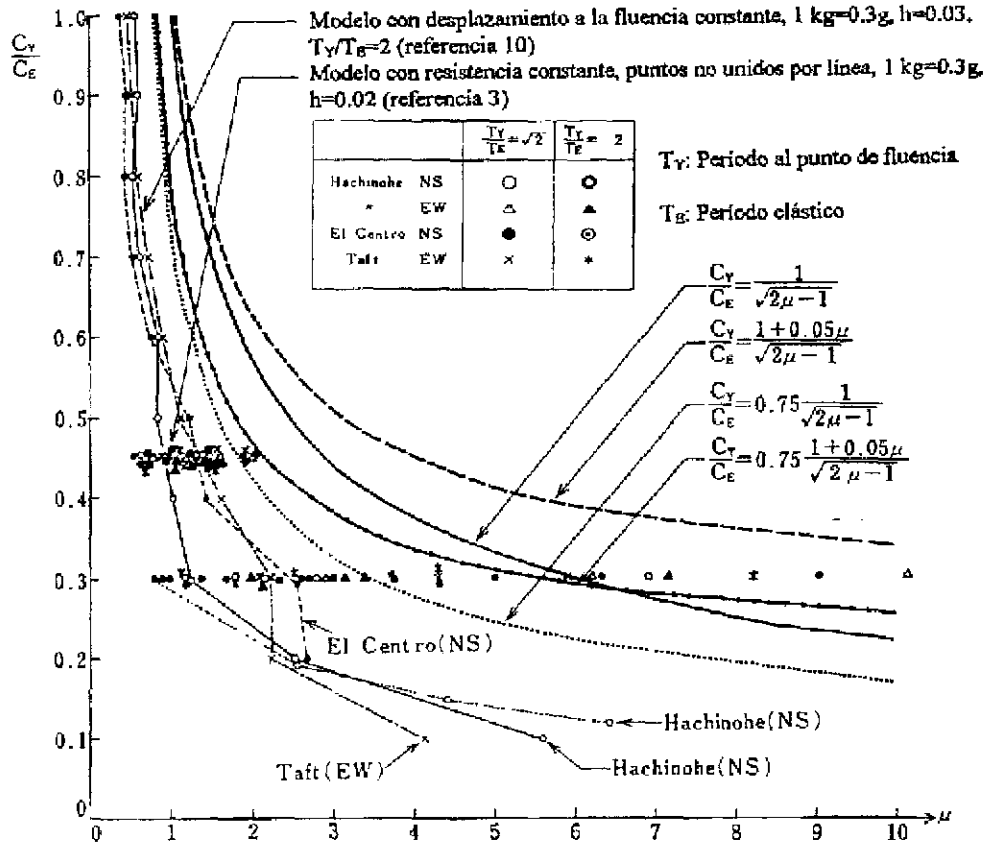


Figura 3.2.44 Relación entre la resistencia a la fluencia y la respuesta máxima de ductilidades para el modelo D-Tri

Con base en estos resultados, se graficó la envolvente de los puntos para $\mu \leq 5$, presentándose una ecuación similar a la de la referencia 1 (ecuación propuesta por Newmark), siendo la ecuación 3.2.16. La misma ecuación, para $\mu \geq 5$, presenta resultados fuera de la envolvente, debido a que se trataba de modelos con desplazamiento a la fluencia mucho menor que los considerados en la elaboración de la norma y, se supone fuera de los objetivos de la presente norma.

$$\frac{C_v}{C_E} = 0.75\,\frac{1 + 0.05\,\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \qquad (3.2.16)$$

Esta ecuación corresponde con la ecuación 3.2.1 de la sección 3.2.1, por lo tanto, el recíproco del lado derecho de la ecuación, que es la ecuación 3.20 de la norma, es el índice de ductilidad F. En la misma ecuación 3.20, aun considerando una ductilidad μ=1, el índice F será 1.27, por lo que comparándolo con el valor F=1 propuesto para muros de cortante, proporciona una idea de la importancia que se le da a los mecanismos de falla de fluencia por flexión.

Una representación comparativa de los valores del índice F obtenidos de la tabla 3.2.10 de la norma y el valor obtenido con la ecuación 3.20 se muestran en la figura 3.2.45. El eje vertical representa el valor del índice F, el eje horizontal representa la relación entre la deformación a la capacidad última y la deformación al momento de fluencia para elementos verticales.

De la figura, se nota que los valores de F para columnas frágiles (0.8), para muros de cortante (1.0) y el menor de los valores para columnas de flexión (1.27), representan aproximadamente la extensión de un extremo de la gráfica de la ecuación 3.20. También, dentro de la gráfica se identifica el valor calculado del índice F (señalado con una estrella), para un edificio de comportamiento predominantemente de flexión, donde el valor de F a calculado con base en la relación resistencia requerida y ductilidad del sistema estructural, que se muestra en la parte inferior de la misma figura. Se puede notar que el sistema en cuestión se considera diseñado para un factor de ductilidad global de 2 (referencia 3).

Finalmente, las ecuaciones 3.20 de la norma y 3.2.16 de estos comentarios constituyen una modificación a las ecuaciones considerando un modelo de comportamiento perfectamente elasto-plástico y los conceptos de energía constante, para considerar el modelo de comportamiento D-Tri.

3.2.3.2 Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas μ

(i) Problemas relacionados con la resistencia a cortante del elemento y la ductilidad deseada.

Para lograr elementos de concreto reforzado con grandes capacidades de deformación, se requiere establecer un mecanismo que permita la incursión a la fluencia por flexión del elemento estructural en lo que denominaría articulación plástica, y posteriormente tomar las medidas necesarias para evitar cualquier tipo de falla frágil antes de alcanzar los niveles de deformación deseados. Para lograr este propósito, no es suficiente tratar de evitar las fallas por cortante y/o adherencia en las zonas medias y extremas de los elementos, ya que se ha comprobado su aparición en un gran número de casos, sino investigar y plantear las condiciones para evitar su generalización.

A este respecto, recientemente, con base en planteamientos teóricos del fenómeno de falla por cortante, y considerando la capacidad a deformación posterior a la fluencia, se han propuesto desarrollos cuantitativos del mecanismo de cortante en zonas extremas de los elementos dentro del comportamiento posterior a la fluencia por flexión Estos procedimientos, parten del hecho que el mecanismo de armadura se presenta, por lo que como premisa indispensable está la condición de abolir la falla por adherencia antes que se presente la falla de cortante.

También existen muchos otros trabajos de investigación y propuestas cuantitativas sobre la capacidad a deformación de los elementos de concreto reforzado, que consideran diversos aspectos como es el efecto confinante en el concreto del extremo de elementos, provocado por el acero de refuerzo lateral, en función de la distribución geométrica del mismo y el efecto que tiene sobre la capacidad de deformación, el nivel de carga axial que esté actuando en el elemento. También este tipo de propuestas se pueden considerar. Un resumen de la mayoría de estas propuestas se muestra en la tabla 3.2.11.

Cualquiera que sea el procedimiento empleado para evaluar la capacidad a deformación de elementos de concreto reforzado que existen en la actualidad, éstos no pueden considerarse definitivos, ya que las propuestas actuales siguen en proceso de modificación teórica y ajuste con base en resultados experimentales.