

## SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

**M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA**, Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 1 y 33 de la Constitución Política de la Ciudad de México; 1º, 11, fracción I, 12, 16, fracción XIII, 18, 20, fracción IX, y 38, fracciones VII y XI de la Ley Orgánica del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México; 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 1º, 7º, fracción XIII del Reglamento Interior del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México, y 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo de la Ciudad de México, y,

### CONSIDERANDO

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, son las disposiciones técnicas que fijan los requisitos técnicos mínimos para el diseño y construcción de todo tipo de edificaciones con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, para asegurar el buen funcionamiento, accesibilidad, habitabilidad, higiene, servicios y acondicionamiento ambiental, de la comunicación, evaluación y prevención de emergencias, seguridad de emergencias, de la integración al contexto e imagen urbana, de las instalaciones, de la seguridad estructural de las construcciones de la Ciudad de México.

En términos de lo dispuesto en el artículo 3, fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la Administración Pública de la Ciudad de México podrá modificar cuando considere necesario las Normas Técnicas Complementarias, con el objeto de renovar y adecuar su contenido conforme al avance científico y tecnológico en cada especialidad para la correcta observancia y aplicación de las mismas.

Con fecha 15 de diciembre de 2017, fueron publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el “Acuerdo por el que Actualizan las Normas Técnicas Complementarias que se indican” correspondiendo a las de: 1) Diseño y Construcción de Cimentaciones; 2) Diseño por Sismo; 3) Diseño por Viento; 4) Diseño y Construcción de Estructuras de Acero; 5) Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; 6) Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; 7) Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 8) Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Que los Comentarios de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal son un instrumento técnico de ayuda para dar claridad, congruencia y certeza técnica a las disposiciones contenidas en las Normas, así como para la correcta interpretación y aplicación de las mismas, ya que contienen explicaciones para el buen uso de las especificaciones, por lo que para lograr tal finalidad es fundamental publicarlos y considerarlos de manera conjunta con las Normas Técnicas Complementarias.

Por lo anterior, se tiene a bien expedir el:

### **ACUERDO POR EL QUE SE ACTUALIZAN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO CON COMENTARIOS.**

**PRIMERO.** Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se actualizan con el objeto de renovar y adecuar su contenido adicionando los Comentarios.

**SEGUNDO.** Publíquese el contenido de las Normas Técnicas Complementarias señaladas en el punto anterior, mismas que forman parte de este Acuerdo, para quedar como sigue:

### **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO CON COMENTARIOS**

#### **ÍNDICE**

#### **NOTACIÓN**

#### **1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO**

##### **1.1 Propósito y alcance**

- 1.2 Requisitos generales
  - 1.2.1 Sistema estructural
  - 1.2.2 Criterios de análisis y diseño
  - 1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación
- 1.3 Zonas
- 1.4 Clasificación de las estructuras
- 1.5 Acciones sísmicas de diseño
- 1.6 Reducción de fuerzas sísmicas
- 1.7 Cortante basal mínimo
- 1.8 Revisión de desplazamientos laterales
- 1.9 Separación de edificios colindantes

## **2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR**

- 2.1 Métodos de análisis sísmico
- 2.2 Efectos de torsión
- 2.3 Efectos de segundo orden
- 2.4 Efectos bidireccionales
- 2.5 Comportamiento asimétrico
- 2.6 Péndulos invertidos
- 2.7 Diafragmas de piso, apéndices y contenidos
  - 2.7.1 Criterios generales
  - 2.7.2 Aceleraciones de piso
  - 2.7.3 Fuerzas de diseño para diafragmas
  - 2.7.4 Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales
- 2.8 Cargas sísmicas durante la construcción

## **3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO**

- 3.1 Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático
  - 3.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño
  - 3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos
  - 3.1.3 Espectros de sitio
- 3.2 Efectos de la interacción suelo-estructura
- 3.3 Factor de importancia
- 3.4 Factores de reducción de las ordenadas espectrales
- 3.5 Factor de sobre-resistencia

## **4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES**

- 4.1 Reglas generales
- 4.2 Valores de  $Q$  y  $\gamma_{\max}$ 
  - 4.2.1 Estructuras de concreto
  - 4.2.2 Estructuras de acero y compuestas
  - 4.2.3 Estructuras de mampostería

## **5. CONDICIONES DE REGULARIDAD**

- 5.1 Estructura regular
- 5.2 Estructura irregular
- 5.3 Estructura muy irregular
- 5.4 Estructura de planta baja débil
- 5.5 Corrección de  $Q'$  por irregularidad
- 5.6 Concentración de sismo-resistencia

## **6. ANÁLISIS DINÁMICO**

- 6.1 Análisis dinámico modal
- 6.2 Análisis dinámico no lineal pasoapaso
  - 6.2.1 Movimientos del terreno
  - 6.2.2 Modelación de sistema estructural

6.2.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas

6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación

6.3 Revisión por cortante basal

## **7. ANÁLISIS ESTÁTICO**

7.1 Requisitos para la aplicación de este método de análisis

7.2 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño

7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del periodo fundamental

## **8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

8.1 Interacción cinemática

8.2 Interacción inercial

8.2.1 Cortante basal modificado

8.2.2 Desplazamiento lateral modificado

8.2.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

## **9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES**

### **10. ESTRUCTURAS EXISTENTES**

### **11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS**

### **12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA**

#### **APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO**

A.1 Determinación de espectros específicos de sitio, incluyendo interacción cinemática suelo-estructura

A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio,  $T_s$

#### **APÉNDICE B. EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA**

B.1 Criterios generales de diseño

B.1.1 Alcance y definiciones básicas

B.1.2 Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador

B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador

B.2.1 Diseño del sistema secundario

B.2.2 Diseño del sistema estructura-disipador

B.3 Inspección de las estructuras

B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio

B.4.1 Supervisión de las pruebas

B.4.2 Control de calidad

B.4.3 Requisitos generales sobre las pruebas

B.4.4 Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía

B.4.4.1 Ciclos requeridos. Estado límite de limitación de daños

B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de prevención de colapso

B.4.5 Criterios de aceptación

B.4.5.1 Disipadores de energía de tipo histerético

B.4.5.2 Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico

B.4.6 Pruebas en dos direcciones ortogonales

B.4.7 Colocación e inspección

#### **NOTACIÓN**

Cada símbolo empleado en estas Normas se define donde aparece por primera vez.

A        área de una cimentación

a        ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad

$\tilde{a}$	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, para una estructura con base flexible
$a'$	ordenada del espectro de diseño sin efectos de interacción suelo-estructura
$\tilde{a}'$	ordenada del espectro de diseño con efectos de interacción suelo-estructura
$a_0$	valor de $a$ que corresponde a $T=0$ (aceleración máxima del terreno)
$a_1$	ordenada del espectro elástico de diseño correspondiente al periodo fundamental de vibrar del sistema estructural
$a_a$	parámetro para el cálculo de $F_a$
$a_{c1}, a_{c2}$	ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno
$a_{es}$	ordenada del espectro que caracteriza la excitación sísmica
$a_i$	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del $i$ -ésimo nivel; el subíndice $n$ corresponde al extremo superior del edificio
$a_{ij}$	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del $i$ -ésimo nivel asociada a la respuesta dinámica lineal del $j$ -ésimo modo de vibrar; el subíndice $n$ corresponde al extremo superior del edificio
$a_{ijx}, a_{ijy}$	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del $i$ -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente, producidas por el $j$ -ésimo modo de vibrar
$a_{ix}, a_{iy}$	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del $i$ -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente
$a_{min}$	aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño
$b$	dimensión de la planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis; un subíndice $i$ indica que la dimensión corresponde al $i$ -ésimo nivel
$b_a$	parámetro para el cálculo de $F_a$
$b_{me}$	menor distancia en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo
$c$	ordenada espectral como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
$c_a$	parámetro para el cálculo de $F_a$
$C_h$	constante de amortiguamiento viscoso en la dirección traslacional horizontal de la cimentación
$c_h$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
$C_r$	constante de amortiguamiento viscoso en rotación de la cimentación
$c_r$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en rotación
$C_v$	constante de amortiguamiento viscoso en dirección traslacional vertical de la cimentación
$c_v$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
$D$	profundidad de desplante
$d$	diámetro de pilote; si este es de sección cuadrada, es el diámetro equivalente
$d_a$	parámetro para el cálculo de $F_a$
$D_B$	duración del movimiento del suelo de entrada
$D_{EDE}^+$	desplazamiento en dirección positiva de un disipador hysterético
$D_{EDE}^-$	desplazamiento en dirección negativa de un disipador hysterético
$d_i$	espesor del $i$ -ésimo estrato de la formación de suelo
$D_S$	duración del movimiento del suelo en la superficie
$e_a$	excentricidad accidental; un subíndice $i$ indica que la excentricidad corresponde al $i$ -ésimo nivel
$E_p$	módulo de elasticidad del material de un pilote
$E_s$	módulo de elasticidad del suelo
$e_s$	excentricidad torsional; un subíndice $i$ indica que la excentricidad corresponde al $i$ -ésimo nivel
$F$	fuerza lateral; un subíndice $i$ indica que la fuerza actúa en el $i$ -ésimo nivel del sistema estructural
$F_a$	factor usado para reducir los factores de resistencia debido a comportamiento asimétrico
$F_d$	fuerza lateral de diseño para un diafragma, un subíndice $i$ indica que la fuerza actúa en el diafragma ubicado en el $i$ -ésimo nivel
$F_{EDE}^+$	fuerza en dirección positiva de un disipador hysterético que corresponde a $D_{EDE}^+$
$F_{EDE}^-$	fuerza en dirección negativa de un disipador hysterético que corresponde a $D_{EDE}^-$

$F_{pe}$	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
$g$	aceleración de la gravedad
$G_s$	módulo de rigidez al corte del suelo, un subíndice $i$ indica que el módulo corresponde al $i$ -ésimo estrato de la formación de suelo
$h$	altura sobre el desplante de la masa para la que se calcula una fuerza o aceleración horizontal; un subíndice $i$ indica que la altura corresponde al $i$ -ésimo nivel; el subíndice $n$ corresponde al extremo superior del edificio
$H_c$	función de transferencia cinemática
$h_{cm}$	altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo
$H_e$	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante
$H_s$	profundidad de la segunda capa dura
$I$	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
$\{J\}$	vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones
$k$	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de $a$ y $Q'$
$k_1$	factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de $R$
$k_2$	factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de $R$
$k_3, k_4$	variables usadas para el cálculo de las fuerzas laterales con el método estático
$k_{efectiva}$	rigidez efectiva de un disipador histerético
$K_h$	rigidez en traslación horizontal de la cimentación
$k_h$	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
$K_r$	rigidez rotacional de la cimentación
$k_r$	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
$K_s$	cociente entre ordenadas espectrales del espectro para el que se revisa el estado límite de prevención de colapso y las correspondientes al espectro para el que se revisa el estado límite de limitación de daños, independiente de $T$
$K_v$	rigidez en traslación vertical de la cimentación
$k_v$	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
$L$	longitud de pilotomedida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta
$M_0$	momento de volteo en la base de la cimentación
$M_{0i}$	momento aplicado en el plano del sistema de piso del $i$ -ésimo nivel
$M_{ai}$	momento actuante en el plano del sistema de piso del $i$ -ésimo nivel
$M_{01}$	momento de volteo en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$N$	número de estratos
$n$	número de pisos
$p$	variable usada para el cálculo de $a$ y $Q'$
$\tilde{p}$	variable usada para el cálculo de $\tilde{Q}'$
$Q$	factor de comportamiento sísmico, independiente de $T$
$\tilde{Q}$	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
$Q'$	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de $T$
$\tilde{Q}'$	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura, función de $T$
$Q_c$	factor que cuantifica la ductilidad disponible en un apéndice o contenido
$R$	factor de reducción por sobre-resistencia
$r$	radio equivalente de la cimentación, igual a la raíz cuadrada de la relación entre el área de la cimentación y el número $\pi$
$R_0$	factor básico de sobre-resistencia
$R_h$	radio equivalente de la cimentación en traslación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de traslación
$r_o$	radio de giro de la masa en péndulos invertidos
$R_r$	radio equivalente de la cimentación en rotación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de rotación
$R_d$	factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas

$r_T$	cociente del periodo de vibrar de un apéndice y del periodo dominante de la respuesta dinámica de piso
$R_v$	radio equivalente de la cimentación en el modo vertical, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para la dirección vertical
$S$	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
$S_i$	respuesta de la estructura en el $i$ -ésimo modo
$T$	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice $i$ implica que el periodo corresponde al $i$ -ésimo modo de vibrar
$T_1$	periodo fundamental de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis
$T_a, T_b$	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño
$T_e$	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
$\tilde{T}_e$	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
$T_h$	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido
$T_R$	periodo de retorno
$T_r$	periodo natural de una estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido
$T_s$	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
$u_p$	giro del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
$V$	fuerza cortante; un subíndice $i$ implica que la fuerza cortante corresponde al $i$ -ésimo entrepiso
$V_b^d$	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis
$V_b^f$	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis
$V_o$	fuerza cortante en la base de la construcción
$\tilde{V}_o$	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura
$V_{o1}$	fuerza cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$\tilde{V}_{o1}$	fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción suelo-estructura
$V_s$	velocidad efectiva de ondas de cortante
$W$	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice $i$ indica que el peso corresponde al $i$ -ésimo piso
$[W]$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
$W_d$	peso tributario correspondiente a un diafragma, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice $i$ implica que el peso corresponde al diafragma ubicado en el $i$ -ésimo piso
$W_e$	peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental; un subíndice $i$ indica que el peso corresponde al $i$ -ésimo modo
$W_o$	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
$W_p$	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice $i$ implica que el peso corresponde al $i$ -ésimo nivel
$X_i$	desplazamiento lateral relativo al desplante del $i$ -ésimo nivel
$\tilde{X}_i$	desplazamiento lateral relativo al desplante del $i$ -ésimo nivel corregido por efectos de interacción suelo-estructura
$x_i$	variable usada para el cálculo de $T_s$
$x_p$	desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
$X_{i1}$	desplazamiento lateral del $i$ -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$\tilde{X}_{i1}$	desplazamiento lateral del $i$ -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregido por efectos de interacción suelo-estructura
$\alpha$	nivel de asimetría en fluencia
$\alpha_{sd}$	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
$\beta$	factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
$\beta$	factor $\beta$ evaluado con efectos de interacción
$\beta_c$	factor reductivo por amortiguamiento para un apéndice o contenido

$\beta_s$	velocidad de propagación de ondas de cortante en el suelo
$\gamma_i$	peso volumétrico del i-ésimo estrato de la formación de suelo
$\gamma_{\max}$	distorsión límite; sus valores se especifican en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3
$\varepsilon$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\zeta$	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño
$\zeta_c$	fracción de amortiguamiento crítico para un apéndice o contenido
$\zeta_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
$\zeta_E$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
$\zeta_h$	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
$\zeta_r$	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
$\zeta_s$	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
$\mu_s$	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
H	parámetro de frecuencia para cimentaciones
$\eta_a$	parámetro usado para estimar $a_n$
$\eta_h$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_h$
$\eta_p$	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
$\eta_r$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_r$
$\eta_s$	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
$\eta_v$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_v$
$\theta_a$	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante
$\lambda$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\nu_s$	coeficiente de Poisson del suelo
$\rho_{ij}$	coeficiente de correlación entre el i-ésimo y j-ésimo modos de vibrar
$\tau$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\tau_v$	tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i-ésimo modo
$\omega$	frecuencia angular, un subíndice i indica que la frecuencia corresponde al i-ésimo modo
$\omega_c$	frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta el desplante
$\omega_e$	frecuencia de excitación
$\Omega_i$	factor de amplificación de aceleración de entrepiso
$\Omega_a$	factor de amplificación de aceleración en un apéndice o elemento no estructural

### Notación de los Comentarios:

**Símbolos empleados en los Comentarios de estas Normas, que se definen donde aparecen por primera vez.**

$D_{\max}$	desplazamiento máximo del suelo
G	módulo de rigidez al corte del suelo de soporte
$K_{vi}$	rigidez axial del i-ésimo pilote bajo la suposición de que su punta no se desplaza verticalmente
$L_c$	longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga lateral al suelo
$S_d$	desplazamiento espectral
$x_i$	distancia entre el centro del pilote y eje centroidal del grupo de pilotes

## 1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

### 1.1 Propósito y alcance

Como se establece en el Artículo 137 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, estas Normas deben aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

a) Bajo los sismos en los que se basa la revisión del estado límite de limitación de daños, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.

b) Bajo el sismo en que se basa la revisión del estado límite de prevención de colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir una rehabilitación importante.

**Comentario:**

**El alcance del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se limita a las edificaciones urbanas para vivienda, oficina o comercio de la Ciudad de México. Por esta razón, las Normas Técnicas Complementarias del citado Reglamento respetan esta limitación y no abarcan las obras que tengan una estructuración claramente distinta y en particular las obras de infraestructura, para las cuales se recomienda adoptar el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición más reciente.**

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, en caso de que ocurra el sismo de diseño, que corresponde a los espectros de diseño que se establecen de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 3, no haya fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas; sin embargo, es posible que se presenten daños estructurales y no estructurales de consideración que impidan la ocupación inmediata del edificio y resulten en pérdidas económicas cuantiosas. Se deja abierta la posibilidad de que el Director Responsable de Obra, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores o requisitos más conservadores que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural.

**Además de cumplir con el estado límite de prevención de colapso ante sismos de gran intensidad, se debe cumplir el estado límite de limitación de daños ante sismos que tengan mayor probabilidad de presentarse en la vida útil de la estructura.**

## **1.2 Requisitos generales**

### **1.2.1 Sistema estructural**

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y de las fuerzas gravitacionales. Los sistemas estructurales que contemplan estas Normas se enuncian en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3. El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de análisis que demuestren a satisfacción de la Administración la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

**Comentario:**

**La edificación debe contar con un sistema estructural idóneo para resistir de manera adecuada los efectos del sismo, en sus dos direcciones horizontales ortogonales, combinados con los de las cargas gravitacionales y los de otras acciones.**

**En la sección 4.2 se enumeran los sistemas típicos, para los tres materiales más comúnmente empleados: concreto reforzado, acero y mampostería, para los cuales se cuenta con la información necesaria para establecer los procedimientos de diseño y los parámetros que estos requieren para el diseño. Dada la continua evolución de los sistemas constructivos y de las formas arquitectónicas, no se prohíbe el empleo de otros sistemas o de diferentes combinaciones de los existentes, pero se exige que en la documentación que se entregue a la Administración para la autorización de la obra se incluyan los elementos necesarios para demostrar su idoneidad para tener un desempeño satisfactorio ante demandas sísmicas equivalentes a lo previsto en esta Norma.**



**La elección del sistema estructural es una de las decisiones más importantes que se toman durante el diseño por sismo. La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos indica que los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado ordinario. Además, ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos. Los sistemas de control de la respuesta sísmica son en día una alternativa viable para promover un mejor desempeño sísmico por medio de controlar la deformación lateral del sistema estructural.**

### **1.2.2 Criterios de análisis y diseño**

El modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas. El diseñador deberá investigar y demostrar que todo elemento constructivo puede soportar adecuadamente las cargas y deformaciones que se generan en él de acuerdo con el análisis sísmico. Puede ignorarse la participación de los elementos constructivos que no formen parte del sistema resistente, cuando sean muy flexibles o cuando se desliguen de la estructura principal de manera que no restrinjan su deformación lateral.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Las estructuras se analizarán con alguno de los métodos indicados en la sección 2.1.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes y torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

#### **Comentario:**

**Independientemente de cuál de los métodos de análisis especificados en la sección 2.1 se vaya a utilizar, se requiere determinar la respuesta del edificio ante dos componentes ortogonales de la acción sísmica de diseño. En la mayoría de los casos es obvio la definición de las dos direcciones ortogonales principales de un edificio; sin embargo, para plantas irregulares, y especialmente para las de forma curva, esto no es evidente y es necesario determinar la respuesta dinámica de un modelo tridimensional del edificio.**

**Además de la combinación más común, que es la de carga muerta más carga viva más sismo, se pueden dar casos en que deban considerarse otras acciones y diferentes combinaciones de estas. Por ejemplo: empujes de tierra, horizontales o verticales, empuje hidrostático, efectos de temperatura.**

**Es importante que se consulten las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, para identificar las acciones que deben considerarse y las combinaciones de estas, así como los factores de carga que deben aplicarse en cada caso.**

**Particular atención tiene que darse al diseño estructural de los elementos de la cimentación, para lo cual se definen procedimientos de análisis en la sección siguiente, mientras que los criterios geotécnicos se dan en las normas correspondientes. Es importante que haya una estrecha colaboración entre los responsables del proyecto estructural y los del proyecto geotécnico, para que se llegue a soluciones en las que el comportamiento de la cimentación y el de la superestructura sean congruentes.**

### **1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación**

Deberá revisarse la seguridad de la cimentación para los modos de falla que puedan presentarse en los elementos estructurales que la componen y para la falla del suelo ante las fuerzas actuantes determinadas con los procedimientos establecidos en estas Normas.

Los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación se establecen en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate, y los que rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo se establecen en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Dado que las fuerzas internas que la superestructura puede soportar son mayores que las que resultan del análisis, las acciones con las que se debe verificar la capacidad de los miembros críticos de la cimentación, así como la del suelo, deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar. Por lo anterior, tanto para el diseño estructural de los miembros críticos de la cimentación, como para el diseño contra falla del suelo, los elementos mecánicos debidos a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura deberán multiplicarse por  $0.65R$ , donde  $R$  es el factor de reducción por sobre-resistencia definido en la sección 3.5. Con este fin, en ningún caso podrá considerarse un valor de  $0.65R$  menor que 1.0.

Se deben considerar como miembros críticos de la cimentación aquellos cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura, como son zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en alguna de sus direcciones principales, pilotes cuya falla en compresión o tensión puede causar el volteo de la edificación, y anclas que tienen como función proporcionar estabilidad a la superestructura.

#### **Comentario:**

**Comúnmente, los elementos estructurales de la cimentación se calculan para que resistan los elementos mecánicos que les introducen las cargas obtenidas del análisis de la superestructura, para la combinación más desfavorable de acciones de diseño. Lo mismo vale para la revisión de los efectos en el suelo. Esta forma de proceder es objetable para el diseño de la cimentación, porque, como se especifica en las secciones 1.5 y 1.6, las fuerzas de diseño para las estructuras han sido afectadas por factores de reducción considerables, los que toman en cuenta que la ductilidad de la estructura le permite disipar parte de la energía introducida por el sismo, y, además porque que la sobre-resistencia de la misma le permite resistir cargas notablemente mayores que las que se consideran en el diseño.**

**Algunas normas basan sus requisitos en que la cimentación debe permanecer elástica bajo el sismo de diseño, porque los daños asociados al comportamiento no lineal son difíciles, si no imposibles, de detectar y de reparar. Esto se ha aplicado principalmente en el diseño de puentes (AASHTO, 2017). Más recientemente, se ha propuesto que las cimentaciones deben diseñarse para que tengan la capacidad de resistir la máxima carga que le pueda transmitir la superestructura antes de su colapso.**

**En la elaboración de esta Norma se consideró, en un principio, la opción de establecer para las cimentaciones un criterio de Diseño por Capacidad; sin embargo, esto no fue posible debido a limitaciones importantes en cuanto a la posibilidad de hacer una estimación razonable de la resistencia última de las cimentaciones, resultado de que, durante su diseño, suelen considerarse criterios de diseño elástico que involucran altos factores de seguridad. Además, prevaleció la evidencia de que, en los sismos severos que se han presentado en años recientes en la Ciudad de México, el comportamiento de las cimentaciones ha sido en general satisfactorio y que los pocos**

casos de mal comportamiento se debieron a errores de diseño o construcción, y que, además, el proceso para determinar la máxima carga que la estructura podría llegar a transmitirle sería en muchos casos muy complejo y daría lugar a soluciones costosas y llevaría a la eliminación del empleo de sistemas de cimentación muy comunes, como los de pilotes de fricción.

Por lo anterior, se optó por mantener el mismo criterio de la versión anterior de esta Norma para el diseño de los elementos comunes de la cimentación, o sea de diseñarlas para las fuerzas obtenidas del análisis con los espectros reducidos por ductilidad y por sobre-resistencia, y solamente para los elementos identificados como “críticos” se tenga que adoptar un factor de sobre-resistencia igual a 65 por ciento del especificado para la estructura en cuestión.

Las Normas dan una relación de los elementos que deben considerarse como críticos. Esta relación no debe considerarse exhaustiva. El responsable del proyecto estructural deberá evaluar cuáles son los elementos de la cimentación “cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura”.

### 1.3 Zonas

Para los efectos de cumplimiento de estas Normas, se considerarán las tres zonas consideradas en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Conforme a lo anterior, la Ciudad de México se divide en tres zonas:

- a) Zona I o de Lomas
- b) Zona II o de Transición
- c) Zona III o del Lago

#### **Comentario:**

En las versiones anteriores de esta Norma, la zonificación geotécnica de la Ciudad constituía, de hecho, una microzonificación sísmica, de la cual se derivaban los coeficientes sísmicos y los parámetros necesarios para calcular los espectros de diseño o los otros indicadores de la demanda sísmica especificados para realizar el análisis sísmico de la estructura.

En esta nueva versión de las Normas, para la determinación de la demanda sísmica de diseño no se recurre al mapa de zonificación geotécnica, sino a un sistema informático que proporciona, para el sitio específico del inmueble, el espectro de diseño, cuando se va a realizar un análisis dinámico modal o uno estático, o bien los conjuntos de acelerogramas de diseño, si se va a realizar un análisis dinámico no lineal. Los procedimientos respectivos se definen en el Capítulo 3 para los dos primeros casos, y en el inciso 6.2.1 para el tercero.

Conocer la zona geotécnica a la que pertenece el sitio donde se ubica la estructura sigue siendo necesario, porque algunos parámetros de los procedimientos de diseño, así como los límites de aplicabilidad de diversos procedimientos de diseño, están en función de la zona geotécnica. Adicionalmente, hay que tener en cuenta que los requisitos impuestos para la revisión del proyecto estructural, que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias respectivas del Reglamento de Construcciones, son más rigurosos para las edificaciones ubicadas en las zonas del Lago o de Transición que para los que se encuentran en la zona de Lomas.

### 1.4 Clasificación de las estructuras

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**Comentario:**

La clasificación de la estructura es básica para definir la demanda sísmica de diseño, en términos de los espectros de diseño o de los conjuntos de acelerogramas. También influye en la aplicabilidad de algunos procedimientos de diseño y algunos parámetros de diseño, además de que inciden en los requisitos para la revisión del diseño.

Se mantiene la división en dos grupos principales, A y B, pero se introduce la subdivisión del primero en dos subgrupos, porque se consideró que, en la versión anterior de estas Normas, el Grupo A abarcaba edificios cuyas consecuencias de la falla varía en un intervalo muy amplio y que el incremento de la demanda de diseño de 50 por ciento era demasiado severo para algunas de las edificaciones que caían en esa clasificación. Ahora se identifican estructuras del subgrupo A1 que tienen consecuencias extremas en caso de su falla, sea por el tamaño de las pérdidas en el propio edificio o por el que pueden generar en su entorno. Se incluyen también las que es importante que se mantengan en operación en caso de una emergencia.

**1.5 Acciones sísmicas de diseño**

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en la sección 7.1 se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en dicha sección. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas obtenidas como se especifica en el inciso 6.2.1.

**Comentario:**

La forma de determinar las acciones sísmicas de diseño depende del método de análisis sísmico que se haya adoptado. Estos métodos se especifican en la sección 2.1 y se tratan con mayor detalle en los Capítulos 6 y 7.

Los espectros de diseño y los conjuntos de acelerogramas se obtienen directamente de una base de datos electrónica que ha sido desarrollada específicamente para la aplicación de esta Norma.

A diferencia del cuerpo principal de la versión anterior de esta Norma, la versión actual define espectros transparentes de diseño. En el caso de un espectro elástico, la transparencia implica que sus ordenadas no se modifican por factores de reducción ajenos al peligro sísmico. La definición y uso de este tipo de espectros ya era considerado, de manera opcional, en el Apéndice A de la versión anterior de las Normas.

**1.6 Reducción de fuerzas sísmicas**

Cuando se use el análisis dinámico modal o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño siguiendo los criterios que se fijan en las secciones 3.4 y 3.5 y en el Capítulo 4, en función de las características del sistema estructural y del tipo de suelo. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas y las respuestas dinámicas correspondientes se determinarán como se especifica en la sección 6.2.

**Comentario:**

En ediciones anteriores de esta Norma ya se había introducido la posibilidad de aplicar una reducción de las acciones de diseño en función de la capacidad de la estructura de disipar parte de la energía introducida por el sismo mediante el comportamiento no lineal de los materiales. En esta nueva versión se mantiene esta reducción y, en el Capítulo 4, se hacen más explícitas y detalladas las opciones que se tienen en función del material, del sistema estructural y del detallado de los elementos estructurales.

En el Apéndice A de la versión anterior de esta Norma, ya se incluía la reducción de las acciones de diseño en función de la sobre-resistencia de la estructura. En esta Norma, dicha reducción se aplica de manera generalizada.

## 1.7 Cortante basal mínimo

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal  $V_o$  obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que  $a_{\min}W_o$ , donde  $a_{\min}$  es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección.  $W_o$  es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y  $a_{\min}$  se tomará igual a  $0.04/R$  cuando  $T_s < 0.5s$  o  $0.06/R$  si  $T_s \geq 1.0s$ , donde  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de  $T_s$  comprendidos entre  $0.5$  y  $1.0$  s,  $a_{\min}$  se hará variar linealmente entre  $0.04/R$  y  $0.06/R$ .

### **Comentario:**

**Estudios recientes indican que un análisis dinámico modal espectral que usa un espectro de diseño normativo puede no reflejar adecuadamente el impacto que un movimiento del terreno de periodo largo tiene en la respuesta estructural de edificios altos (Lu, Ye, & Li, 2014). Debido a lo anterior, en muchos países se utiliza un requerimiento de cortante basal mínimo para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos. Ejemplo de esto son los requerimientos del ASCE/SEI 7-16 (2016), que establecen un cortante basal mínimo en función del tipo de terreno, intensidad del sismo de diseño, y de los factores de importancia y sobre-resistencia del sistema estructural.**

**Dado el entendimiento que hoy en día se tiene en Ciudad de México en cuanto al desempeño de edificios altos durante sismos intensos de larga duración, se consideró importante establecer un requerimiento de cortante basal mínimo. Debido al largo periodo y duración de los movimientos del terreno generados en la Zona del Lago, se establecieron requisitos más estrictos para edificios altos construidos en ella.**

## 1.8 Revisión de desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes.

a) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por  $QR$ , no excedan los valores especificados para la distorsión límite ( $\gamma_{\max}$ ) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico. El valor de  $R$  se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Los desplazamientos laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.9, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden estipulados en la sección 2.3.

b) Para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas como se indica en el inciso 3.1.1, no excedan  $0.002$ , salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será  $0.004$ . Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica en el inciso 6.2.4.

### **Comentario:**

**En ediciones anteriores de esta Norma, la revisión de los desplazamientos laterales de entrepiso tenía solamente la función de cumplir el requisito de que ante sismos frecuentes no se presentaran daños en elementos no estructurales. En esta nueva edición hay que revisar dos**

estados límites: el de prevención de colapso y el de limitación de daños. Para ambos estados límite se revisa la distorsión máxima de entrepiso. El primero tiene el objetivo de que, para el sismo de diseño, la distorsión de ningún entrepiso exceda la capacidad de deformación lateral del entrepiso, lo que provoca un colapso de este o de todo el edificio. La capacidad de distorsión de entrepiso debe tomar en cuenta tanto la parte de comportamiento lineal como la no lineal del mismo; o sea que depende de la ductilidad del sistema estructural. Por ello los resultados del análisis de la estructura bajo el sismo de diseño se deben multiplicar por Q y por R, dado que este análisis supone un comportamiento lineal hasta la falla y no toma en cuenta que las deformaciones inelásticas son Q veces mayores que las calculadas; tampoco toma en cuenta que la resistencia que puede alcanzar la estructura es R veces mayor que la supuesta en el análisis. Las distorsiones máximas así obtenidas no deben exceder las que corresponden al agotamiento de la capacidad de deformación del entrepiso, la que se proporciona en el Capítulo 4 en función del material y el sistema estructural. Los valores de distorsión máxima considerados en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3 para la revisión del estado límite de prevención de colapso pueden exhibir diferencias notables respecto a los considerados en el cuerpo principal de la versión anterior de esta Norma. Esto se debe a que la versión actual requiere, en congruencia con el uso de espectros transparentes de diseño para la evaluación de este estado límite, de capacidades últimas de deformación para los diferentes sistemas estructurales. El uso de valores realistas para la distorsión máxima ya era considerado en el Apéndice A de la versión anterior de esta Norma.

De acuerdo con lo discutido en los comentarios correspondientes a la sección 1.1, el Director Responsable de Obra puede considerar criterios de diseño que resulten en un mejor desempeño sísmico. Esto implica considerar valores de distorsión máxima menores que los establecidos en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3. Para hacer posible el diseño del sistema estructural bajo estas circunstancias, puede considerarse el uso de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, y el uso de sistemas de control de la respuesta sísmica.

La segunda revisión de desplazamientos laterales se refiere al estado límite de limitación de daños, que consiste en que, en ningún entrepiso se rebase la distorsión que causaría daño a elementos no estructurales o daños incipientes en la estructura misma. Estrictamente, esta revisión debe realizarse para un espectro que tenga una probabilidad de excedencia mucho menor que la del espectro para el que se revisa el estado límite de prevención de colapso. Sin embargo, los cálculos realizados para un periodo de retorno del orden de unos 20 años indican que el espectro correspondiente tiene una forma muy similar al de prevención de colapso, pero con sus ordenadas reducidas por una cantidad que difiere relativamente poco en los sitios de las tres zonas geotécnicas. Por esa razón se admite que las distorsiones para la revisión del estado límite de limitación de daños se tomen a partir de las obtenidas del análisis para la revisión del estado límite de prevención de colapso, pero con los resultados reducidos por un factor que se establece en la sección 3.1 y que depende de la zona geotécnica.

En la práctica, limitar las distorsiones de entrepiso en el sistema estructural para ambos estados límite implica imponer requisitos de rigidez lateral durante su diseño.

Los elementos susceptibles de daño son, generalmente, muros de mampostería, aunque esta especificación debe aplicarse también a muros divisorios de tablaroca o similar, plafones y sobre todo elementos de fachada como cancelerías, vidrios y elementos prefabricados.

### 1.9 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión del estado límite de prevención de colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando

no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente. Las zonas quedan definidas conforme a lo indicado en la sección 1.3.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según este artículo.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a las mismas alturas y no rebasan en ningún nivel los paños exteriores de los elementos estructurales ubicados en la fachada colindante del edificio.

En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la ocurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

**Comentario:**

**Las separaciones mínimas que se establecen entre estructuras adyacentes tienen el fin de impedir el choque entre ellas, que ha sido una causa frecuente de fallas locales o totales en las construcciones.**

**Se establece que el hecho de que una construcción adyacente no haya respetado los criterios de separación mínima no basta para que los criterios no se respeten en la nueva construcción que se diseña.**

**Adicionalmente, se prevé la posibilidad de utilizar separaciones menores a las estipuladas en esta sección siempre que se tomen medidas para evitar el daño por golpeteo.**

## 2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

### 2.1 Métodos de análisis sísmico

Con excepción de los casos bajo consideración en los Capítulos 11 y 12, las estructuras deben diseñarse con el análisis modal espectral descrito en el Capítulo 6. El método estático del Capítulo 7 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese capítulo.

Para edificaciones que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, debe verificarse el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso como el que se indica en la sección 6.2. Se considerará satisfactorio el diseño si se cumple con lo especificado en el inciso 6.2.4.

**Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso**

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

**Comentario:**

**Con fines de diseño, esta Norma considera el análisis dinámico modal y el análisis estático. Mientras que el primero se considera válido bajo cualquier circunstancia, el uso del segundo se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A**

o que sean muy irregulares, ni para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

El uso del análisis dinámico no lineal paso a paso se considera para la revisión de la seguridad estructural de edificios altos. En particular, la revisión de varios edificios altos ubicados en las Zonas de Transición y del Lago indica que el nivel de daño en sus pisos intermedios y superiores puede resultar excesivo a pesar de haber sido diseñadas correctamente conforme a un análisis dinámico modal espectral. Esto debido a que sus modos superiores movilizan un alto porcentaje de la masa total del sistema estructural, y que, en dichas zonas, los segundos y terceros modos de vibrar contribuyen de forma importante a la respuesta dinámica debido a la coincidencia que se observa entre sus periodos y el periodo dominante del terreno. Por otra parte, tampoco se pueden evaluar aceleraciones mediante el análisis dinámico modal espectral que para algunos entrepisos de edificios altos puede ser una condición de diseño. Varias investigaciones, como la reportada en Rodríguez et al. (2002), indican que los procedimientos tradicionales de combinación modal, como las consideradas por esta Norma, pueden llegar a subestimar de manera importante la contribución de modos superiores a la respuesta dinámica de los edificios, y que esta subestimación se hace más pronunciada conforme se incrementa la demanda de comportamiento plástico en el sistema estructural. Por ello, esta Norma requiere de una revisión cuidadosa del sistema estructural de edificios altos para evitar daño excesivo en sus pisos intermedios y superiores.

## 2.2 Efectos de torsión

La excentricidad torsional,  $e_s$ , calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismorresistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.2.1)$$

$$e_s - e_a \quad (2.2.2)$$

donde  $e_a$  es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental,  $e_{ai}$ , en la dirección perpendicular a la de análisis en el  $i$ -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$\left[ 0.05 + 0.05(i-1)/(n-1) \right] b_i \quad (2.2.3)$$

donde  $b_i$  es la dimensión del  $i$ -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y  $n$ , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la



ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm (M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (2.2.4)$$

donde  $M_{0i}$  es el momento aplicado en el plano del  $i$ -ésimo nivel, y  $M_{ai} = (V_i \cdot e_{ai})$ , en donde  $V_i$  es la fuerza cortante del  $i$ -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y  $e_{ai}$  su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

#### **Comentario:**

**La torsión sísmica se considera formada de dos partes: una torsión propia del modelo de análisis, comúnmente referida como torsión natural, y una torsión accidental.**

**Las torsiones natural y accidental se expresan como el producto de una fuerza por una excentricidad. Así, la torsión natural se obtiene del producto de una fuerza cortante ( $V$ ) por una excentricidad natural ( $e_s$ ), y la torsión accidental resulta del producto de la misma fuerza cortante por una excentricidad accidental ( $e_a$ ). El tipo de análisis estructural (dinámico o estático) determina cómo incorporar en el diseño los efectos de ambas torsiones. Las fuerzas cortantes deberán estimarse con apego a lo establecido en otras secciones de estas Normas.**

**En esta Norma, el término “centro de torsión” es equivalente al término “centro de rigidez” y se entiende como el punto a través del cual la fuerza cortante resultante en ese entrepiso pasa sin ocasionar rotación alguna de ese entrepiso.**

**La forma más sencilla de calcular los efectos de la torsión natural es empleando un modelo de análisis tridimensional (estático o dinámico), lo cual evita calcular de manera explícita el centro de rigidez y la excentricidad natural. Si el análisis es dinámico, las masas asociadas a la carga muerta y a la carga viva instantánea deben ubicarse en el modelo de tal forma que se incorpore adecuadamente la inercia rotacional. Además, si el análisis es dinámico (modal o paso a paso) los resultados que se obtienen de éste ya incluyen el efecto dinámico de la excentricidad natural.**

**Si se realiza un análisis estático tridimensional, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso deben pasar por los centros de masa. De esta manera, el análisis proporciona los efectos de la torsión natural estática, por lo que se deberá recurrir al uso de las ecuaciones 2.2.1 y 2.2.2 para corregir los resultados del análisis estático y obtener estimaciones dinámicas. El factor de 1.5 que multiplica a la variable “ $e_s$ ” en la ecuación 2.2.1 toma en cuenta la manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1.0.**

**Los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.**

**La torsión accidental se estima por medio de la ecuación 2.2.3, la cual hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren amplificación.**

**En el caso de un análisis estático o en uno modal espectral, los efectos de la torsión accidental se pueden sumar algebraicamente a los resultados de un análisis que sólo considere  $e_s$ . En forma práctica esto equivale a definir dos condiciones de carga: una para la torsión natural y otra para**

la torsión accidental. Para ambos tipos de análisis, el sistema de carga básico correspondiente a la torsión accidental se obtiene aplicando momentos  $M_{0i}$  en cada uno de los pisos (losas), de acuerdo con la ecuación 2.2.4. Los momentos de entrepiso  $M_{ai}$ , a partir de los cuales se obtienen los momentos  $M_{0i}$ , se ilustran en la Figura C-2.2.1 para la dirección de análisis indicada. Es claro que para el último entrepiso  $M_{0i} = \pm M_{ai}$ . Para considerar los efectos bidireccionales deben analizarse por separado ambas direcciones del registro sísmico. Para cada dirección de análisis se usa una condición de carga independiente y posteriormente éstas se combinan.

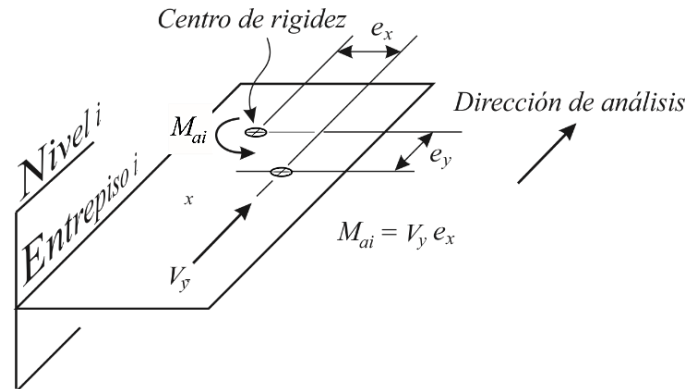


Figura C-2.2.1

La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos, como los ocurridos los 19 de septiembre de 1985 y 2017, indica que un porcentaje considerable de los edificios que exhibieron comportamiento estructural deficiente y colapso, estaban ubicados en esquina. Entre las razones que se han encontrado para este desempeño deficiente está el de efectos torsionales excesivos en la respuesta dinámica del sistema estructural. Debido a esto, algunos cuerpos normativos, como el ASCE/SEI 7-16 (2016), limitan en algunos casos la irregularidad en planta del sistema estructural. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de estas Normas en lo que se refiere a los efectos de torsión, siempre será deseable controlar la respuesta torsional del sistema por medio del uso de sistemas razonablemente regulares en planta y de configuraciones estructurales con alta rigidez torsional.

### 2.3 Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión establecida para la revisión del estado límite de prevención de colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V_i}{W_p} \quad (2.3.1)$$

donde  $V_i$  es la fuerza cortante de diseño calculada en el  $i$ -ésimo entrepiso para la revisión del estado límite de prevención de colapso y  $W_p$  el peso de la parte de la construcción situada encima de ese entrepiso, sin factor de carga.

#### Comentario:

Esta Norma usa la distorsión máxima correspondiente a la revisión del estado límite de prevención de colapso, para establecer cuándo deben considerarse los efectos geométricos de segundo orden en el análisis estructural. El requerimiento actual es similar al que establecía la versión anterior de las Normas, con la excepción de que ahora se establece explícitamente que el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso no debe considerar el factor de carga. En congruencia, estándares de diseño sísmico, como el ASCE/SEI 7-16 (2016), indican

que, durante el cálculo del coeficiente de estabilidad usado para establecer la necesidad de considerar los efectos de segundo orden, el peso no debe considerar factores de carga mayores que uno. Lo anterior debido a que la fuerza cortante de diseño calculada para el entrepiso ya considera un factor de carga.

#### 2.4 Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

##### Comentario:

Muchos miembros de un sistema estructural sometidos de manera simultánea a los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno. En muchos casos, considerar un modelo bidimensional (que ignora este efecto combinado) da lugar a diseños deficientes que pueden no satisfacer el propósito y alcance establecidos en la sección 1.1. Para evitar lo anterior, esta Norma requiere el uso de modelos tridimensionales de análisis estructural que consideren los efectos combinados de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno. La combinación 100 - 30 por ciento es considerada por varios códigos de diseño sísmico, ya que su aplicación por varias décadas ha dado lugar a sistemas estructurales que han tenido un desempeño sísmico adecuado durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

#### 2.5 Comportamiento asimétrico

Cuando el sistema estructural sea tal que las resistencias laterales sean significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor  $F_a$  especificado en las ecuaciones 2.5.1 o 2.5.2. Entre estos casos se encuentran estructuras con elementos o planosestructurales inclinados en altura o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left| \frac{T_1}{T_s} - 1 \right|} + d_a \quad (2.5.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplace en suelos con  $T_s$  mayor que 1 s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}} + d_a \quad (2.5.2)$$

cuando el sistema se desplace en suelos con  $T_s$  menor o igual a 1 s.

$T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3.  $T_1$  es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.5.1 define, en función del valor de  $T_s$ , los valores de los parámetros  $a_a$ ,  $b_a$ ,  $c_a$  y  $d_a$  de las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2.

En la tabla 2.5.1  $\alpha$  evalúa el nivel de asimetría. Para una estructura sin desplomo,  $\alpha$  es igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (2.5.3)$$

donde  $\alpha_{sd}$  es el nivel de asimetría en fluencia; y  $V_b^f$  y  $V_b^d$  son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan considerando todos los elementos que puedan contribuir a ellas.  $W_0$  es el peso total de la estructura al nivel del desplante.

**Tabla 2.5.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el factor  $F_a$**

Periodo del Sitio (s)	$a_a$	$b_a$	$c_a$	$d_a$
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1., se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2., y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

#### Comentario:

Esta sección se aplica a edificaciones que presentan una mayor fuerza cortante basal de fluencia ( $V_b$ ) en un sentido de una misma dirección que en el opuesto y que, además, su rigidez lateral es igual en ambos sentidos. Este tipo de asimetría se presenta, por ejemplo, en estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura, edificios con asimetría en las cargas verticales, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la excitación sísmica, desplomo de las edificaciones, etc. Cuando las fuerzas crecientes en forma monótonica se aplican en el sentido débil (por ejemplo, en un edificio inclinado sería en el sentido de su inclinación) la fuerza cortante de fluencia ( $V_b^d$ ) es menor que cuando las fuerzas se aplican en el sentido contrario ( $V_b^f$ ), como en la Figura C-2.5.1.

La fuerza cortante de fluencia en la base de un edificio se puede estimar, con fines de evaluar el nivel de asimetría con la ecuación 2.5.3, mediante algún método aprobado por la Administración.

La mitad del valor absoluto de la diferencia entre las fuerzas  $|V_b^f - V_b^d|/2$  dividida entre el peso de la estructura ( $W_0$ ) representa el nivel de la asimetría dado por la ecuación 2.5.3 (que para el caso de un edificio inclinado es igual al desplomo de la construcción dividido entre su altura). Una explicación detallada sobre la definición de  $\alpha_{sd}$  se encuentra en Valenzuela-Beltrán y Ruiz (2017). En la tabla 2.5.1 se puede observar que los parámetros  $a_a$ ,  $b_a$ ,  $c_a$ , y  $d_a$  dependen tanto del nivel de asimetría, como del factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Este debe ser el que se especifica en las Tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras. Con los parámetros mencionados antes es posible calcular el factor  $F_a$  usando la ecuación 2.5.1 o la 2.5.2. Este factor sirve para tomar en cuenta la relación entre las demandas de ductilidad que se presentan en estructuras con capacidades laterales diferentes en los dos sentidos en comparación con los que se obtienen en estructuras con capacidades iguales en ambos sentidos.

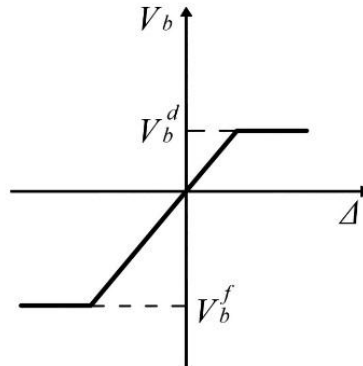


Figura C-2.5.1 - Fuerzas cortantes basales de fluencia

Las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2 se basan en estudios hechos por Valenzuela et al. (2018). Las expresiones se dedujeron con base en análisis de peligro sísmico, en el que se establece como condición que el diseño de un sistema estructural con asimetría en fluencia debe tener la misma tasa anual de excedencia de un valor dado de la ductilidad que la de la misma estructura si no tuviese dicha asimetría.

Las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2 constituyen una mejora con respecto a las especificaciones relativas a esta sección de la versión anterior de esta Norma, en donde se ignora la influencia de los periodos de vibrar tanto de la estructura como del suelo ( $T_1$  y  $T_s$ , respectivamente). La tabla 2.5.1 presenta siete zonas de la Ciudad de México asociadas a diferentes intervalos de periodos dominantes de vibrar del suelo.

## 2.6 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada,  $F_{pe}$ , se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical. Si se aplica el análisis estático, el efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:

$$1.5F_{pe}r_o^2u_p/x_p \quad (2.6.1)$$

donde  $r_o$  es el radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión; y  $u_p$  y  $x_p$ , el giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral  $F_{pe}$ .

### Comentario:

La deformación lateral de un péndulo invertido resulta en que su masa gire respecto al eje horizontal normal a la dirección de análisis que pasa por el punto de unión entre dicha masa y el elemento resistente vertical. Dado que la masa normalmente no está concentrada en un punto, posee inercia rotacional que, al verse sujeta a la aceleración angular asociada al giro, desarrolla un momento flexionante de consideración en la parte superior del elemento vertical. Cuando se usa un análisis dinámico, la consideración explícita de la inercia rotacional y el grado de libertad asociado al giro permite cuantificar este efecto. Sin embargo, en el caso de un análisis estático, este efecto no queda considerado, por lo que es necesario añadir un par en la parte superior del elemento resistente vertical.

## 2.7 Diafragmas de piso, apéndices y contenidos

### 2.7.1 Criterios generales

Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee, para la evaluación de las fuerzas de inercia que actúan sobre los diafragmas de piso y las aceleraciones locales en sus distintos puntos, se tomarán en cuenta las deformaciones de los diafragmas en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse en el caso de un diafragma rígido, definido como uno cuya máxima deflexión lateral en su plano es menor que la mitad de la distorsión promedio del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma. Las deformaciones laterales del diafragma y del entrepiso se estiman mediante un análisis elástico del modelo tridimensional del sistema completo con las fuerzas laterales de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso. De manera alternativa, se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero que en planta exhiban una relación de largo a ancho menor o igual a 4, y que cumplan los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1.

**Comentario:**

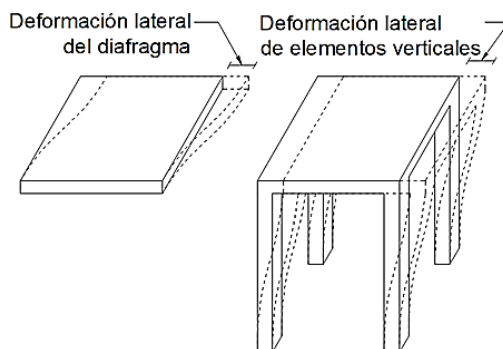
**Las Normas requieren que se calculen las deformaciones en los diafragmas de piso de cada uno de los niveles de la estructura, con el fin de evaluar las fuerzas de inercia y las aceleraciones que actúan sobre estos. Este cálculo se puede omitir si se demuestra que el diafragma es rígido.**

Si la deformación máxima de un diafragma es menor que el 50 por ciento del promedio de las deformaciones laterales de los planos estructurales ubicados en el entrepiso por debajo del diafragma, se considera que es un diafragma rígido. En la Figura C-2.7.1 se muestran esquemáticamente estas deformaciones.

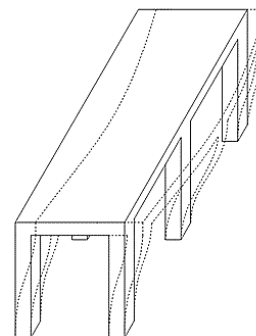
Estructuras con plantas alargadas, con relación de largo a ancho mayor que 4, como la mostrada en la Figura C-2.7.2, son más flexibles en el plano, por lo que la distribución de cargas se debe calcular de acuerdo con estas deformaciones.

Cuando se presentan entrantes o salientes mayores que 20 por ciento de la dimensión de análisis (requisito 4 de la sección 5.1), no se podrá garantizar la condición de diafragma rígido, debido a que éste no podrá distribuir eficientemente las fuerzas horizontales, provocando concentraciones de esfuerzos y deformaciones locales que podrían generar daños, además de desplazamientos y esfuerzos asimétricos entre los elementos resistentes verticales. La Figura C-2.7.3 muestra ejemplos de plantas con entrantes y salientes y cómo esto provoca que el diafragma no se comporte rígidamente.

En el caso en que existen huecos o aberturas con un área mayor que 20 por ciento del área de la planta (requisito 6 de la sección 5.1), se tendrán concentraciones de esfuerzos que, como se mencionó en el párrafo anterior, podrían generar deformaciones locales y, por ello, se tendría un diafragma flexible.



**Figura C-2.7.1.**



**Figura C-2.7.2.**

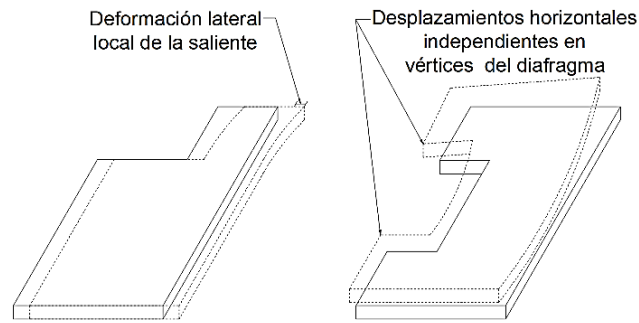


Figura C-2.7.3.

### 2.7.2 Aceleraciones de piso

Las aceleraciones máximas de piso deben determinarse en los casos siguientes:

- Para fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan.
- Cuando la distribución en planta de las rigideces laterales de los elementos o planos verticales sismo-resistentes (marcos, muros, etc.) conduzca a que la transmisión de las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso se concentre en unos cuantos elementos o planos verticales del sistema estructural. En este caso debe revisarse que el diafragma de piso posea la capacidad resistente y de rigidez necesarias para transmitir a los elementos o planos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso. Para este fin, deberá tomarse en cuenta la presencia de aberturas en el diafragma, tales como escaleras, cubos de elevadores o de ventilación e iluminación.

Para la determinación de las fuerzas de inercia mencionadas en b) se partirá de las masas de los diafragmas, de las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos, y de las aceleraciones absolutas correspondientes a la respuesta dinámica del sistema. Dichas aceleraciones deben tomar en cuenta la aceleración del terreno, y podrán determinarse con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional que incluya los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Las aceleraciones absolutas que se tratan en esta sección se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo. Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee para determinar las fuerzas laterales de diseño, es posible omitir el análisis dinámico modal mencionado en el párrafo anterior cuando se tengan diafragmas rígidos en edificios con planta sensiblemente simétrica. En este caso la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad en cualquier punto del  $i$ -ésimo diafragma podrá considerarse igual a la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad  $a_i$  de su centro de masa, que en la dirección de análisis se tomará igual al producto  $\Omega_i a_0$ , donde  $a_0$  es la ordenada al origen del espectro de diseño, especificada en el inciso 3.1.2, y  $\Omega_i$ , un factor de amplificación determinado con la ecuación:

$$\Omega_i = \left( \frac{h_i}{h_n} \right) \left( \frac{a_n}{a_0} - 1 \right) + 1 \quad (2.7.1)$$

donde  $a_n$  es la máxima aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel  $n$ , correspondiente al extremo superior del edificio (azotea); y  $h_i$  y  $h_n$ , las alturas del  $i$ -ésimo nivel y del nivel  $n$  sobre el desplante, respectivamente.

Para estos fines, se considera que un edificio es sensiblemente simétrico si los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis elástico para la revisión del estado límite de prevención de colapso cumplen con el requisito 12 de la sección 5.1.

El valor de  $a_n$  se determinará de acuerdo con la ecuación 2.7.2 o, en forma aproximada, con la ecuación 2.7.3:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{n1}}{Q'}\right)^2 + \sum_{j=2,\dots,n} a_{nj}^2} \quad (2.7.2)$$

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (2.7.3)$$

donde  $a_1$  es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, de acuerdo con la sección 3.1, que en forma conservadora podrá tomarse igual al coeficiente  $c$ , definido en el inciso 3.1.2,  $a_0$ , la aceleración máxima del terreno, definida en el inciso 3.1.2,  $a_{nj}$ , la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a la respuesta dinámica lineal del  $j$ -ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis,  $n$ , el número de pisos,  $Q'$ , el factor de reducción por comportamiento sísmico, definido en la sección 3.4, y  $\eta_a$  se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \quad (2.7.4)$$

En los casos de diafragmas rígidos en que no se satisface la condición de planta sensiblemente simétrica estipulada en el requisito 12 de la sección 5.1, se deben evaluar con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, tres componentes de la aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de torsión alrededor del centro de masa. La aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad para un punto de interés ubicado en el  $i$ -ésimo piso, debe calcularse como sigue:

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \quad (2.7.5)$$

En esta ecuación,  $a_{ix}$  y  $a_{iy}$  son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en el punto de interés en las direcciones ortogonales X y Y consideradas para el análisis, que se calculan como sigue:

$$a_{ix} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijx}^2} \quad (2.7.6)$$

$$a_{iy} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{iky}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijy}^2} \quad (2.7.7)$$

donde  $a_{ijx}$  y  $a_{ijy}$  son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad del punto de interés ubicado en el  $i$ -ésimo piso en las direcciones ortogonales X y Y, producidas por el  $j$ -ésimo modo de vibrar. En las ecuaciones 2.7.6 y 2.7.7, el primer sumando dentro de la raíz cuadrada incluye las aceleraciones máximas correspondientes a los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional de análisis, y el segundo incluye todos los demás modos requeridos para que el análisis dinámico modal incluya el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Para determinar las aceleraciones de piso que actúan sobre diafragmas flexibles debe llevarse a cabo un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.



**Comentario:**

Cuando existan equipos y contenidos de alto valor e importancia que es necesario mantener seguros durante un sismo y, así mismo, cuando algunos de estos equipos y contenidos puedan fallar y causar daño a personas u otros equipos, se deberán analizar las aceleraciones máximas de piso, lo que permite conocer las aceleraciones máximas a las que será sometido un contenido.

Las aceleraciones deben ser estimadas, además, para revisar la resistencia y rigidez en el plano de sistemas de piso de sistemas estructurales en que la resistencia lateral se concentra en pocos elementos verticales. Cuando esto sucede, se desarrollan esfuerzos de consideración en el plano del sistema de piso, que deben ser tomados en cuenta durante su diseño. Ejemplos de sistemas estructurales para los que deben determinarse las aceleraciones piso son edificios altos que concentran su sismo-resistencia en un núcleo interno de concreto reforzado, y aquellos estructurados con sistemas de piso prefabricados y cuya, sismo-resistencia se concentra en pocos muros o marcos de concreto reforzado.

Las aceleraciones de piso a las que se refiere esta sección difieren de las que resultan de un análisis dinámico modal convencional, orientado a determinar las configuraciones de distorsiones laterales que producen las fuerzas cortantes de diseño en los elementos que proporcionan la resistencia lateral. Este análisis convencional estima aceleraciones relativas al terreno; las aceleraciones absolutas se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo.

La ecuación 2.7.3 es una simplificación de la ecuación 2.7.2, y se basa en que los modos son del tipo traslacional, y además de considerar la contribución del primer modo reducido, considera un solo término para estimar la contribución elástica de los modos superiores, criterio que también ha sido adoptado en el ASCE/SEI 7-16 (2016) para el diseño sísmico de diafragmas en edificios.

Las ecuaciones 2.7.2 y 2.7.3 se aplican a los casos de edificios con diafragmas rígidos y plantas sensiblemente simétricas, a diferencia del ASCE/SEI 7-16, que emplea una expresión semejante a la ecuación 2.7.3 para edificios con o sin plantas sensiblemente simétricas. En los casos de edificios con diafragmas rígidos y con plantas que no son sensiblemente simétricas, estas Normas indican que deben aplicarse las ecuaciones 2.7.5 a 2.7.7.

En caso de que el sistema estructural cuente con diafragmas rígidos y plantas sensiblemente simétricas, la expresión  $a_i = \Omega_i a_0$  permite calcular la envolvente de aceleraciones de piso en el  $i$ -ésimo nivel como se ejemplifica en la Figura C-2.7.4 (Rodríguez, Restrepo, & Carr, 2002).

Esta expresión se encuentra definida mediante cuatro términos,  $h_i$  es la altura acumulada al piso de interés (ver Figura C-2.7.7),  $h_n$  es la altura al piso superior medida desde la base,  $a_0$  se asocia a la aceleración máxima de terreno en el sitio de interés, mientras que  $\Omega_i$  es el factor de amplificación definido en la expresión 2.7.1. La forma funcional de este factor se encuentra compuesta de dos términos principalmente  $a_0$  (definida previamente) y  $a_n$ , relacionado con la máxima aceleración absoluta como fracción de la gravedad ( $g$ ). El significado físico de este factor se describe de forma esquemática en la Figura C-2.7.5.

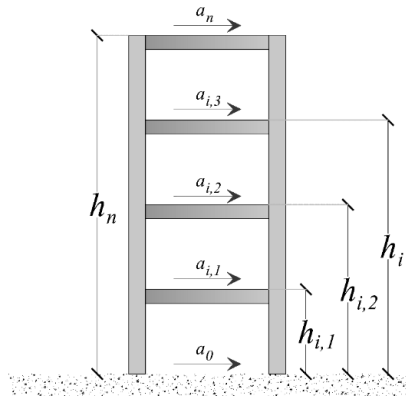


Figura C-2.7.4.

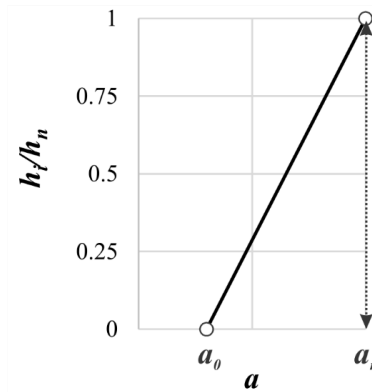


Figura C-2.7.5.

La variación de  $\Omega_i$  con la altura del edificio se ha considerado, por simplicidad, lineal, pero la distribución de aceleración con la altura de un edificio en particular estará dominada por sus modos de vibrar, y por las características del sismo y del sitio.

El cómputo de la máxima aceleración absoluta, se compone de tres términos principales,  $a_1$  es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema;  $Q'$  es el factor de reducción acorde a la ordenada espectral y  $\eta_a$  se calcula con la expresión 2.7.4 que depende del número de pisos en el edificio de interés. En la ecuación 2.7.3 el factor 1.6 representa el factor de contribución del primer modo y  $\eta_a a_0^2$  representa la contribución de los modos superiores a la aceleración  $a_n$  del nivel de azotea.

Cuando los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis elástico para el estado límite de prevención de colapso cumplen con el requisito 12 de la sección 5.1, se considera que un edificio es sensiblemente simétrico, lo que implica que los efectos de torsión en él no son excesivos y, por tanto, que ningún punto de algún diafragma se desplaza lateralmente de manera excesiva con relación a su desplazamiento promedio. Bajo estas circunstancias las Normas permiten considerar que la aceleración absoluta como fracción de la gravedad en cualquier punto del diafragma es igual a la de su centro de masa. Las deformaciones excesivas en planta son comunes en edificios de esquina o con evidentes irregularidades en la rigidez lateral, tal como se muestra en la Figura C-2.7-6.

Se considera un edificio sensiblemente simétrico (sección 5.1, requisito 12) cuando en ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta. Dicho de otra forma, el desplazamiento lateral máximo del diafragma debe ser menor a 1.2 veces el desplazamiento lateral promedio de este.

Cuando se tiene un diafragma rígido, pero no se cumple la condición de planta sensiblemente simétrica, entonces se debe realizar un análisis dinámico modal tridimensional en los que se estimen las aceleraciones traslacionales del nivel y la de torsión alrededor del centro de masa como lo indicado en la Figura C-2.7.7 para así conocer las aceleraciones absolutas en tantos puntos de interés como sea necesario. Estas aceleraciones se utilizarán en la ecuación 2.7.6 y 2.7.7, para las direcciones X y Y, respectivamente, en conjunto a las aceleraciones obtenidas de los modos de vibrar cuyos pesos efectivos representen al menos el 90 por ciento del peso total de la estructura.

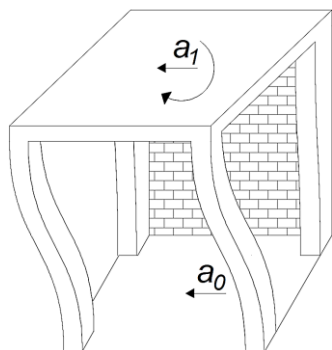


Figura C-2.7.6.

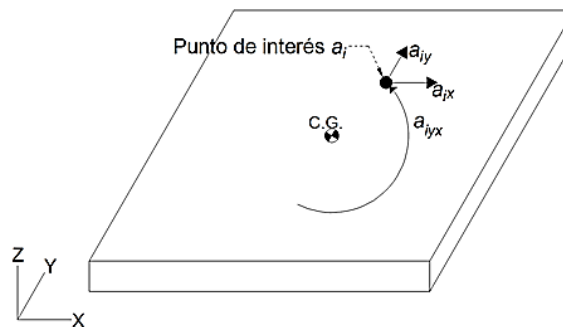


Figura C-2.7.7.

### 2.7.3 Fuerzas de diseño para diafragmas

La fuerza de diseño en el plano para el diafragma rígido del  $i$ -ésimo piso,  $F_{di}$ , incluyendo sus colectores, cuerdas y conexiones, se calcula como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_d} W_{di} \geq 0.5a_o W_{di} \quad (2.7.8)$$

donde  $a_i$  es la aceleración de entrecapado como fracción de la aceleración de la gravedad en el centro de masa del diafragma, calculada conforme a lo estipulado en el inciso 2.7.2;  $W_{di}$  el peso tributario correspondiente al diafragma del  $i$ -ésimo piso, incluyendo el peso de los diafragmas, y las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; y  $R_d$  un factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas, el cual se obtiene de la tabla 2.7.1. En ningún caso deberá considerarse un valor de  $R_d$  que sea mayor que el valor de  $R$  usado para el diseño del sistema estructural.

**Tabla 2.7.1 Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas,  $R_d$**

Tipo de Diafragma	Comportamiento controlado por corte <sup>(a)</sup>	Comportamiento controlado por flexión <sup>(b)</sup>
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0

<sup>(a)</sup> Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión.

<sup>(b)</sup> Sistemas de piso capaces de desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión.

Las fuerzas calculadas con la ecuación 2.7.8 se multiplicarán por los factores de importancia establecidos en la sección 3.3 para las edificaciones que pertenezcan al Grupo A. Para el caso de diafragmas que no cumplan con lo estipulado en el inciso 2.7.1 para un diafragma rígido, las fuerzas de diseño se determinarán con un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.

#### Comentario:

Se define como colector al elemento que transmite, en tensión o compresión axial, las fuerzas sísmicas que el diafragma induce a los elementos verticales del sistema estructural sismorresistente. Adicionalmente, se define como cuerda al elemento de borde del diafragma que actúa en tensión o compresión para resistir la flexión que desarrolla el diafragma en su plano.

La fuerza de diseño obtenida con la ecuación 2.7.8 es una fuerza horizontal puesto que trabaja en el plano del diafragma, lo cual provocará que el diafragma se esfuerce en sus direcciones laterales.

**Los factores de reducción por sobre-resistencia de la tabla 2.7.1 son un reflejo de que las losas macizas de concreto coladas en sitio se han comportado mejor en sismos que otros sistemas de piso.**

**Para saber si un diafragma está controlado por corte o flexión, es necesario hacer un análisis detallado del mismo. Se puede evitar hacer este análisis tomando conservadoramente valores de sobrerresistencia,  $R_d = 1$ .**

#### 2.7.4 Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales

Cuando se considere relevante revisar la seguridad de apéndices o elementos no estructurales, se estimará la fuerza sísmica que actúa sobre ellos como el producto de su masa y la aceleración máxima del piso en el punto de apoyo del elemento considerado por un factor de amplificación dinámica,  $\Omega_a$ , que tome en cuenta la relación entre el periodo natural del elemento en cuestión y el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso en que se apoya. Este criterio es aplicable a contenidos como apéndices (parapetos, pretilas, anuncios, plafones) y elementos no estructurales (equipos, instalaciones, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos).

En forma aproximada, el factor de amplificación  $\Omega_a$  puede obtenerse con la ecuación 2.7.9, en la que  $r_T$  es el cociente del periodo natural del contenido entre el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso:

$$\Omega_a = \frac{1 + 4\beta_c r_T}{(1 + 0.5r_T^{3.5})Q_c} \quad (2.7.9)$$

donde  $\beta_c$  es un factor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

$$\beta_c = (0.05/\zeta_c)^{0.45} \quad (2.7.10)$$

donde  $\zeta_c$  es la fracción de amortiguamiento crítico del contenido, y  $Q_c$ , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil.

En caso de no poderse justificar otro valor  $\zeta_c$  debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce  $r_T$ , puede tomarse  $\Omega_a=4.0$ . El factor  $Q_c$  se obtendrá de la tabla 2.7.2.

**Tabla 2.7.2 Factor  $Q_c$  de modificación de la respuesta de contenidos**

Componente	$Q_c$
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se deberá evaluar en al menos dos direcciones horizontales ortogonales, verificando las siguientes condiciones:

a) Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i \quad (2.7.11)$$

b) Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i \quad (2.7.12)$$

donde  $\mu_s$  es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo,  $h_{cm}$ , la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y  $b_{me}$ , la menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

**Comentario:**

Cuando existe un apéndice sobre un diafragma, este puede responder de forma independiente a la estructura, por lo que es posible estimar su respuesta si se toma la fuerza sísmica en los puntos de apoyo y a partir de ahí se aplica un factor de amplificación dinámica  $\Omega_a$ . Este factor está asociado al periodo dominante de la respuesta dinámica del entrepiso y el del apéndice. En la Figura C-2.7.8 se muestran tres ejemplos de apéndices y elementos no estructurales con diferentes características.

Los valores aquí indicados de  $\zeta_c = 0.02$ , y  $\Omega_a = 4.0$ , así como los de  $Q_c$  indicados en la tabla, son valores conservadores comúnmente aceptados en la práctica internacional.

Es importante garantizar que la fricción entre los materiales del piso y del contenido es suficiente para evitar el deslizamiento que podría provocar la aceleración en el piso y en el sitio donde está el contenido. También es importante revisar que el contenido no se volteará considerando la fuerza sísmica actuando en el centro de masa. Ambos casos se ejemplifican en la Figura C-2.7.9.

Cuando el cuerpo está anclado, se debe garantizar que las fuerzas de inercia (cortantes, axiales y momentos) obtenidas con el peso del contenido y la aceleración en su centro de masa no serán mayores que la que resistan los anclajes.

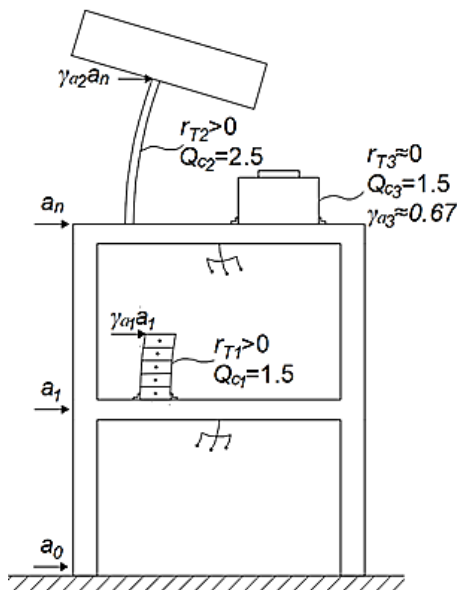


Figura C-2.7.8.

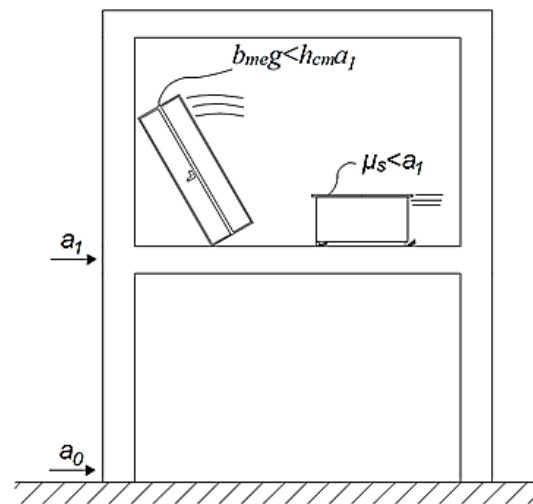


Figura C-2.7.9.

**2.8 Cargas sísmicas durante la construcción**

En caso de que durante la construcción la estructura o alguna parte de ella pueda quedar en condiciones más desfavorables que las que pueden presentarse después de su terminación, deberá preverse desde la etapa de diseño, que durante su proceso de construcción la estructura tenga la capacidad de resistir las solicitaciones sísmicas obtenidas con un espectro de diseño definido según lo indicado en la sección 3.1 multiplicadas por el factor  $K_s$  dado en el inciso 3.1.1. Los valores de  $Q$  y  $R$  usados para establecer este espectro deben corresponder a las etapas de construcción que se consideren críticas para el diseño. Para alcanzar la seguridad requerida podrá recurrirse a apuntalamientos o refuerzos temporales.

**Comentario:**

Para algunas estructuras, la condición crítica para su estabilidad estructural no se da cuando, una vez terminadas, son sujetas a la acción del sismo de diseño. Por tanto, se consideró

importante que los sistemas estructurales diseñados conforme a estas Normas tengan la capacidad de resistir adecuadamente las solicitaciones sísmicas que puedan ocurrir durante las diferentes etapas de su proceso constructivo. Dado que el tiempo de construcción es significativamente menor que la vida útil de los sistemas estructurales, se prescribe el uso del sismo para el que se revisa el estado límite de limitación de daños para establecer las cargas sísmicas durante la construcción.

### 3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

#### 3.1 Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático

##### 3.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico,  $Q'$ , y por sobre-resistencia,  $R$ , según las secciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar el estado límite de prevención de colapso. (<https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>).

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Para la revisión del estado límite de limitación de daños según la sección 1.8, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por  $Q'R$  y por el factor  $K_s$ , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1)$$

#### Comentario:

En esta edición se hace obligatorio el uso de espectros de sitio que fue optativo en la versión anterior de esta Norma. La forma de estos espectros no depende ya sólo del periodo dominante de vibrar del terreno, sino de la ubicación del sitio de la construcción. Por ello, se decidió construir un sitio Web que contuviera toda la información necesaria.

El planteamiento normativo para la obtención de los espectros de diseño satisface los siguientes requisitos:

- a) Los espectros elásticos representan de manera transparente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo reflejan razonablemente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de amplificación que se producen en la realidad.

c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño se hacen de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

d) La forma de los espectros toma en cuenta la incertidumbre de las propiedades del sistema estructural y de las características de la excitación sísmica y, en el caso de las Zonas de Transición y del Lago, la posible degradación de la resistencia y rigidez del sistema estructural, y el cambio en las propiedades dinámicas del suelo.

El factor  $K_s$  establece la relación entre las ordenadas espectrales consideradas para la revisión del estado límite de limitación de daños y del estado límite de colapso. Esto es, el espectro de limitación de daños es entre un sexto y un cuarto del espectro de prevención de colapso, dependiendo del tipo de suelo. Los valores de  $K_s$  se han elegido de manera que el espectro de limitación de daños queda asociado a un periodo de retorno del orden de 20 años en toda la Ciudad de México. Por razones de simplicidad, se ha mantenido la misma forma del espectro para la revisión del estado límite para prevención de colapso, que del espectro para revisar el estado límite de limitación de daños.

### 3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura según el Capítulo 8.

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad,  $a$ , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura,  $T$ , y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (3.1.3)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[ 1 - \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left( \frac{\tau T_b}{T} \right)^\epsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (3.1.4)$$

El coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$ , el coeficiente  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio  $T_s$ , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante. El factor de

reducción  $\beta$  considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso;  $\zeta$  es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  se listan en la tabla 3.1.1.

**Tabla 3.1.1 Valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  en función de  $T_s$**

Periodo del sitio (s)			$\lambda$	$\varepsilon$	$\tau$
	$T_s$	$\leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
0.5 <	$T_s$	$\leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
1.0 <	$T_s$	$\leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
1.5 <	$T_s$	$\leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
2.0 <	$T_s$	$\leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
2.5 <	$T_s$	$\leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
3.0 <	$T_s$	$\leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

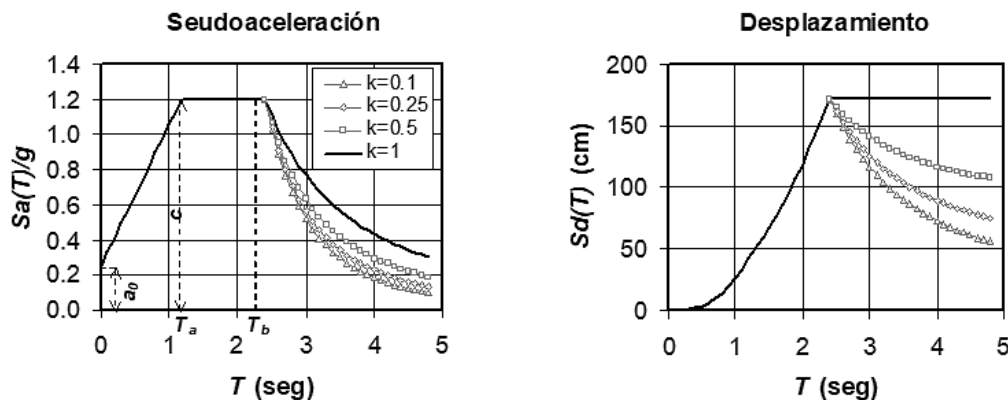
**Comentario:**

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Por tanto, es deseable que ofrezcan al diseñador indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento que experimentarían las estructuras ahí desplazadas.

En vista de su forma simplificada y paramétrica, los espectros de diseño no son de peligro uniforme. Para el caso del estado límite de prevención de colapso, sus ordenadas están asociadas a periodos de retorno de al menos 250 años; para el estado límite de servicio, el periodo de retorno es de al menos 20 años.

Las formas espectrales para  $T < T_b$  son las mismas que se han usado en las Normas desde hace muchos años. Sin embargo, para  $T > T_b$  la forma es nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en ese intervalo de periodos.

En la Figura C-3.1.1 puede apreciarse la forma de los espectros de desplazamiento implícita en los espectros de diseño propuestos.



**Figura C-3.1.1. - Formas características de los espectros de diseño, tanto de pseudoaceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para  $T > T_b$  dependiendo del parámetro  $k$**

El espectro de diseño también depende de  $\beta$ , un factor de reducción por amortiguamiento. En la especificación del espectro de diseño está implícito un valor de amortiguamiento de 5 por ciento. Este espectro básico es modificado por medio de  $\beta$  a fin de estimar ordenadas espectrales para valores de amortiguamiento mayores. Cuando se ignora la interacción suelo-estructura,  $\beta = 1$ .



La ecuación 3.1.4 se basa en estudios de peligro sísmico realizados por Castillo y Ruiz (2014), correspondientes a las siete zonas de la ciudad de México que se listan en la Tabla 3.1.1.

El parámetro  $k$  tiene un significado físico, ya que es igual al cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo.

### 3.1.3 Espectros de sitio

Únicamente cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Los criterios detallados para realizar estos estudios y la definición y determinación de los espectros de peligro uniforme y de diseño se establecen en el Apéndice A.

Se considerará que existe una anomalía en las características del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en la sección A.2 difiera en más de 25 por ciento del determinado con el SASID para ese mismo sitio.

El estudio específico del sitio tomará en cuenta todas las variables que puedan influir significativamente en la relación entre las características de los espectros de peligro uniforme en Zona de Lomas y los correspondientes a las condiciones específicas del sitio; entre ellas, las características estratigráficas y topográficas del sitio, los mecanismos de propagación y modificación de ondas desde el basamento de terreno firme hasta la superficie, la interacción cinemática suelo-estructura y las propiedades de comportamiento cíclico de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas.

#### **Comentario:**

Los espectros de diseño deberán obtenerse del SASID, tal como lo señala el inciso 3.1.1, sin embargo, las Normas reconocen la posibilidad de que algunos sitios de la Ciudad de México estén mal clasificados por lo que respecta al tipo de suelo. En esos casos se autoriza la ejecución de un estudio para determinar el espectro de sitio a utilizar; siguiendo las especificaciones del Apéndice A.

En este inciso se define cuando se presenta una anomalía que justifica la ejecución del estudio de sitio. Como se observa, la anomalía consiste en diferencias entre el periodo de sitio del SASID y el medido en campo.

Un espectro de peligro uniforme es aquel cuyas ordenadas tienen la misma tasa de excedencia.

### 3.2 Efectos de la interacción suelo-estructura

Tanto para los casos en que el espectro se obtenga a partir del SASID, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseñotomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, cinemática e inercial, de acuerdo con el Capítulo 8.

#### **Comentario:**

Los efectos de interacción suelo-estructura se presentan cuando las deformaciones que se producen entre el sistema de cimentación y el terreno de desplante que lo rodea son lo suficientemente grandes, con respecto a la deformación esperada en la estructura, para ser tomadas en cuenta. Estos efectos pueden modificar los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura, en especial aquellos asociados al modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura. Las principales modificaciones son el alargamiento del periodo fundamental de vibrar, el cambio en el nivel de amortiguamiento y la modificación de la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico  $Q$  y el factor de reducción por comportamiento sísmico, función de  $T$ ,  $Q'$ . Estas modificaciones generan variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro de diseño que deberán usarse durante el diseño de la estructura y su cimentación.

### 3.3 Factor de importancia

Las ordenadas espectrales que resultan de aplicar los procedimientos definidos en las secciones 3.1 y 3.2 se multiplicarán por 1.5 para edificaciones que pertenezcan al Subgrupo A1, y por 1.3 para las del Subgrupo A2, según la clasificación del Artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los mismos factores deben aplicarse a las acciones de diseño cuando se emplea el método estático del Capítulo 7.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, los factores de importancia se considerarán como se especifica en la sección 6.2.

**Comentario:**

**Los espectros a los que se han referido las Normas hasta ahora corresponden a edificios del Grupo B. En este artículo se establece que los edificios de los Subgrupos A1 y A2 deben diseñarse para tener un comportamiento similar a los del Grupo B, pero ante fuerzas más grandes.**

### 3.4 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia  $R$  que se calcula como se indica en la sección 3.5, y el factor de reducción por comportamiento sísmico,  $Q'$ , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.4.1)$$

donde  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras.

Para el diseño de estructuras irregulares, el valor de  $Q'$  se afectará como se indica en la sección 5.5.

**Comentario:**

**Las Normas prevén dos factores de reducción separados. El primero toma en cuenta la reducción en fuerzas por efecto del comportamiento dúctil.**

**Para el sismo usado para la revisión del estado límite de prevención de colapso, la Norma acepta que la estructura exhiba comportamiento no lineal. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales y, por lo tanto, utilizar resistencias de diseño menores, a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por el agrietamiento y la fluencia de algunas secciones de la estructura.**

**Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en el análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, denominado  $Q$ . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada,  $C(T, Q)$ , como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico),  $C(T, 1)$ ; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural,  $T$ . Y al cociente entre ambos se le denomina  $Q'$ .**

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)} \quad (\text{C-3.4.1})$$

Ordaz M. & Pérez Rocha, 1998, observaron que, bajo circunstancias muy generales,  $Q'$  depende del cociente entre el desplazamiento espectral,  $S_d(T)$  y el desplazamiento máximo del suelo,  $D_{\max}$ , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left( \frac{S_d(T)}{D_{\max}} \right)^\alpha \quad (\text{C-3.4.2})$$

donde  $\alpha \approx 0.5$ . Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta en la ecuación 3.4.1.

Obsérvese en la Figura C-3.4.1 que el valor de  $Q'$  puede ser más grande que  $Q$ . Esto ocurre sólo cuando  $k < 1$ , lo cual a su vez sucede para sistemas estructurales desplantados en terreno blando. En otras palabras,  $Q'$  puede ser mayor que  $Q$  para suelos blandos.

En cierto rango de periodos, las demandas sísmicas de diseño para sistemas que exhiben comportamiento degradante pueden ser significativamente mayores que las que corresponden a sistemas con comportamiento elasto-plástico. Las Normas no consideran un factor correctivo por comportamiento degradante porque se consideró que los requisitos bajo consideración para establecer la forma simplificada y paramétrica de los espectros de diseño resultan en ordenadas espectrales razonablemente conservadoras para el diseño de estructuras de concreto, de acero o compuestas, y de mampostería, detalladas en conformidad con los requisitos planteados por las Normas Técnicas Complementarias correspondientes al material de que se trate.

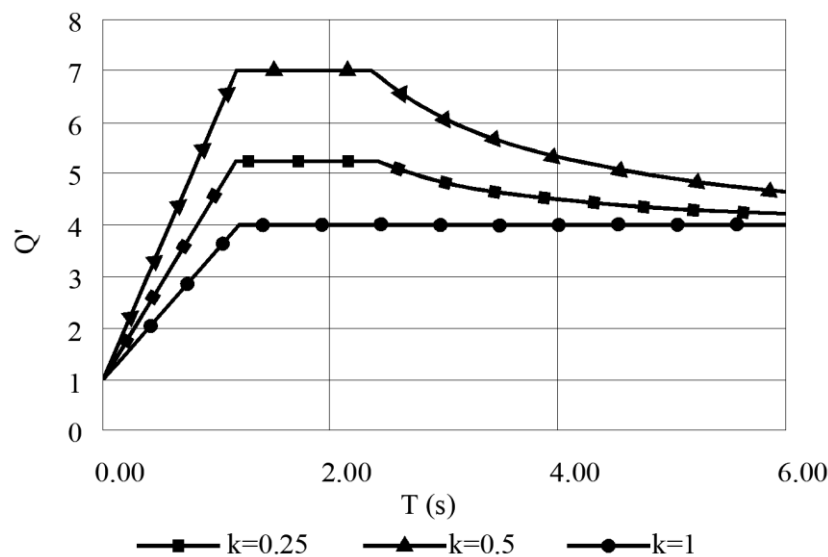


Figura C-3.4.1 - Valor de  $Q'$  para  $Q = 4$  y diversos valores de  $k$ , para un sitio con  $T_s = 2$  s

### 3.5 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia,  $R$ , debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (3.5.1)$$

donde  $R_0$  es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento  $Q$  de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4;
- 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna  $Q$  menor que 3 según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

$k_1$ , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;
- 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

$k_2$ , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0 \quad (3.5.2)$$

Se usará  $R=1$  para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Podrán emplearse valores más altos de  $R$  cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es adecuado.

**Comentario:**

**El segundo factor reductivo toma en cuenta explícitamente la sobre-resistencia estructural, que se define como el cociente entre la resistencia real alcanzada por la estructura y la resistencia nominal de diseño.**

La existencia de sobre-resistencia estructural ha sido reconocida en diversos reglamentos de construcción en el mundo (eg., Rosenblueth & Reséndiz, 1988). La sobre-resistencia depende de diversos factores, entre los que se encuentran la diferencia entre las resistencias nominales y reales de los materiales estructurales, el uso de factores de carga y resistencia, el sobrediseño ante cargas verticales, y las suposiciones del lado de la seguridad que casi siempre se hacen durante el diseño de los elementos estructurales. En ocasiones, la fuente más grande de sobre-resistencia es el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias, ya que debido a la hiperestaticidad y redundancia del sistema estructural y al hecho de que no todos los elementos estructurales del sistema fluyen de manera simultánea, el cortante basal que el sistema estructural es capaz de desarrollar es considerablemente mayor que el cortante basal que se considera con fines de diseño.

Como ha observado Loera (2000), la sobre-resistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es opinión del comité redactor de las Normas que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobre-resistencia como un factor reductivo del lado de las acciones que conduzca, aproximadamente, a la resistencia lateral esperada del sistema estructural.

#### 4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

Para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y la distorsión límite,  $\gamma_{\max}$ , se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las Normas Técnicas correspondientes al material de que se trate.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

##### 4.1 Reglas generales

En todos los casos deberá observarse lo siguiente:

- Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y la distorsión límite en la sección 4.2 de estas Normas son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.
- En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, se usará, para el sistema combinado, el menor valor de  $Q$  que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis.
- Los valores de  $Q$  y  $\gamma_{\max}$  pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales requeridos en la sección 2.2. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de  $Q$  correspondientes a las dos direcciones de análisis.
- Se usará  $Q=1$  y  $\gamma_{\max}=0.005$  para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es viable.

##### Comentario:

**Los valores de  $Q$  y  $\gamma_{\max}$  contenidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, que cuantifican la capacidad de deformación lateral de sistemas estructurales de concreto reforzado, acero y mampostería, respectivamente, han sido establecidos a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero. Mientras que, entre otras cosas, el valor de  $Q$  se utiliza para establecer el espectro de diseño, el valor de  $\gamma_{\max}$  impone límites a la deformación lateral máxima del sistema estructural con fines de revisar su rigidez lateral. En ocasiones, otros requerimientos de diseño dan lugar a sistemas estructurales cuyas distorsiones máximas son significativamente menores que el valor de  $\gamma_{\max}$  que les corresponde. Esto no debe interpretarse como una situación indeseable o anormal, sino como un caso en que la demanda sísmica de deformación lateral es menor que la capacidad que el sistema estructural tiene para acomodarla.**

#### 4.2 Valores de $Q$ y $\gamma_{\max}$

##### 4.2.1 Estructuras de concreto

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de concreto se presentan en la tabla 4.2.1.

**Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto<sup>(1)</sup>**

Estructuración	Ductilidad	Condición	$Q$	$\gamma_{\max}$
i) Marcos	Alta	---	4.0	0.030
	Media	---	3.0	0.020

	Baja	----	2.0	0.015
ii) Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
iii) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos y muros de concreto <sup>(2)(3)</sup>	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
iv) Sistema formado por muros de concreto <sup>(3)(4)</sup>	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
v) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos y muros acoplados <sup>(b)</sup> de concreto <sup>(2)(3)</sup>	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos de concreto y contravientos metálicos <sup>(2)(3)(5)</sup>	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados <sup>(6)</sup>	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
viii) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II	2.0	0.010
		Con columnas de ductilidad alta para zona III		
ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos <sup>(7)</sup>	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
xi) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas <sup>(8)</sup>	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

<sup>(1)</sup> Los sistemas estructurales de concreto deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

<sup>(2)</sup> Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

<sup>(3)</sup> En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de  $\gamma_{max}$  podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contra venteadas en forma consecutiva y de manera continua en altura.

<sup>(4)</sup> En este caso, los muros se diseñan para resistir 100 por ciento de la fuerza cortante actuante.

<sup>(5)</sup> Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

<sup>(6)</sup> Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos 70 por ciento de la fuerza cortante actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería y los marcos no resistan al menos 70 por ciento del cortante sísmico, deben tomarse los valores de  $Q\gamma_{\max}$  indicados en la tabla 4.2.3 para muros diafragma. En caso de que los muros diafragma sean de concreto, deberán conectarse a los marcos en conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En caso de que sean de mampostería, deberán diseñarse y construirse en conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

<sup>(7)</sup> En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

<sup>(8)</sup> En estos sistemas, los marcos o muros deben tomar la totalidad del cortante sísmico actuante. La porción de losa plana y las columnas que no formen parte de un marco pueden diseñarse solo para cargas gravitacionales siempre y cuando se detallan para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos o muros.

<sup>(a)</sup> Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

<sup>(b)</sup> Un muro acoplado es aquel conectado por medio de vigas de acoplamiento a otro muro, y cuyo comportamiento en flexión es tal que gira alrededor del eje centroidal del conjunto.

#### **Comentario:**

##### **i) Marcos**

**El primer tipo de estructuración se refiere a marcos colados monolíticamente, constituidos por vigas y columnas unidas por nudos rígidos. Su rigidez lateral y su capacidad para resistir acciones sísmicas dependen, esencialmente de la rigidez en flexión de vigas y columnas, y de la rigidez en corte de las conexiones.**

**Los marcos monolíticos pueden alcanzar valores altos de ductilidad. Para ello, es necesario garantizar que la posible falla de los elementos estructurales sea por flexión y no por fallas de tipo frágil como por fuerza cortante o por adherencia. Si se cumplen estas condiciones, las estructuras a base de marcos pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , hasta de 4 y se pueden admitir distorsiones de entrepiso,  $\gamma_{\max}$ , hasta de 0.03. Es necesario revisar las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) (2017) para vigas, columnas y nudos.**

##### **ii) Marcos de elementos prefabricados**

**Dada la dificultad de lograr alta ductilidad en las conexiones entre elementos prefabricados o en los nudos de las estructuras, solo se permiten estructuras de ductilidad media o baja en este tipo de estructuración, con distorsiones máximas de 0.020 y 0.015, respectivamente.**

**Para usar la ductilidad media, los nudos deben colarse monolíticamente y las conexiones entre elementos prefabricados deben diseñarse para tener un comportamiento dúctil y ubicarse lejos de las secciones críticas de la estructura, por ejemplo, los propios nudos, donde puedan formarse articulaciones plásticas o donde las acciones internas tengan su valor máximo. Si no se cumplen estas condiciones, deben considerarse de ductilidad baja.**

##### **iii) Sistema dual formado por marcos y muros de concreto**

**En este sistema las acciones sísmicas son resistidas conjuntamente por marcos de concreto, del tipo comentado para la estructuración 1, y muros de concreto, del tipo comentado para la estructuración 4. Puede haber dos configuraciones en este tipo de estructuración. En una de ellas, en algunos ejes de la planta del edificio existen únicamente muros, y en otros ejes, existen únicamente marcos.**

**En la otra configuración de este tipo estructural, en algunos ejes hay simultáneamente muros y marcos. Si hay dos o más muros conectados entre sí por vigas de acoplamiento, se está en la estructuración 5 (Sistema dual formado por marcos y muros acoplados). Si no es así, el sistema cae dentro del tipo comentado en esta sección.**

En ambas configuraciones, como los muros y los marcos están conectados por diafragmas horizontales rígidos, tiene que haber compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas, es decir, deben tener la misma configuración de deformaciones horizontales. Esta circunstancia es importante porque los marcos tienden a deformarse en una configuración de fuerzas cortantes horizontales mientras que los muros tienden a hacerlo en una configuración de flexión. Sin embargo, al actuar en forma conjunta, se incrementa la rigidez y la resistencia del sistema, especialmente en los pisos superiores. Por esta razón, este tipo de estructuración resulta conveniente en edificios de mayor altura que las que se consideran eficaces cuando se usan por separado marcos o muros.

El sistema puede ser de ductilidad alta, media o baja. Según el grado seleccionado, las vigas, columnas y nudos de los marcos, así como los muros de cortante, deben cumplir los requisitos para ese grado de las estructuraciones 1 y 4, respectivamente. En cualquier caso, los marcos y los muros deben ser detallados para tener el mismo grado de ductilidad. Es importante verificar que los marcos por sí solos puedan resistir por lo menos el 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Obsérvese que la distorsión máxima permisible,  $\gamma_{max}$ , es la menor de la de ambos tipos de estructuración, o sea, 0.020 que es la correspondiente a muros de concreto.

#### iv) Sistema formado por muros de concreto

En este tipo de estructuración existen muros de concreto reforzado en toda la altura de los edificios que trabajan básicamente como voladizos verticales sujetos a flexión o a flexocompresión con una gran rigidez en su plano. Se denominan también muros estructurales y, aunque el término no es del todo correcto debido a que su comportamiento no siempre queda regido por corte, muros de cortante. Es un tipo de estructuración adecuado para estructuras altas en las que los sistemas a base de marcos rígidos (estructuración 1) dejan de ser eficientes y resultan con columnas y trabes de tal tamaño que dificultan el empleo eficiente de los espacios interiores. Los muros pueden ser planos o pueden formar cajones o tubos tridimensionales alrededor de los cubos de escaleras y elevadores. También pueden tener patines en sus extremos y en este caso su funcionamiento es similar al de vigas T o L. En cualquier caso, para que trabajen eficazmente es importante que estén empotrados en forma adecuada en la cimentación. Si se cumple esta condición y otros detalles de diseño especificados en las NTC-DCEC (2017), los muros de concreto pueden admitir grandes deformaciones por flexión, por lo que se permite usarlos en estructuras de ductilidades baja, media y alta. Sin embargo, los detalles de diseño varían según el grado de ductilidad de la estructura en que se utilicen, como se comenta a continuación. Es importante observar en la tabla 4.2.1, que las distorsiones máximas permitidas para este tipo de estructuración son menores que las correspondientes a la estructuración 1 (Marcos). Esto se debe a que en la estructuración 1 se pueden formar muchas zonas de disipación de energía en las vigas de los marcos mientras que en la estructuración 4, las zonas de disipación de energía se concentran normalmente en la base de unos cuantos muros. También a que en caso de que ocurran daños, es mucho más complicado repararlos en muros que en vigas.

Si los muros se utilizan en estructuras de baja ductilidad, es importante cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la sección 7.4.2.1 de las NTC-DCEC (2017). En este tipo de estructuras no se requieren los llamados elementos en los extremos de los muros, que sí son requeridos para estructuras de ductilidades media y alta.

Cuando los muros se utilizan en estructuras de ductilidades media y alta es necesario revisar si se requieren elementos de confinamiento en los extremos. Estos elementos son zonas reforzadas en las que se concentra una parte importante del refuerzo de flexocompresión y que se confinan cuidadosamente con refuerzo transversal en forma de estribos, en todo lo alto del entrepiso, para aumentar su capacidad de deformación.

#### v) Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto



La diferencia con las estructuras correspondientes a la estructuración 3 es que los muros ubicados en un mismo eje están conectados entre sí por vigas llamadas de acoplamiento. El efecto de estas vigas es que los muros trabajen unidos entre sí y se flexionen alrededor del eje centroidal del conjunto. Por eso su rigidez y resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes. Este sistema estructural resulta eficaz en edificios altos.

Las traveses de acoplamiento, cuyo diseño se especifica en la sección 10.3.7 de las NTC-DCEC (2017), trabajan preponderantemente a compresión y tensión, por lo que no pueden alcanzar altos niveles de ductilidad. Por esta razón, estos sistemas sólo se permiten con ductilidades media y baja, y con distorsiones máximas de 0.015, menores que la del sistema de marcos y muros no acoplados (estructuración 3).

**vi) Sistema dual formado por marcos de concreto y contravientos metálicos**

En edificios altos es frecuente combinar los marcos con diagonales de contraventeo. El trabajo en conjunto de los marcos y las diagonales resulta semejante al de una armadura colocada verticalmente, en la que las columnas de los marcos son las cuerdas superior e inferior, los contravientos son las diagonales del alma de la armadura y las vigas son los miembros perpendiculares a las cuerdas superior e inferior. El sistema resulta muy eficaz para resistir fuerzas laterales, ya que éstas producen fuerzas de tensión o compresión en las diagonales de la armadura, según el sentido de dichas fuerzas. Las acciones en las vigas resultan pequeñas y en las columnas, resultan principalmente en cargas axiales. Las diagonales pueden ser de concreto o de acero, pero como pueden trabajar a tensión o a compresión, se utilizan mucho más las de acero, ya que las de concreto no son eficientes bajo tensión.

Estos sistemas pueden alcanzar ductilidades altas, por lo que se permite en la tabla 4.2.1 usar  $Q = 4$ . La distorsión máxima se limita a 0.020. El diseño de los marcos de concreto se debe llevar a cabo con las disposiciones de las NTC-DCEC (2017), y el de los contravientos con las de las NTC-DCEA (2017). Estas disposiciones son aplicables para contravientos cuya altura sea de un solo entrepiso o de varios entrepisos.

**vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados**

En algunos casos se considera conveniente que los muros interiores o exteriores de las edificaciones queden desligados de los marcos, con el fin de que éstos puedan deformarse bajo acciones sísmicas o de viento sin afectar a los muros que normalmente se construyen de materiales frágiles. A estos muros se les denomina muros divisorios. Cuando se unen los muros, de concreto o mampostería, a los marcos, se les denomina muros diafragma y, al estar ligados a los marcos, contribuyen a la rigidez y resistencia del conjunto. Su trabajo estructural es semejante al de diagonales a compresión que van de un nudo a otro del marco. En este sistema los marcos deben ser capaces de resistir por sí solos por lo menos el 70 por ciento de las fuerzas cortantes horizontales.

Estos sistemas pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico y de la distorsión máxima iguales a los de los sistemas con marcos de concreto y contravientos metálicos. El diseño de los marcos y de los muros debe regirse por las disposiciones aplicables de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes según el grado de ductilidad seleccionado.

**viii) Sistema con base en columnas de concreto en voladizo**

Este tipo de estructuración se refiere a columnas que soportan vigas o sistemas de piso que no tienen continuidad con los apoyos. Se encuentran, por ejemplo, en cubiertas industriales a base de armaduras libremente apoyadas sobre columnas. La característica importante es que no forman marcos con las vigas, por lo que no tienen las ventajas de sistemas hiperestáticos o redundantes. Por eso el sistema estructural debe ser de ductilidad baja y la distorsión máxima se limita a 0.010. De todas maneras, las columnas deben diseñarse como elementos de ductilidad media o alta, para evitar una falla totalmente frágil del conjunto.

**ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos**

En este sistema se utiliza un núcleo central constituido por muros o marcos de concreto de gran rigidez que trabaja como un voladizo en forma de tubo empotrado en la cimentación y que resiste las acciones laterales de sismo o viento. Por esta característica, el sistema se denomina también de tubo central. Al nivel de cada piso sobresale un sistema estructural horizontal, vigas y losas, que resiste las cargas gravitacionales. Este sistema horizontal trabaja también como voladizo empotrado en el núcleo central.

Aunque el núcleo central está constituido por varios muros o marcos, no deja de ser un solo elemento estructural el que resiste las acciones laterales, y el sistema carece por lo tanto de las ventajas de la hiperestaticidad o redundancia estructural, aunque no en un nivel tan crítico como en el caso anterior. Por esta razón no se permite usar para este sistema un factor de comportamiento sísmico correspondiente a ductilidad alta.

**x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos**

Las edificaciones que usan este sistema estructural tienen en su perímetro exterior un marco muy rígido con claros pequeños, o sea, con columnas cercanas unas a otras. Como esta configuración no se puede utilizar en la planta baja porque impediría tener entradas amplias, suele colocarse en el primer piso una viga muy rígida, llamada de transferencia, que sirve de transición entre la parte superior de marcos con claros pequeños y la planta baja con altura y claros mayores. Es un sistema que se ha utilizado con frecuencia en edificios de gran altura. Como el marco perimetral tiene claros pequeños, semeja un tubo con perforaciones, por lo que el sistema se conoce también como estructura en tubo. Los edificios con este sistema también suelen tener un núcleo central rígido donde se ubican elevadores y escaleras, y entonces se les conoce como estructuras de tubo en tubo. Entre el tubo perimetral y el tubo interior se utilizan marcos de concreto que pueden diseñarse para resistir las cargas gravitacionales, con diafragmas horizontales rígidos para conectar los tubos exterior e interior.

En este sistema estructural se permiten factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y alta.

**xi) Sistema formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas**

Es un sistema dual en el que marcos rígidos o muros de concreto, colocados normalmente en el perímetro exterior, resisten la mayor parte de las acciones laterales por ser más rígidos que el sistema de losas planas y columnas. Este segundo sistema se diseña para resistir las cargas gravitacionales y la parte que le corresponda de acciones laterales. Cuando se usa este sistema, las losas planas suelen postensarse, lo que permite cubrir claros grandes y reducir las deflexiones verticales. En la sección 11.7 de las NTC-DCEC (2017) se presentan especificaciones para el diseño de estos sistemas con losas planas postensadas.

Se permite diseñar estos sistemas con factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y baja, ya que el sistema de losas planas y columnas no permite alcanzar ductilidades altas, especialmente en las conexiones de losas planas y columnas.

**xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas**

A diferencia del sistema anterior, las columnas y losas planas deben resistir las acciones gravitacionales y laterales, sin la ayuda de muros o marcos rígidos. Solo se permite usar ductilidad baja, ya que este sistema no puede aceptar grandes deformaciones, especialmente en la conexión de losas y columnas.

**4.2.2 Estructuras de acero y compuestas**

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas se presentan en la tabla 4.2.2.

**Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas<sup>(1)</sup>**

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	$\gamma_{\max}$
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos de acero y contravientos de acero <sup>(2)(3)(4)</sup>	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
iii) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos de acero y muros <sup>(2)(4)</sup>	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
iv) Marcos compuestos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
v) Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos compuestos y contravientos de acero <sup>(2)(3)(4)</sup>	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos <sup>(5)</sup>	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

<sup>(1)</sup> Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

<sup>(2)</sup> Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

<sup>(3)</sup> Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

<sup>(4)</sup> En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de  $\gamma_{\max}$  podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura.

<sup>(5)</sup> En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

<sup>(a)</sup>Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

#### **Comentario:**

En los sistemas estructurales de acero y compuestos es necesario que para las conexiones se consideren los lineamientos de la soldadura de demanda crítica y las zonas protegidas que están relacionadas con la formación de articulaciones plásticas las cuales están definidas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA) (2017).

#### **i) Marcos**

La selección del factor de comportamiento sísmico  $Q$  debe realizarse en función del detallado, que será más estricto y elaborado conforme se incrementa el valor de  $Q$ . Las conexiones viga – columna de los marcos deben tener la capacidad necesaria para soportar la resistencia esperada que pueden desarrollar los elementos que llegan a ella; de manera que se asegure que la disipación de energía ocurra en los elementos, en lugar que en las conexiones.

**Estructuración con marcos con vigas de alma abierta.** La inestabilidad de las diagonales de vigas de alma abierta por pandeo global en compresión implica una pérdida de capacidad de disipar energía. Por esto, los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad alta ( $Q = 3$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ) deben diseñarse estrictamente considerando que la respuesta de la viga de alma abierta ocasiona dos efectos adversos:

- a) La demanda inelástica, después de que se pandearon las diagonales, se transfiere a la columna, lo que se debe tener en cuenta durante el proceso de diseño de la columna.
- b) El daño en la viga de alma abierta ocasiona un incremento en los efectos  $P-\Delta$  de todo el marco, lo que afecta el desempeño de la columna.

#### **ii) Sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero**

El marco rígido y el sistema de contravientos en una dirección de análisis deben estar interconectados de manera que exista una transferencia eficiente de fuerza lateral entre ellos (compatibilidad). La ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contravientos depende altamente de la contribución al cortante lateral resistente del sistema de contravientos. Cuando la aportación al cortante lateral de los contravientos es muy alta ocurren disminuciones de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Por esta razón, la contribución del sistema de contravientos debe ser controlada como lo establece la nota 2 de la tabla 4.2.2.

Además, debido a que se disipa una mayor cantidad de energía en los contravientos que se plastifican por fluencia bajo cargas axiales en tensión, que la correspondiente por pandeo global en compresión, es necesario controlar la aportación al cortante lateral resistente de los contravientos en tensión. Por esto, la nota 3 de la tabla 4.2.2 restringe la aportación de los contravientos bajo cargas axiales en tensión.

**Marcos con contravientos excéntricos.** Los marcos con contravientos excéntricos se caracterizan en que al menos uno de los extremos del contraviento se une al resto de los elementos con una excentricidad; por lo que la acción del contraviento ocasiona una fuerza cortante y flexión en un segmento corto que se llama eslabón o viga enlace. La capacidad dúctil de los marcos con contravientos excéntricos depende de la resistencia adecuada y alta capacidad de deformación inelástica del eslabón, que funciona como el elemento que debe fluir ante demandas sísmicas. El eslabón desarrolla una respuesta inelástica estable significativamente dúctil, por lo que los marcos con contravientos excéntricos podrían ser diseñados con el mayor valor del factor de comportamiento sísmico que permiten estas Normas ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ). La fluencia a cortante del eslabón es mejor que a flexión, teniendo mayor capacidad de rotación.

Marcos con contravientos restringidos al pandeo. Los contravientos restringidos a pandeo tienen la cualidad que el comportamiento a tensión y compresión son muy similares. Por esta razón, los marcos con contravientos restringidos a pandeo pueden asociarse con una respuesta estable y una capacidad más alta de ductilidad ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ). En el diseño de los marcos dúctiles con contravientos restringidos a pandeo es necesario considerar los criterios normativos (sección 12.3.2.1, NTC-DCEA, 2017) y las recomendaciones del fabricante para garantizar la incursión inelástica estable.

Marcos con contravientos concéntricos. Este sistema estructural, debido a que la capacidad en compresión de un elemento de acero es generalmente menor que la capacidad en tensión, se espera que ante cargas cíclicas ocurra una reducción significativa de la resistencia del elemento después del pandeo global inicial. La respuesta inelástica global de un sistema de marcos con contravientos concéntricos depende altamente de la respuesta del sistema de contravientos principalmente de aquellos que trabajan en compresión, donde su comportamiento y requisitos pueden variar en función de su configuración. Por lo anterior, los sistemas estructurales formados por marcos con contravientos concéntricos están restringidos a un factor  $Q = 3$  cuando se pretende alcanzar la máxima ductilidad, siempre que el sistema de contravientos cumpla las restricciones normativas (sección 12.3.3, NTC-DCEA, 2017).

Marcos con contravientos concéntricos que trabajan sólo en tensión. Este sistema se diseña para que los contravientos resistan la demanda sísmica actuando bajo cargas axiales en tensión. Usualmente, se usan contravientos muy esbeltos ( $kL/r > 200$ ). En el proceso, la resistencia en compresión de los contravientos se desprecia, porque tiende a ser nula. Para evitar problemas con vibraciones indeseables y, en ocasiones, estrangulamiento de los ciclos histeréticos, se limita la relación de esbeltez de los contravientos en tensión y se restringen los límites de deformación lateral ( $\gamma_{\max} = 0.005$ ). Por esto, los contravientos concéntricos que trabajan sólo en tensión tienen una respuesta inelástica poco estable y deben diseñarse con un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 1.5$ . Los contravientos esbeltos generan deformaciones permanentes importantes tan pronto se inicia la incursión en el intervalo inelástico, de ahí que se deba garantizar comportamiento elástico.

### iii) Sistema dual formado por marcos de acero y muros

La nota a de la tabla 4.2.2 se refiere a que el sistema dual se analiza como la contribución de los sistemas estructurales para resistir la fuerza cortante. En este caso, se trata de la contribución al cortante lateral resistente del marco conformado por trabes y columnas y la aportación de los muros de concreto armado o los muros de placas de acero (tableros).

La nota 2 de la tabla 4.2.2 se refiere a que la ductilidad depende de la contribución al cortante lateral resistente del marco (trabes y columnas), como se discutió previamente.

La nota 4 de la tabla 4.2.2 pretende favorecer la respuesta a flexión de los sistemas estructurales con muros o sistemas de contravientos. Si la proporción entre la altura y dimensión en planta de un sistema estructural es muy pequeña, responderá en cortante; mientras que si la proporción es grande (mayor o igual que 4) el sistema responderá en flexión y su diseño puede relacionarse con un incremento de las distorsiones límite en 0.005.

Marcos de acero con muros de placa de acero (de ductilidad media y alta). Un marco con muros de placa de acero consiste en una placa apoyada perimetralmente por columnas (elemento vertical de borde) y vigas (elemento horizontal de borde), que se conoce como tablero de placa dúctil (TPD), donde los nombres de elementos de borde hacen énfasis de su función para resistir los campos de tensión diagonal que se genera por fuerzas cortantes laterales en la placa. El material de la placa de acero y su espesor tienen una alta influencia en el desempeño del marco. El proceso de diseño es más complejo que el de otros sistemas estructurales; sin embargo, la placa de acero aporta una ductilidad y disipación de energía notable a la edificación. Por esto, es posible diseñar los marcos con muros de ductilidad alta de placa de acero con el mayor factor de

comportamiento sísmico propuesto en las Normas ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ), lo que incluye tableros de placa dúctil y placas con perforaciones. En los marcos con muros de ductilidad media de placa de acero, los elementos de borde no cumplen los requisitos para miembros de ductilidad alta y/o que las conexiones viga – columna están propuestas en cortante simple.

Marcos de acero con muros de concreto armado (de ductilidad media y alta). En este sistema las demandas laterales son resistidas conjuntamente por marcos rígidos de acero y muros de concreto armado. Dadas las características de la conexión y teniendo en cuenta que los muros y los marcos están interconectados es necesario garantizar la compatibilidad de deformaciones. Por esto, los marcos con muros de ductilidad alta de concreto pueden ser diseñados con la máxima ductilidad permitida ( $Q = 4$ ), pero la distorsión máxima está restringida a magnitudes menores ( $\gamma_{\max} = 0.020$ ) que las que podría desarrollar el marco rígido si resistiera las demandas sísmicas en forma independiente. Los muros deben cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la sección 7.4.2.1 de las NTC-DCEC (2017) sobre muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano y los marcos de acero deben satisfacer los requisitos de las secciones 12.2.1 y 12.2.3 de las NTC-DCEA (2017) sobre marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ) y ductilidad baja ( $Q = 2$ ;  $\gamma_{\max} = 0.010$ ) según sea el caso. El sistema se facilita constructivamente si se combina con columnas compuestas.

#### iv) Marcos compuestos

Los marcos compuestos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.030$ ) deben diseñarse para desarrollar en forma estable deformaciones inelásticas significativas. Esto se consigue garantizando la respuesta por flexión en las vigas y una respuesta por cortante en la zona del panel de acero en las conexiones caracterizada por deformaciones inelásticas moderadas.

Con este propósito, debe aplicarse la filosofía de diseño por capacidad conforme a la sección 12.5.1 de las NTC-DCEA (2017) y considerar los requisitos estipulados en el Capítulo 9 sobre miembros compuestos. Los marcos compuestos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ;  $\gamma_{\max} = 0.030$ ) cumplen los requisitos de estructuras dúctiles, incluyendo la interfaz acero – concreto mediante conectores de cortante, adherencia directa y/o apoyo directo entre el perfil de acero y el concreto.

Marcos compuestos con vigas de alma abierta (armaduras). Los efectos adversos hacia las columnas asociados a la respuesta inelástica de las diagonales que fallan por pandeo global de las vigas de alma abierta y que se comentaron anteriormente son aplicables también para este sistema estructural.

Marcos compuestos con conexiones semirrígidas. Las conexiones consisten en una trabe de perfil de acero conectado a la columna mediante componentes de acero de asiento y unidos a una losa de concreto armado que trabaja en conjunto con los perfiles estructurales de acero. Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media ( $Q = 3$ ;  $\gamma_{\max} = 0.020$ ) se deben diseñar para que su respuesta se caracterice por deformaciones inelásticas estables y significativas, mediante la fluencia dúctil de la zona del panel, elementos de la conexión, placas de continuidad y en la base de las columnas siguiendo los lineamientos de la sección 12.5.4 de las NTC-DCEA (2017).

#### v) Sistema dual formado por marcos compuestos y contravientos de acero

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de contravientos, donde algún elemento estructural trabaja en acción compuesta con el concreto como se explica en el Capítulo 9 de las NTC-DCEA (2017).

Marcos con contravientos excéntricos. El sistema ofrece ventajas económicas debido a que es capaz de desarrollar una respuesta inelástica estable asociada a una alta resistencia y rigidez

lateral, lo que mejora su respuesta dúctil ante demandas sísmicas. Los comentarios de marcos con contraviento excéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contravientos restringidos al pandeo. Los comentarios para marcos con contravientos restringidos al pandeo son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contravientos concéntricos. Los comentarios para marcos con contravientos concéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

vi) Columnas de acero compactas en voladizo

Este sistema se refiere a columnas de acero, simples o compuestas. Debido a que las columnas no forman parte de marcos sismo-resistentes no tienen los beneficios de sistemas hiperestáticos redundantes y con respuestas inelásticas estables. Por esta razón se disminuye  $Q$  y  $\gamma_{max}$ .

vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos

Debido a que la estructura está proyectada con un sistema central principal para resistir las demandas laterales, la redundancia estructural es limitada, pese a que el núcleo está conformado por varios muros o marcos. Los comentarios del sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto son igualmente aplicables a esta sección.

viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Este sistema está concebido mediante marcos perimetrales rígidos que resisten las demandas laterales que están unidos a marcos internos más esbeltos que resisten las demandas gravitacionales. Los marcos se unen mediante diafragmas horizontales rígidos que garantizan la transferencia de demandas laterales. Teniendo en consideración que los marcos internos y externos tienen distintas rigideces, es necesario verificar la compatibilidad de deformaciones entre ambos. Los comentarios del sistema en concreto son aplicables también a esta sección.

#### 4.2.3 Estructuras de mampostería

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de mampostería se presentan en la tabla 4.2.3.

**Tabla 4.2.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería <sup>(1)</sup>**

Estructuración	$Q$	$\gamma_{max}$
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal <sup>(2)</sup>	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal <sup>(2)</sup>	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	<sup>(3)</sup>	<sup>(4)</sup>
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	<sup>(3)</sup>	<sup>(4)</sup>
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados <sup>(5)</sup>	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

<sup>(1)</sup> Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá  $Q$  en 0.5, pero en ningún caso  $Q$  será menor que la unidad.

<sup>(2)</sup> Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

<sup>(3)</sup> Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de  $Q$  asignado a los marcos o la estructura.

<sup>(4)</sup> Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

<sup>(5)</sup> Solo para revisión de estructuras existentes.

**Comentario:**

La capacidad de deformación lateral y, por tanto, la capacidad de disipación de energía en forma estable en el intervalo inelástico de comportamiento de las estructuras de mampostería depende, fundamentalmente, del tipo de pieza y de la modalidad de refuerzo (Alcocer, 1997). Las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante repeticiones cíclicas en comparación con las piezas huecas (Zepeda, Ojeda, & Alcocer, 1997). En cuanto a las modalidades de refuerzo, la mampostería confinada mediante castillos y dadas ha evidenciado un desempeño sísmico adecuado cuando el tamaño, cuantía de refuerzo y separación de los elementos confinantes cumplen los requisitos de las normas (Alcocer, y otros, 1999; EERI & SMIS, 2006). La colocación de refuerzo horizontal en las hiladas de mampostería mejora la capacidad de deformación lateral inelástica de los muros y, dependiendo de su cuantía, incrementa la capacidad resistente lateral (Aguilar, Cano, & Alcocer, 1994). La capacidad de deformación lateral inelástica de mampostería de piezas macizas o huecas no confinadas ni reforzadas es despreciable por lo que su uso no se permite en estas Normas; sólo se pueden emplear los valores del factor de comportamiento sísmico y de distorsión límite para evaluar la seguridad y condiciones de servicio de este tipo de estructuras. Puesto que carecen de refuerzo, la mampostería de piedras naturales se debe diseñar para que permanezca en el intervalo elástico y sus deformaciones sean menores que las de agrietamiento.

Los valores de distorsión límite de la tabla 4.2.3 se obtuvieron de las distorsiones medidas a la resistencia (máxima carga resistida) en ensayos de laboratorio (Pérez-Gavilán, y otros, 2017). Los valores límite de la tabla son superiores a los obtenidos en ensayos cuasiestáticos ya que consideran el incremento en la capacidad de deformación al aplicar sollicitaciones dinámicas a la mampostería (Barragán, Arias, Vázquez, & Alcocer, 2005). En estructuras de mampostería confinada sin refuerzo horizontal se recomienda que las distorsiones calculadas sean del orden del 80 por ciento del valor de la distorsión límite ya que su comportamiento post-resistencia se degrada más rápidamente en comparación con las que tienen, además, refuerzo horizontal.

## 5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para los efectos de la sección 5.1, la dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia; su área en planta es la que se obtiene con las dimensiones en planta determinadas de acuerdo con esta definición. El desplazamiento lateral es aquel determinado con un análisis elástico.

**Comentario:**

Las experiencias derivadas de la mayor incidencia de daños por el sismo de 1985, en edificios con una estructuración irregular, llevaron a introducir en las siguientes ediciones de estas Normas requerimientos de resistencia mayores para los edificios irregulares, esto mediante una limitación del factor de reducción de las ordenadas espectrales,  $Q$ , cuando no se cumplen ciertos requisitos para que una estructura fuese considerada como regular. Los requisitos se refieren, en parte, a la forma del edificio, la que conviene sea simétrica en planta y sin discontinuidades en planta y en elevación. En su mayor parte, se refieren al sistema estructural del edificio, que debe permitir una trayectoria clara y eficaz para que las fuerzas de inercia se transmitan entre los elementos estructurales de los distintos pisos y la cimentación, y entre los de un mismo piso, para así evitar que se produzcan discontinuidades, concentraciones o amplificaciones locales de las deformaciones y de los elementos mecánicos actuantes.



En esta nueva versión de las Normas se han hecho algunos cambios al texto y a los límites de los distintos requisitos de la forma y configuración del sistema estructural, que, de excederse, llevan a calificarla como irregular o muy irregular, así como al peso que cada requisito tiene en la penalización que las Normas aplican por la irregularidad.

De acuerdo con lo discutido en el comentario correspondiente al inciso 1.2.1, los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado ordinario. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de estas Normas en lo que se refiere a la consideración de la irregularidad estructural, siempre será deseable limitarla de tal manera de aportar mayor certeza y nivel de seguridad estructural al diseño.

## 5.1 Estructura regular

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

### Comentario:

Los requisitos de regularidad que establece esta sección son el resultado de las experiencias derivadas de la evaluación de los daños causados por sismos severos en la ciudad de México y en otras regiones.

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

### Comentario:

Se deberán seleccionar los ejes ortogonales de referencia en planta y a partir de ellos medir el ángulo de los ejes no ortogonales. Un ejemplo se muestra en la Figura C-5.1.1.

La asimetría en planta de los elementos sismo-resistentes favorece los efectos de torsión que en ocasiones no son fáciles de analizar y representan mayores incertidumbres en la respuesta estructural, sobre todo en el comportamiento no lineal de la estructura ante sismos intensos

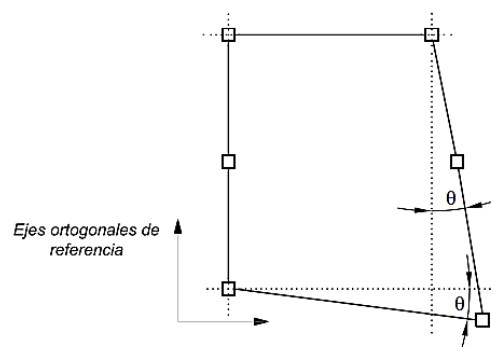


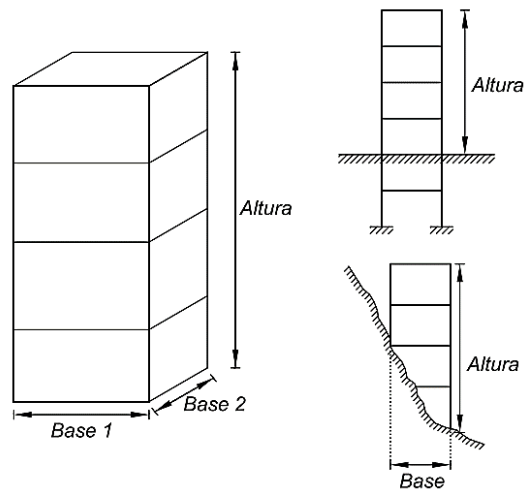
Figura C-5.1.1 Asimetría en planta de un edificio

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

### Comentario:

Cuanto mayor sea la esbeltez de un edificio, mayores serán los momentos de volteo, y los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), de tal manera que los esfuerzos en la cimentación aumentan de manera considerable.

En la Figura C-5.1.2 se presenta de manera esquemática las dimensiones a tomar en cuenta en donde el criterio se debe cumplir para todas las caras del edificio.

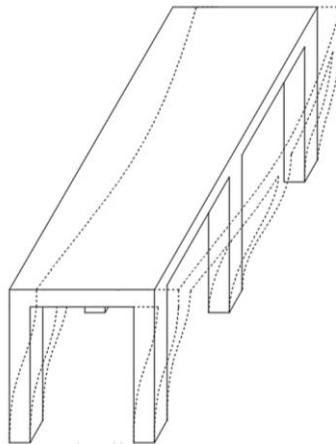


**Figura C-5.1.2 Relación de altura y menor dimensión de la base de un edificio**

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

**Comentario:**

En los edificios muy alargados es difícil esperar que su comportamiento sea uniforme ya que el diafragma no tendrá la suficiente rigidez. La transmisión de las cargas laterales a los elementos verticales no se logrará de manera eficiente, generando incertidumbres, introduciendo modos de falla no esperados y provocando concentraciones de esfuerzos en sitios donde el análisis no lo indicó. En la Figura C-5.1.3 se muestra los efectos que generan al diafragma de piso las plantas alargadas.



**Figura C-5.1.3 Efectos generados en el diafragma de un edificio alargado**

En la Figura C-5.1.4 se presenta de manera esquemática tres plantas típicas y los anchos y largos que deben considerarse para evaluar este requisito.

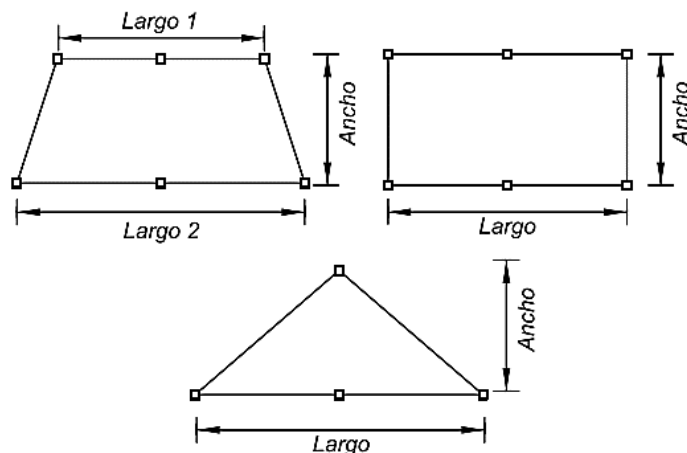


Figura C-5.1.4 Plantas típicas

4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

**Comentario:**

Las entrantes y salientes provocan una serie de efectos negativos al comportamiento sísmico del edificio lo que generará incertidumbres, invalidando la hipótesis de diafragma rígido, introduciendo modos de falla no esperados, provocando concentraciones de esfuerzos en sitios donde el análisis no lo indicó y añadiendo efectos de torsión. En estructuras con entrantes y salientes, se deberá escoger una planta de referencia, que será la mayor área rectangular posible, y a partir de esta escoger si se trata de entrantes o salientes para medir y obtener el porcentaje de la dimensión en planta (Figura C-5.1.5).

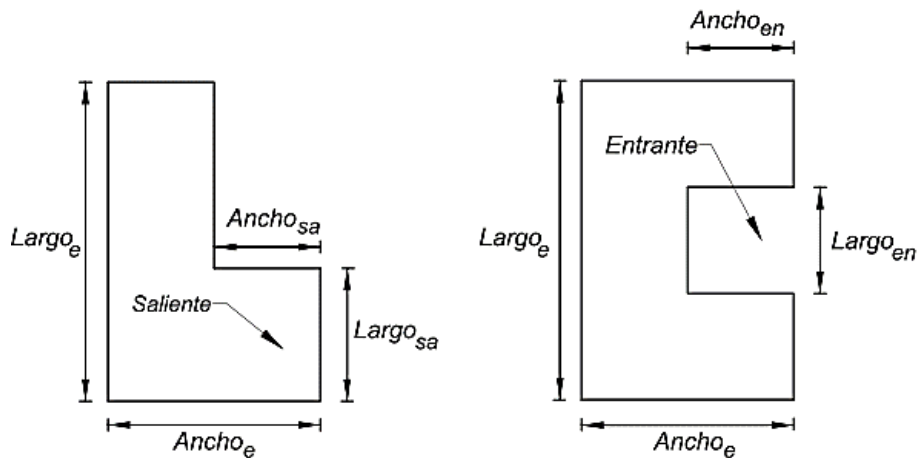


Figura C-5.1.5 Entrantes y salientes en planta

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

**Comentario:**

La falta de rigidez y/o resistencia en los diafragmas de los edificios provocan efectos como los descritos en el requisito 3 de esta sección, por lo que es necesario verificar, al menos de manera aproximada, la resistencia y la rigidez de estos sistemas para no introducir modificaciones en las fuerzas, que, según el análisis, actúan sobre los elementos verticales.

6) El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

**Comentario:**

Las aberturas grandes en los diafragmas producen un decremento importante de la eficiencia de estos, además de que pueden generar excentricidades que son difíciles de cuantificar. En la Figura C-5.1.6 se muestra de manera esquemática las condiciones descritas en este requisito de manera que el área de las aberturas no exceda el 20 por ciento del área total en cada nivel.

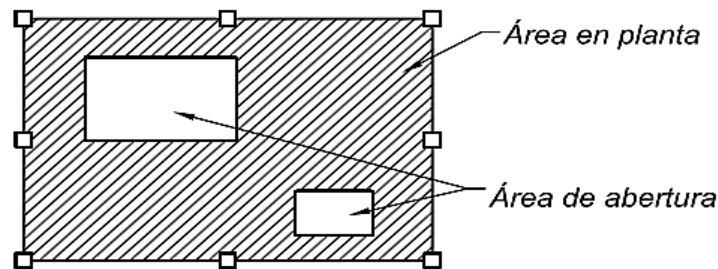


Figura C-5.1.6 Aberturas en planta de un edificio

Por otro lado, la variación de la posición de las aberturas de un piso a otro, generará esfuerzos en las columnas que no son uniformes en la altura, lo que introduce incertidumbres y esfuerzos difíciles de calcular.

En la Figura C-5.1.7 se muestra de manera esquemática las condiciones descritas en este inciso.

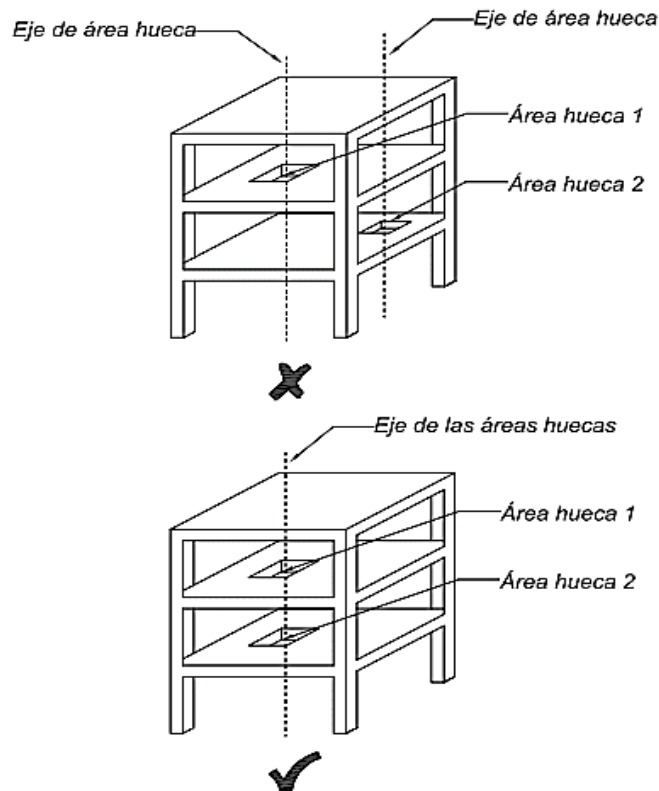


Figura C-5.1.7 Variación en la posición de aberturas

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

**Comentario:**

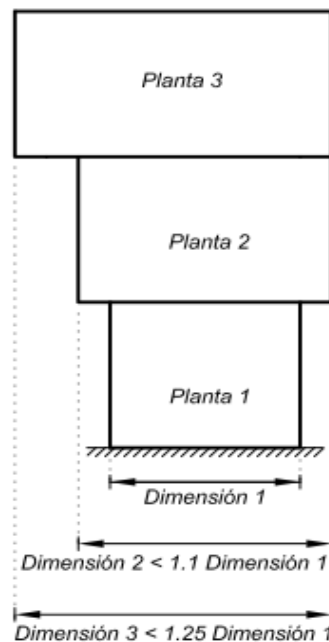
La variación significativa de la masa de un entrepiso a otro provoca cambios importantes en los modos de vibrar del edificio y en la distribución de cargas laterales, lo cual disminuye significativamente las aproximaciones en la respuesta sísmica derivada de los análisis modales espectrales, provocando incertidumbres en los resultados obtenidos y la aparición de modos de falla no contemplados en el diseño del edificio. Con este requisito se trata de garantizar que no haya grandes diferencias entre las fuerzas de inercia actuantes en pisos consecutivos, ya que esa situación daría lugar a concentraciones de deformación y esfuerzos en el entrepiso ubicado entre ellos.

8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

**Comentario:**

Además de los efectos descritos en el requisito anterior, la variación de las dimensiones en altura del edificio puede provocar una respuesta sísmica similar a la de un péndulo invertido, presentado problemas de cabeceo y efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ) adicionales. Esta es una condición particularmente severa, tanto así que el incumplimiento implica que la estructura se clasifique muy irregular, según se especifica en la sección 5.3.

En la Figura C-5.1.8 se presentan de manera esquemática las condiciones descritas en este requisito.



**Figura C-5.1.8 Variación de las dimensiones en altura del edificio**

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

**Comentario:**

Las columnas que trabajan a “doble altura” presentan una rigidez y distribución de momentos y cortantes muy distinta a la de las demás columnas, lo que representa incertidumbres que se

incrementan al tomar en cuenta el comportamiento no lineal. Algunos ejemplos de estas situaciones se presentan en mezzanines y pisos escalonados de estacionamientos. En la Figura C-5.1.9 se presenta de manera esquemática un ejemplo de un marco con las condiciones descritas en este inciso. Con esta restricción se trata de evitar que alguna columna sea propensa al pandeo, que tenga una rigidez lateral muy baja, y que su escasa contribución a la resistencia a cargas laterales cause torsiones o reducción de rigidez del entrepiso a cargas laterales; además, esta situación puede afectar la rigidez de la losa en su plano y por ende limitar su acción como diafragma.

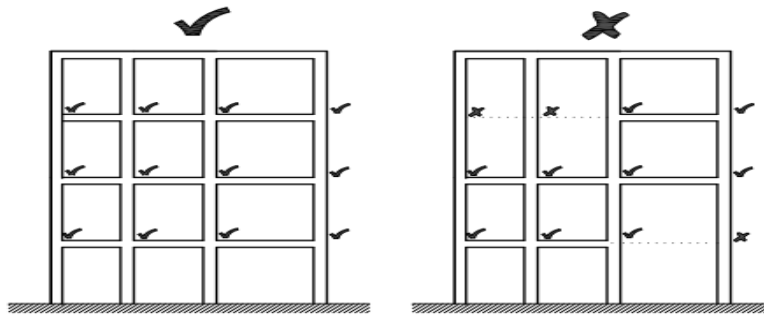


Figura C-5.1.9 Variaciones de rigidez

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

**Comentario:**

Con esta restricción se trata de evitar que haya algunas columnas con altura menor que la de la mayoría de las demás, como sucede, por ejemplo, por la presencia de escaleras o de mezzanines. Estas columnas cortas suelen ser más rígidas y, por tanto, son exigidas para resistir mayor carga lateral que las demás, lo que puede dar lugar a fallas frágiles y torsiones excesivas.

Una estructura con diferentes alturas de columnas en un mismo entrepiso tiene más incertidumbres en su comportamiento, sobre todo en la parte no lineal. En la Figura C-5.1.10 se presenta de manera esquemática algunas situaciones en las que se pueden presentar estos efectos.

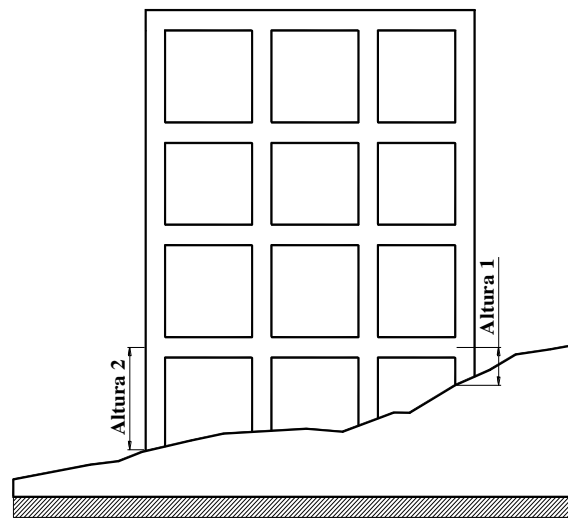


Figura C-5.1.10 Variaciones de alturas típicas en de columnas

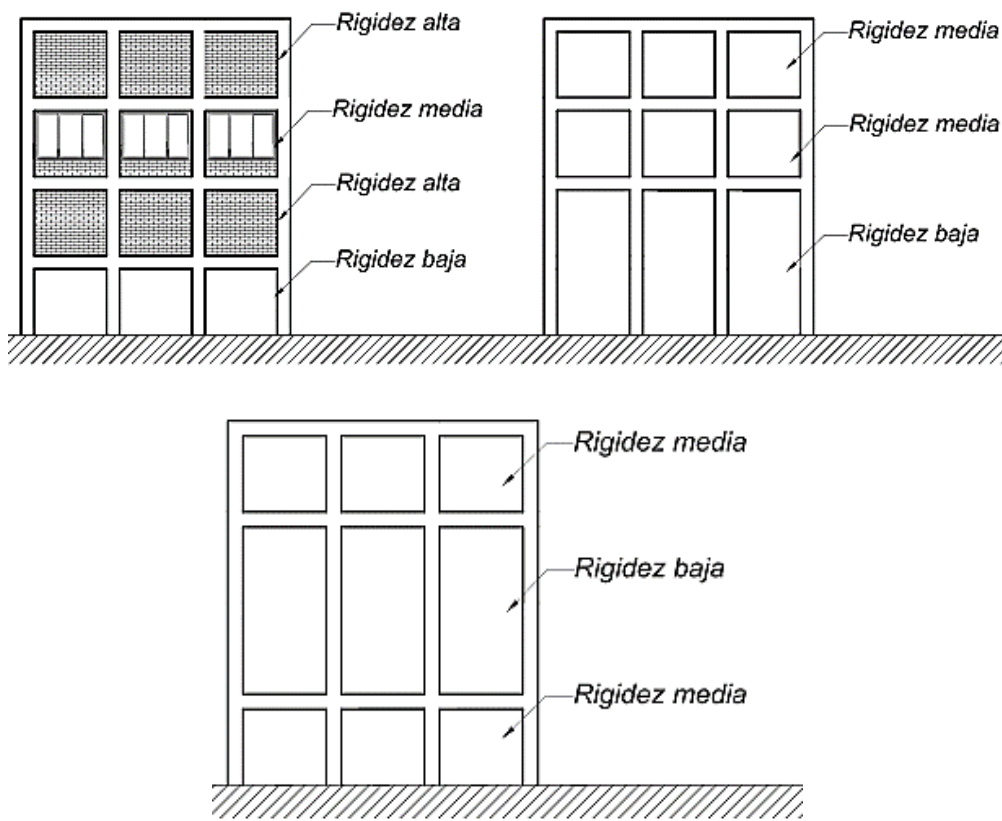
11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

**Comentario:**

Este requisito pretende evitar que haya cambios bruscos entre las rigideces laterales de entrepiso adyacentes, lo que llevaría a discontinuidades en los perfiles de deformación del edificio y a la formación de pisos débiles o blandos que concentren de manera excesiva la deformación lateral del sistema estructural.

El cambio significativo de la rigidez entre un nivel y otro provoca variaciones importantes en los modos de vibrar de la estructura, generando incertidumbres en el cálculo de la respuesta sísmica a través de los análisis modales espectrales, esto puede desembocar en modos de falla no previstos en el diseño estructural. Además, el diseño inelástico de los elementos considerando este cambio abrupto es difícil de cuantificar, lo que añade incertidumbre en la respuesta ante sismos muy intensos.

En la Figura C-5.1.11 se muestran, de manera esquemática, algunos ejemplos en los que se puede presentar lo descrito en este inciso.



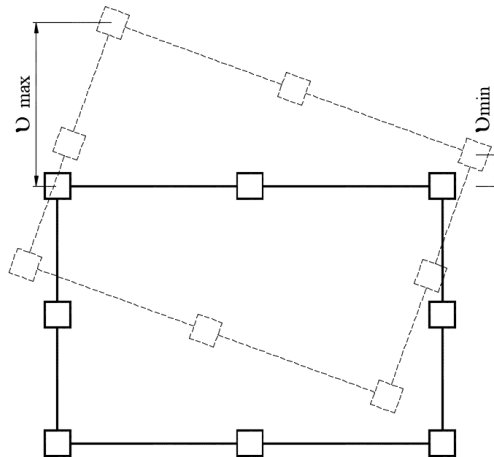
**Figura C-5.1.11 Comparaciones de rigideces por entrepiso**

12) En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

**Comentario:**

El daño en las estructuras está directamente ligado con los niveles de desplazamiento que estas sufren durante una excitación sísmica, pero si estos desplazamientos son además incrementados

por la torsión, los esfuerzos generados y las fallas se presentarán ante demandas más pequeñas que cuando la estructura tiene torsiones controladas. Calcular los efectos inelásticos en una estructura con torsión es complejo, y las simplificaciones que se adopten inevitablemente añaden incertidumbre. En la Figura C-5.1.12 se presenta de manera esquemática lo descrito en esta sección.



$$U_{prom} = \frac{U_{max} + U_{min}}{2}$$

$$U_{max} \leq 1.2U_{prom}$$

Figura C-5.1.12 Desplazamientos típicos en un edificio

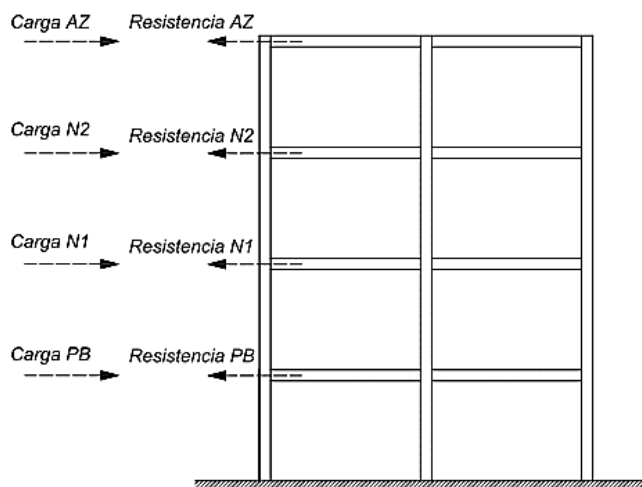
Si bien los análisis prescritos por estas Normas tienen en cuenta las torsiones que se pueden introducir por las asimetrías, cuanto mayor es la torsión en una estructura, tanto mayor es la incertidumbre respecto a los resultados del análisis. Fue notorio el porcentaje de casos de colapso o daño severo registrados en 1985 y 2017 que correspondieron a edificios de esquina o, por otra razón, asimétricos en planta.

13) En sistemas diseñados para  $Q=4$ , en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para  $Q \leq 3$ , en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

#### Comentario:

El hecho de seleccionar un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) diferente de la unidad, implica que se está aceptando que la estructura se dañe en un sismo, a mayor valor de  $Q$ , mayor serán las demandas de comportamiento plástico. Por tal motivo se debe garantizar una distribución homogénea en las resistencias de los elementos estructurales ante cargas sísmicas de tal manera que el cociente carga-resistencia no difiera mucho entre entrepisos. Esto no es sencillo puesto que generalmente un edificio tendrá cortantes altos en su base, y bajos en la azotea, mientras que su resistencia será prácticamente constante en toda la altura, a menos que el diseño considere explícitamente una disminución de la resistencia con la altura. El hacerlo así, permitirá disminuir las incertidumbres asociadas al comportamiento plástico, no permitiendo que algún entrepiso se dañe en exceso con relación a los otros. En la Figura C-5.1.13 se presentan de manera esquemática las resistencias y las cargas laterales en un edificio, así como las condiciones que definen este requisito.





Si  $Q = 4$  entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.85 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Si  $Q \leq 3$  entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.75 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Figura C-5.1.13 Condiciones de resistencias y cargas laterales

Cuando el sistema estructural del edificio ha sido diseñado para ductilidades altas y medias, es necesario que la estructura, en su conjunto, sea capaz de disipar gran parte de la energía inducida por el sismo de diseño, mediante el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales. Para ello, es importante que el mayor número posible de estos elementos contribuyan a dicha disipación al ingresar en el intervalo de comportamiento no lineal. No es deseable la situación de que un alto número de entrepisos tenga un factor de seguridad superior al requerido por el diseño, mientras que uno o unos pocos, entrepisos tengan una resistencia igual o poco superior a la requerida por las Normas y que, por tanto, les serán exigidas grandes distorsiones que pueden llevar a un colapso local del entrepiso. El caso más grave de esta situación es el de los edificios con planta baja débil, que se describe en el apartado cuatro de la sección 5.3, y que ha sido una de las causas principales de fallas en los sismos recientes en México y en otros países. A esto obedece que este requisito sea más severo a medida que mayor sea el valor de  $Q$  que se haya adoptado en el diseño, hasta llegar a la eliminación total de la reducción por ductilidad, cuando se reúnan las condiciones para ser calificado edificio con planta baja débil, como se indica en la sección 5.4.

## 5.2 Estructura irregular

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1.

### Comentario:

La irregularidad de un edificio depende, de manera más importante, de requisitos que afecten la capacidad de disipar energía por parte de la estructura, especialmente si esta se concentra solo en algunas partes de la estructura. La irregularidad es afectada, en menor medida, por la forma del edificio. Las penalidades tienen por objeto desalentar el diseño de estructuras irregulares.

### 5.3 Estructura muy irregular

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

1) El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta.

**Comentario:**

**Los argumentos que definen estas condiciones son los mismos que definen el requisito 12 de la sección 5.1.**

2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.

**Comentario:**

**Los argumentos que definen estas condiciones son los mismos que definen los requisitos 11 y 13 de la sección 5.1.**

3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1

**Comentario:**

**Para las estructuras muy irregulares la penalización es más severa, en virtud de la mayor incidencia de los factores que más afectan la respuesta sísmica de la estructura. Las estructuras se califican como muy irregulares cuando no satisfacen dos o más de los requisitos más críticos de irregularidad, o cuando tienen niveles más altos de incumplimiento de los requisitos relacionados con la torsión (caso 1 de esta sección) o cuando cae en la condición comúnmente conocida como de planta baja blanda o débil (caso 2). Las penalidades pretenden desalentar el diseño de estructuras muy irregulares.**

**Los argumentos que definen este requisito son los mismos que definen el requisito 9 de la sección 5.1**

### 5.4 Estructura de planta baja débil

Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil” y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso.

**Comentario:**

**Todos los sismos recientemente ocurridos alrededor del mundo han evidenciado de manera clara que esta condición ha provocado daños excesivos y muchos colapsos de estructuras.**

**Una inadecuada distribución de las resistencias y/o rigideces en la altura de un edificio puede provocar que un entrepiso sea mucho más débil que los demás. Este caso se da cuando la planta baja tiene una estructuración diferente a la de los pisos superiores. Esta estructuración, generalmente se presenta cuando los pisos superiores están destinados a habitación y han sido diseñados con muros de carga poco espaciados y de dimensiones iguales en todos los pisos, por lo que la resistencia y rigidez de los entrepisos superiores son mayores a las establecidas. Por otra parte, el primer entrepiso se destina usualmente a usos comerciales o a estacionamiento y, por tanto, se requieren mayores espacios libres, por lo que el primer entrepiso, se suele estructurar**

con columnas de concreto o acero bastante espaciadas. Si se dimensionan los elementos verticales resistentes del primer entrepiso para que tengan la resistencia requerida por las Normas, su factor de seguridad contra la falla será menor que el de los pisos superiores.

Esto provoca claramente que, durante la acción de un sismo, el piso más débil sea el más dañado estructuralmente, comprometiendo la estabilidad de los pisos superiores a este. Cuando esto sucede en la planta baja, ésta toma la mayoría de la deformación y por lo tanto del daño que presentaría todo el edificio (Figura C-5.4.1 planta baja débil), ya que, al ser menos rígida y/o resistente, se desplaza mucho más de lo que fue considerado en el análisis, modificando totalmente la forma en que se deforma el edificio, comprometiendo la seguridad de todo edificio.

Dado que ante el sismo de diseño se acepta que la estructura rebese su etapa de comportamiento elástico lineal y que disipe parte de la energía introducida por la vibración sísmica, en una situación como la descrita, la disipación de energía se concentrará solamente en ese piso, el que es requerido a alcanzar deformaciones inelásticas muy elevadas. La penalidad de la Sección 5.5 es muy severa, y tiene la finalidad de desalentar que el sistema estructural tenga características que lo hagan caer en esta modalidad.

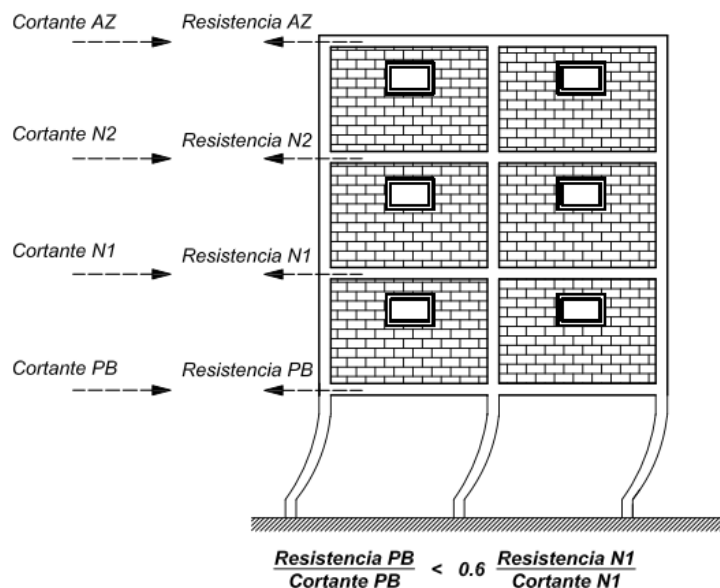


Figura C-5.4.1 Planta baja débil

### 5.5 Corrección de Q' por irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Si se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso, como el establecido en la sección 6.2, pueden emplearse las historias de aceleraciones determinadas de acuerdo con dicha sección, sin necesidad de incorporar un factor correctivo por irregularidad.

**Comentario:**

La penalidad por el incumplimiento de los requisitos de regularidad se refleja en un castigo en el factor de reducción por comportamiento sísmico que se permite aplicar a las ordenadas del espectro de diseño; esto porque, como se ha hecho notar, el efecto más importante de la irregularidad es una reducción de la capacidad de la estructura para incursionar en intervalo no lineal y así disipar una parte significativa de la energía introducida por el sismo. Este efecto es más severo en las estructuras muy irregulares, por lo que el castigo al valor de  $Q'$  es mayor en este caso.

Si el edificio cae en la situación descrita en la sección 5.4 para ser considerado como de planta baja débil, se deben diseñar los elementos verticales de la planta baja para que permanezcan elásticos para el sismo de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso, por lo que requiere que no se aplique ninguna reducción por ductilidad al espectro de diseño con el que se determinan las acciones sísmicas actuantes con las que se hace el diseño por resistencia de los elementos estructurales de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate. Además, se reduce también la distorsión máxima que puede tener el entrepiso crítico, lo que lleva a la necesidad de contar con un sistema estructural muy rígido lo que implicará que se requiera incorporar muros de concreto y por ende eliminar el entrepiso blando.

Cuando se revisa la idoneidad de la estructura del edificio, con el método de análisis dinámico paso a paso no lineal, se toman en cuenta explícitamente las irregularidades consideradas en este capítulo, y su efecto en la capacidad necesaria de la estructura, por lo que es de esperarse que, de requerirse alguna corrección, esta será detectada y realizada durante ese proceso de revisión. Por tanto, no se considera necesaria una penalización por este concepto.

**5.6 Concentración de sismo-resistencia**

Para el diseño de todo muro, columna, contraviento u otro tipo de elemento, que contribuya con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que le corresponderían al análisis estructural de acuerdo con estas Normas.

**Comentario:**

La probabilidad de colapso de un entrepiso crece cuando es suficiente que falle un pequeño número de elementos estructurales para que falle todo el entrepiso. En este caso se exige un factor de seguridad mayor cuando este número es pequeño.

**6. ANÁLISIS DINÁMICO**

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

**Comentario:**

El análisis dinámico modal puede usarse para el diseño de cualquier sistema estructural. La Sección 2.1 indica los casos en que será necesario verificar el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso.

## 6.1 Análisis dinámico modal

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{\left(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\}\right)^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (6.1.1)$$

donde  $\{\varphi_i\}$  es un vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura;  $[W]$ , la matriz de pesos de las masas de la estructura; y  $\{J\}$ , un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño especificados en la sección 3.1, reducidos en función de Q y R de acuerdo con lo que se establece en las secciones 3.4 y 3.5.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (6.1.2)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés):

$$S = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} S_i S_j} \quad (6.1.3)$$

donde  $S_i$  y  $S_j$  pueden ser positivos o negativos, y  $\rho_{ij}$  es un coeficiente de correlación entre el i-ésimo y j-ésimo modos de vibrar, que es mayor que cero e igual a:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{3/2}}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2} \quad (6.1.4)$$

$\omega_i$  y  $\omega_j$  son las frecuencias angulares, respectivamente, del i-ésimo y j-ésimo modo; y  $\zeta$ , la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

### Comentario:

**El análisis dinámico modal es un método elástico de análisis que estima la contribución de cada modo de vibrar. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta. Es útil durante el diseño porque relaciona las propiedades del sistema estructural con su respuesta y demandas sísmicas. Su uso requiere de un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que, conforme a lo indicado en el inciso 1.2.1, considere la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica.**

**Se hace notar que los elementos mecánicos obtenidos por medio de un análisis dinámico modal espectral son los máximos probables y que no ocurren en un mismo instante**

**El análisis dinámico modal debe considerar los efectos de dos componentes horizontales del movimiento del terreno conforme a lo indicado en la ecuación 6.1.1 y la sección 2.4.**

**Aunque se dan dos opciones para el cálculo de las respuestas totales, el uso de modelos tridimensionales suele resultar en periodos de vibrar que no difieren entre sí en al menos 10 por ciento, de tal manera que en la gran mayoría de los casos debe usarse la combinación cuadrática completa para superponer los efectos de los modos de vibrar que deban ser considerados durante el análisis.**

## 6.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso

### 6.2.1 Movimientos del terreno

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse, en las 2 direcciones principales de análisis, parejas de acelerogramas registrados durante temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo  $T_s$  en el sitio sea menor que 1s, deben usarse al menos ocho parejas de movimientos representativos. Para  $T_s$  igual o mayor que 1s, deben usarse al menos doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño. Estas son las correspondientes a los espectros de peligro uniforme determinados según se especifica en la Sección A.1., para la condición más desfavorable que pueda presentarse, tomando en cuenta la variación en los periodos naturales del terreno que tendrá lugar durante la vida esperada de la estructura, debido al proceso de desecación que ocurre en la Zonas de Transición y del Lago.

Las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, así como sus duraciones efectivas, deben ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud, distancia entre fuente y sitio y mecanismo focal que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro de peligro uniforme elástico de pseudo-aceleraciones para el periodo natural de la estructura correspondiente al modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante basal. Para determinar los periodos naturales de vibrar de la estructura, las propiedades mecánicas y cargas gravitacionales se tomarán iguales a sus valores esperados en vez de los valores nominales que resultan del proceso de diseño. Para estructuras del Grupo A, las ordenadas de este espectro deben multiplicarse por el factor de importancia de la sección 3.3.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Por ello, cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales con intensidades individuales similares. En caso de movimientos reales, deberán considerarse para las componentes las intensidades individuales que tiene el registro obtenido en campo. La intensidad de cada excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{c1}^2(T) + a_{c2}^2(T)}{2}} \quad (6.2.1)$$

donde  $a_{es}$  es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, y  $a_{c1}$  y  $a_{c2}$  las ordenadas espectrales, correspondientes a espectros elásticos de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, obtenidas para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento de 5 por ciento del crítico.  $T$  es el periodo al que corresponden las tres ordenadas espectrales bajo consideración en la ecuación 6.2.1.

Tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas, se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración cubran de manera razonable los espectros elásticos de peligro uniforme que entrega el SASID. Se considerará que esto sucede cuando en un rango de periodos comprendidos entre 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo de vibrar del

sistema estructural en la dirección de análisis, el espectro promedio por familia y época no subestima de manera sistemática a su correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes de cada pareja deben ser escaladas por el mismo factor de escalamiento.

Para el caso de estructuras que posean elementos estructurales unidireccionales, cuya falla sea frágil y produzca daño que afecte de manera importante la estabilidad del sistema estructural en la dirección de análisis (por ejemplo, el pandeo de un contraviento), será necesario realizar una serie de análisis dinámicos no lineales adicionales. Para los análisis adicionales, se considerará que la componente con mayor intensidad, escalada por un factor de 1.3, actúa en la dirección de análisis de interés. La componente con menor intensidad, ortogonal a la primera, se escalará por un factor de 0.6. Para este fin, la intensidad de cada componente se medirá con la ordenada espectral correspondiente al primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis.

En el caso de que, para un movimiento real, el escalamiento resulte en que la componente con mayor intensidad exceda en más de 30% al espectro elástico de peligro uniforme, será posible reducir el factor de escalamiento de tal manera que el espectro escalado correspondiente a esa componente cubra de manera razonable 1.3 veces las ordenadas correspondientes al espectro elástico de peligro uniforme.

Conjuntos de acelerogramas simulados que cumplan con lo indicado en este inciso pueden obtenerse directamente con el SASID para sistemas estructurales con periodo natural del primer modo de vibrar en la dirección de análisis igual o menor que 5s. En caso de que la estructura tenga un periodo fundamental de vibrar mayor que 5s, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema

#### **Comentario:**

**Para cada movimiento debe establecerse la componente principal, definida como aquella que provoca las mayores demandas de deformación en el sistema estructural en una dirección de análisis de interés. Si  $T_s < 1$  s, se especifica realizar cuatro análisis dinámicos no lineales en que la componente principal del movimiento coincida con la dirección principal mayor del sistema estructural (que se establece conforme a lo indicado en el inciso 1.2.2), y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal menor. Los otros cuatro análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actué en la dirección principal menor del sistema estructural, y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal mayor. En caso de que  $T_s$  sea igual o mayor que 1s, se procede de manera similar, con la particularidad de que seis análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actué en la dirección principal mayor del sistema estructural, y los otros seis en la dirección principal menor.**

**Las Normas usan un enfoque de evaluación basado en intensidad en que el espectro elástico de peligro uniforme, determinado conforme a lo indicado en ellas, es la referencia para la selección o generación y escalamiento de los movimientos del terreno. Dado que los movimientos del terreno deben representar en conjunto al sismo de diseño, se indica que sus contenidos de frecuencia y energía deben ser congruentes con los observados en registros reales, y deben tener correspondencia directa con el tipo de movimientos del terreno considerados para establecer el espectro de diseño.**

**Para generar los movimientos del terreno deben usarse como base los espectros de peligro uniforme por mecanismo focal bajo la consideración de los diferentes valores de periodo dominante del sitio que se obtienen con el SASID. Se requiere que estos espectros consideren el posible cambio en el periodo dominante del sitio debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas de Transición y del Lago de la Ciudad de México. Se ha supuesto una disminución del orden de 35 por ciento en  $T_s$  en sitios con  $T_s > 1.5$ s y del orden de 20 por ciento en sitios con  $T_s \leq 1.5$ s, reducciones que están asociadas a valores razonables del contenido de vacíos de la masa de suelo.**

**Conforme a estudios de desagregación de peligro sísmico los espectros de peligro uniforme que establece el SASID están dominados por 2 escenarios: un evento de profundidad intermedia con magnitud de 7.5 a una distancia de 150 km y un evento costero con magnitud 7.8 a 265 km.**

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe considerar un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere, conforme a lo indicado en el inciso 1.2.1, la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica. El modelo debe quedar sujeto a la acción de cada movimiento del terreno, que, conforme a lo indicado con anterioridad, debe considerar una pareja de acelerogramas. Cada una de las ordenadas del espectro que mide la intensidad del movimiento del terreno se estima, conforme a lo indicado en la ecuación 6.2.1, como la media cuadrática de las ordenadas correspondientes a cada una de las dos componentes horizontales. Esta medida es razonable en vista de que en eventos sísmicos futuros la dirección de la resultante de las 2 componentes horizontales es desconocida. Por convención el espectro usado para caracterizar la intensidad del movimiento del terreno considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

El escalamiento de los movimientos del terreno debe resultar en que, para cada uno de los dos escenarios sísmicos bajo consideración, las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad cubran, para periodos que van de 0.1 a 1.5 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar, las ordenadas del correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes que conforman un movimiento del terreno deben ser escaladas por el mismo factor. El intervalo de periodos se establece para promover un nivel adecuado de demandas sísmicas en un rango de periodos que considera desde el alargamiento del periodo fundamental de vibrar (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural), hasta los periodos de un número suficiente de modos superiores de vibrar.

Con base en la experiencia adquirida durante la evaluación estructural de edificios altos ubicados en las Zonas de Transición y de Lago de Ciudad de México, se ha entendido que su sistema estructural puede evolucionar de un bajo nivel de daño estructural a su inestabilidad global cuando su sismo-resistencia queda aportada por elementos estructurales con comportamiento frágil, caracterizado por una excesiva degradación de resistencia y rigidez a bajos niveles de deformación plástica. Debido a esto, las Normas requieren que el diseñador lleve a cabo análisis adicionales para estudiar cuidadosamente el desempeño estructural de edificios altos en que haya usado elementos estructurales unidireccionales con falla frágil o comportamiento inestable en su intervalo plástico de comportamiento.

Debido a que, para periodos largos, los estudios de peligro sísmico deben hacer consideraciones que tomen, entre muchas otras cosas, las particularidades del sistema estructural del edificio y su cimentación, los conjuntos de acelerogramas generados por el SASID no pueden ser usados para la revisión de sistemas estructurales con periodos fundamentales mayores que 5s.

### 6.2.2 Modelación de sistema estructural

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales. Para modelos de plasticidad concentrada, el comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión (estimadas con el análisis dinámico no lineal paso a paso), no excedan las distorsiones límite indicadas en las tablas 4.2.1 y 4.2.2., podrá establecerse con diagramas momento-curvatura determinados conforme a las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate.

Para los demás casos, el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica que muestren dichas pruebas. Las resistencias de los elementos estructurales se calcularán con los valores esperados de resistencias especificados en las Normas Técnicas



Complementarias del material que se trate. Las propiedades de la cimentación se establecerán con base en hipótesis sobre las rigideces y capacidades de carga que sean congruentes con los valores específicos de las propiedades del terreno en el sitio y con modelos adecuadamente sustentados de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

No se requiere el modelado explícito de las conexiones de sistemas estructurales diseñados con las Normas Técnicas Complementarias de la versión actual del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para tomar en cuenta la flexibilidad y comportamiento no lineal de sus conexiones, podrán eliminarse las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollen comportamiento no lineal en flexión.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método a satisfacción de la Administración. Cuando el amortiguamiento se modele como proporcional a la masa y la rigidez lateral del sistema estructural, el porcentaje de amortiguamiento crítico correspondiente a cada uno de los tres primeros modos de vibrar no debe exceder 2.5. Para ello debe tenerse en cuenta el posible alargamiento de los periodos fundamentales de vibrar debido a la respuesta no lineal del sistema estructural. Además, debe revisarse que el amortiguamiento del menor de los terceros modos de vibrar no exceda 2.5 por ciento del crítico; y que el promedio de los porcentajes de amortiguamiento crítico ponderados por las masas, correspondientes a todos los modos de vibrar necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura, no exceda ese porcentaje.

Cuando los diafragmas de piso no sean rígidos en comparación con los elementos o sistemas verticales sismo-resistentes de acuerdo con el inciso 2.7.1, el modelo que se emplee en el análisis deberá considerar las flexibilidades de los diafragmas y los grados de libertad que sean necesarios para incluir sus deformaciones. Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden, cuando sean significativos.

En caso de que la interacción suelo-estructura sea relevante, el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón o losa de cimentación. Se deberá considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación (dos traslaciones horizontales, una traslación vertical y dos rotaciones respecto a los ejes horizontales). Los valores para las constantes de rigidez deben ser determinados según el Capítulo 8. Se podrá utilizar como valor del amortiguamiento el del amortiguamiento equivalente calculado como se indica en el Capítulo 8.

Podrán emplearse otros modelos para evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se demuestre su pertinencia a satisfacción de la Administración.

#### **Comentario:**

**Esta Norma requiere el empleo de un modelo tridimensional que represente adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigidez lateral, así como la resistencia a partir de la cual los diferentes elementos estructurales incurren en comportamiento no lineal, sus correspondientes capacidades de deformación, y las particularidades de su comportamiento histerético.**

**Las resistencias de los elementos estructurales del modelo no lineal deben calcularse con los valores esperados de resistencia, que son mayores que las resistencias que se usan durante el diseño. Las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate indica el factor que debe usarse para estimar el valor esperado de la resistencia del material en función de su resistencia de diseño. El uso de valores esperados de resistencia obedece, por un lado, a la necesidad de estimar lo mejor posible el comportamiento global y las demandas no lineales del sistema estructural y, por el otro, para hacer posible una revisión racional de los elementos mecánicos controlados por la fuerza, que conforme a lo discutido en los comentarios al inciso 6.2.4, son aquellos que no desarrollan comportamiento no lineal durante el sismo, y que se evalúan con base en la resistencia de los miembros estructurales.**

**Las propiedades de los elementos estructurales del modelo no lineal se consideran deterministas. Aunque algunos estándares de análisis no lineal llegan a requerir que se considere la variabilidad de estas propiedades, estas Normas no contemplan esta posibilidad bajo el entendido de que establecen un proceso conservador para la revisión del estado límite de prevención de colapso. En primer lugar y tal como se discute en el comentario correspondiente**

al inciso 6.2.4, se considera que el sistema estructural no satisface este requisito cuando se rebasa, para dicha condición, la capacidad de deformación de algún elemento estructural. Dado que la falla o degradación excesiva de un elemento estructural no representa un riesgo para la estabilidad del sistema estructural, se plantea un margen considerable respecto a la condición de colapso. Además, las distorsiones límite establecidas por esta Norma suelen ser menores que las consideradas por otros estándares.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En el caso de marcos resistentes a momento, este es el caso cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión. Esto implica el uso de conceptos de diseño por capacidad, para asegurar que los elementos estructurales no desarrollen otro tipo de daños, como lo pueden ser por corte o carga axial, que resultan en modos frágiles de falla y en una mucho mayor incertidumbre para la interpretación de resultados, y que requieren de modelos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental.

Esta Norma considera que los elementos estructurales de un sistema estructural exhiben comportamiento no lineal estable si la máxima distorsión de entrepiso, calculada durante los análisis no lineales, no rebasa la distorsión límite del sistema estructural. Bajo estas circunstancias, se considera que la envolvente del comportamiento cíclico de los elementos estructurales (detallados conforme a los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate), podrá establecerse a partir de un modelo bilineal. Entre otras opciones se encuentra la de utilizar las relaciones fuerza-deformación no lineales del ASCE 41-17 (2017) para representar el comportamiento de articulaciones y resortes no lineales. Al respecto, es importante señalar que si se usa el ASCE 41-17, la resistencia de los miembros estructurales debe calcularse de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate con los valores de resistencias esperadas indicadas en dichas normas; y que la máxima deformación permitida para cualquier miembro estructural es la que corresponde al nivel de desempeño de seguridad de vida indicado en el ASCE 41-17.

Si los elementos estructurales desarrollan una deformación no lineal excesiva, las degradaciones de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía se tienen que incluir explícitamente en el modelo de análisis no lineal. En las guías Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (Pacific Earthquake Engineering Center, 2017) se pueden consultar procedimientos para ello.

Los modelos de comportamiento no lineal pueden distinguirse de acuerdo con su nivel de idealización. Los modelos de plasticidad concentrada asocian el comportamiento fuerza-deformación cíclico observado en pruebas experimentales a puntos discretos del elemento estructural. Los modelos continuos (elemento finito) consideran explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales y componentes del elemento estructural. En el caso de un elemento de concreto reforzado, un modelo continuo puede incluir elementos finitos con capacidad de representar el concreto, los aceros longitudinal y transversal; con modelos constitutivos capaces de representar: 1) aplastamiento, agrietamiento y dilatación del concreto; 2) fluencia, pandeo y fractura del acero; y 3) adherencia entre el acero y el concreto.

Los modelos de plasticidad distribuida (fibras), son capaces de representar algunas particularidades de comportamiento, como lo son la integración de esfuerzos y deformaciones unitarias producto de la flexión en una sección transversal. Estos modelos suelen suponer condiciones de comportamiento (como la hipótesis de Bernoulli) en combinación con el modelado explícito del comportamiento uniaxial de los materiales. Debido a que los modelos continuos y de plasticidad distribuida pueden representar de manera más precisa comportamientos tales como el inicio del agrietamiento y la fluencia del acero, así como el alargamiento que sufren los elementos de concreto reforzado cuando se deforman en flexión, suelen usarse para modelar muros estructurales en edificios altos. Una buena discusión en cuanto al uso y limitaciones de modelos de fibras puede encontrarse en el PEER/ATC-72-1 (2010).

Los requerimientos de esta Norma no requieren del modelado explícito de las conexiones del sistema estructural, ya que por lo general esto solo es necesario cuando las conexiones son más débiles que los miembros estructurales que conectan; o cuando su modelado explícito resulta en un incremento sustancial de las demandas de deformación lateral del sistema estructural. Edificios correctamente diseñados conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias no son susceptibles a estas circunstancias. Para el caso de estructuras nuevas, se recomienda con fines de análisis no lineal reducir las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollan comportamiento plástico. En caso de que se modelen marcos resistentes a momentos, esto implica eliminar las zonas rígidas en los extremos de las vigas cuando estos desarrollen un mecanismo plástico de viga débil-columna fuerte. Otros casos están bien documentados en el ASCE 41-17 (2017). Cuando se establezca la debilidad o flexibilidad excesiva de las conexiones, se recomienda modelarlas explícitamente conforme a lo indicado por el ASCE 41-17.

Esta Norma considera que el amortiguamiento del sistema estructural puede ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh; y que el porcentaje de amortiguamiento crítico para un edificio alto debe ser menor que el 5 por ciento considerado para sistemas estructurales convencionales. En edificios altos, es recomendable suponer 2.5 por ciento de amortiguamiento crítico, no sobre-amortiguar la respuesta de todo modo superior de vibrar que pueda contribuir de manera importante a su respuesta dinámica; y no sobre-amortiguar la respuesta de los primeros modos de vibrar bajo la consideración del posible alargamiento de sus periodos (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural). Entre las razones que se han dado para el bajo nivel de amortiguamiento de edificios altos está la menor contribución relativa de los sistemas de cimentación y no estructural en relación con lo que se observa en edificios de menor altura.

La interacción suelo-estructura puede afectar la respuesta dinámica de un edificio alto, entre otras cosas, por lo siguiente:

1) La flexibilidad y el amortiguamiento en la interfase suelo-cimentación afecta la respuesta sísmica de la edificación. En edificios altos, los efectos más importantes suelen reflejarse en cambios en la distribución de desplazamientos en altura. Otros efectos incluyen el alargamiento del periodo fundamental de vibrar y un incremento en el amortiguamiento del sistema. Es importante mencionar que estos efectos generalmente no son importantes en edificios altos, y que la interacción pierde importancia para los modos superiores de vibrar de un sistema estructural.

2) Los movimientos del terreno en la cimentación suelen exhibir menor intensidad que el que se registraría en el sitio de construcción en condiciones de campo libre, y es posible que se generen movimientos rotacionales en la base de la cimentación.

Es posible utilizar diferentes enfoques para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el modelo de análisis no lineal. Los más rigurosos consideran una amplia malla tridimensional de elementos finitos para modelar el suelo, con la capacidad de considerar la variación espacial de movimientos del terreno que se propagan por el suelo e interactúan con la cimentación. Aunque estas Normas no descartan la posibilidad de usar enfoques refinados, permiten el uso de modelos simples de resortes y amortiguadores conectados a un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación. Estos elementos suelen ser lineales y sus constantes establecidas a partir de iteración.

### 6.2.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas

Las estructuras se analizarán para los efectos de las excitaciones sísmicas especificadas en el inciso 6.2.1, considerando la carga muerta y los valores instantáneos de la carga viva especificados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones sin factor de carga.

**Comentario:**

**De acuerdo con lo discutido antes, las propiedades de los modelos de análisis no lineal se establecen con los valores esperados de los diferentes parámetros de modelado. Esto incluye las cargas gravitacionales y las masas del sistema estructural.**

**6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación**

Para cada excitación sísmica considerada, se obtendrán valores individuales de respuestas, incluyendo valores máximos de las siguientes variables:

- a) Deformaciones inelásticas concentradas tales como las rotaciones de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales
- b) Distorsiones laterales de entrepiso

La capacidad de deformación de los miembros estructurales individuales se evaluará con base en datos de pruebas de laboratorio para elementos similares. Se tomarán como capacidades aceptables de deformación las correspondientes a 2/3 de las que conducen a falla por efectos de esbeltez o a un deterioro de 30 por ciento de la resistencia inicial del miembro ante carga monótona. En ningún entrepiso, el valor medio de las distorsiones que resulten del análisis podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en lastablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Para la revisión del estado límite de prevención de colapso, se revisará que la resistencia de los miembros estructurales en comportamientos que no desarrollan deformaciones inelásticas sea mayor que la demanda asociada al desarrollo del comportamiento no lineal. La revisión debe considerar como acciones de diseño los elementos mecánicos máximos y mínimos estimados durante el análisis para los comportamientos elásticos que sean relevantes para una respuesta no lineal estable del elemento estructural. Las capacidades resistentes correspondientes se establecen conforme a lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate con los valores esperados de resistencia. Si un elemento estructural no satisface los criterios de aceptación, por deformación o por fuerza, para cualquiera de los movimientos del terreno considerados, se considerará que el sistema estructural no es aceptable.

Para la revisión del estado límite de limitación de daños será suficiente hacer un análisis dinámico modal conforme a lo descrito en la sección 6.1, y de acuerdo con lo indicado en la sección 1.8 y el Capítulo 3.

**Comentario:**

**Para los fines de esta sección los elementos mecánicos que afectan a los miembros se clasifican en elementos mecánicos controlados por deformación y elementos mecánicos controlados por fuerza. Los elementos mecánicos controlados por deformación son aquellos que desarrollan comportamiento no lineal y se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Los elementos mecánicos controlados por fuerza no desarrollan comportamiento no lineal durante el sismo y se evalúan con base en la resistencia de los miembros estructurales. Para ilustrar esto conceptos, considere el caso del comportamiento de una viga de un marco dúctil. En este caso, el elemento mecánico controlado por desplazamiento sería la flexión que ocurre en los extremos de la viga, que está caracterizada, entre otras cosas, por la plastificación del refuerzo longitudinal. La demanda de deformación plástica puede evaluarse con un modelo de plasticidad concentrada, en que la rotación plástica representa la demanda no lineal. La capacidad de rotación plástica que tengan las articulaciones para el estado límite de prevención de colapso representa el límite del criterio de aceptación. La fuerza cortante para la viga representa el elemento mecánico controlado por fuerza. Es importante revisar que la viga tenga resistencia suficiente, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el material del que se trate, para resistir la fuerza cortante máxima que debe desarrollar, para hacer posible la fluencia en flexión de la viga durante toda la duración del sismo.**

Aunque en términos del comportamiento global del sistema estructural se impone como condición que el valor medio de las distorsiones máximas de los entrepisos no exceda, en ningún entrepiso, 125 por ciento de su distorsión límite, estas Normas fomentan que no se rebasen las distorsiones límite de las Tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 al indicar en el inciso 6.2.2 que cuando en un análisis se exceda el valor de la distorsión límite, el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica.

Optativamente, para revisar la respuesta calculada, se acepta adoptar como criterio de aceptación para los elementos mecánicos controlados por la deformación las capacidades de deformación establecidas en el ASCE 41-17 (2017) para seguridad de vida.

Será necesario además revisar los elementos mecánicos controlados por la fuerza. Para ello, es necesario revisar que los diferentes elementos estructurales tengan la capacidad resistente suficiente ante los correspondientes valores máximos y mínimos calculados durante los análisis no lineales. A diferencia de la resistencia que se calcula para los elementos mecánicos controlados por deformación (en cuyo cálculo se considera un factor de carga unitario), la resistencia ante los elementos mecánicos controlados por fuerza debe ser estimada con el factor de resistencia correspondiente de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del material del que se trate.

Las Normas aceptan revisar el estado límite de limitación de daños con un análisis modal espectral. Esto se debe a que para el sismo para el que se revisa dicho estado límite, el sistema estructural permanece elástico o con muy bajo nivel de comportamiento no lineal.

### 6.3 Revisión por cortante basal

Cuando se haga un análisis modal espectral,  $V_o/W_o$  no se tomará menor que el valor de  $a_{\min}$  establecido de acuerdo con la sección 1.7.  $V_o$  es la fuerza cortante en la base de la construcción y  $W_o$  el peso de la estructura al nivel del desplante.

#### **Comentario:**

Conforme a lo discutido en el comentario de la sección 1.7, las Normas establecen un requerimiento de cortante basal mínimo resistente para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos.

## 7. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para la aplicación de los requisitos contenidos en el presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

#### **Comentario:**

Esta Norma promueve el uso del análisis dinámico, ya que ofrece una mejor representación de la respuesta sísmica con fines de diseño. Debido a ello, el análisis estático se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean muy irregulares, ni para establecer las aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

### 7.1 Requisitos para la aplicación de este método de análisis

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares, según se define en el Capítulo 5, de altura no

mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40m y 30m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean muy irregulares de acuerdo con el Capítulo 5. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica establecidas en el inciso 2.7.1.

**Comentario:**

Las configuraciones de los sistemas de fuerzas laterales que se proponen para el método de análisis estático se basan en modelos matemáticos simplificados de los sistemas de fuerzas que se requieren para obtener estimaciones razonables de las fuerzas cortantes y distorsiones de entrepiso que resultan de los análisis modales de respuesta dinámica de sistemas regulares con diafragma rígido de piso; por ello, no son capaces de estimar con precisión suficiente las respuestas requeridas para diseño en las estructuras del Grupo A o en los que presenten irregularidades significativas. Las incertidumbres asociadas a estas estimaciones se acentúan cuando los resultados del análisis estático se comparan con las que resultan de análisis de respuesta no lineal paso a paso, las cuales crecen con las demandas globales de ductilidad.

### 7.2 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en los entrepisos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se spongán concentradas las masas de los pisos. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h_i$ , siendo  $h_i$  la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $c/(Q'R)$  pero no menor que  $a_0/R$ , donde  $a_0$  es la ordenada espectral que corresponde a  $T = 0$  y  $c$  el coeficiente que se consignan en el inciso 3.1.2. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésimo nivel,  $F_i$ , se determina como:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (7.2.1)$$

donde  $W_i$  es el peso de la  $i$ -ésima masa;  $h_i$ , la altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante; y  $Q'$ , el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en la sección 3.4. Para estimar las fuerzas laterales con la ecuación 7.2.1, el valor de  $Q'$  debe evaluarse con la ecuación 3.4.1 para el caso en que  $T$  este comprendido en el intervalo que va de  $T_a$  a  $T_b$ . El coeficiente  $c$  se obtendrá del SASID.

Las sumas deben llevarse a cabo sobre todos los niveles del sistema estructural.

**Comentario:**

La ecuación 7.2.1 resulta de la suposición de que la aceleración efectiva varía en forma lineal con la altura del nivel de interés con respecto al nivel de desplante.

### 7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del período fundamental

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas con la ecuación 7.2.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura,  $T$ , de acuerdo con lo siguiente:

a)  $T$  se tomará igual a:

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} \quad (7.3.1)$$

donde  $X_i$  es el desplazamiento del  $i$ -ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza, y  $g$  la aceleración de la gravedad.

Las sumatorias se llevan a cabo sobre todos los niveles.

b) Si  $T$  es menor o igual a  $T_b$ , se procederá como en la sección 7.2, pero de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $a/(Q'R)$ , calculándose  $a$ ,  $Q'$  y  $R$  como se especifica en el Capítulo 3.

c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_3 h_i + k_4 h_i^2) \frac{a}{Q'R} \quad (7.3.2)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (7.3.3)$$

$$k_4 = 1.5(1-p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (7.3.4)$$

yp se calcula con la ecuación 3.1.3.

a no se tomará menor que  $a_0$ .

**Comentario:**

Se presenta una manera aproximada de tomar en cuenta la variación de las ordenadas espectrales para diseño sin necesidad de realizar un análisis dinámico lineal. La ecuación 7.3.1 es rigurosamente válida para el caso de un sistema simétrico en el que  $X_i$ ,  $F_i$  se tomen iguales a los desplazamientos laterales y las fuerzas de inercia que corresponden al modo fundamental de vibración de dicho sistema, respectivamente.

La ecuación 7.3.2 incluye las posibles aportaciones de los modos superiores de vibración para sistemas estructurales con periodos fundamentales de vibración mayores que  $T_b$ . Debido a que la ecuación 7.3.2 resulta en una caída más lenta de las ordenadas espectrales para periodos mayores que  $T_b$ , con relación a lo contemplado por los espectros de diseño del Capítulo 3, las ordenadas espectrales de desplazamiento contempladas por el análisis estático no convergen al desplazamiento del terreno para periodos largos.

## 8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los requerimientos de este capítulo aplican a estructuras desplantadas en las Zonas II o III.

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones indicadas en las ecuaciones 8.1 y 8.2:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad (8.1)$$

$$\frac{D}{r} > 0.5 \quad (8.2)$$

$$r = \sqrt{A/\pi}$$

A área de la cimentación

- D profundidad de desplante  
 $\tau_v$  tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante,  
 $= D/V_s$   
 $V_s = 4H_s/T_s$   
 $H_s$  profundidad de la segunda capa dura; que se tomará del SASID mencionado en el Capítulo 3

Si no se cumplen las ecuaciones 8.1 y 8.2, podrán reducirse los espectros de diseño de campo libre como se indica en la sección 8.1.

Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición indicada en la ecuación 8.3:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (8.3)$$

- $T_e$  periodo fundamental de la estructura con base rígida  
 $H_e$  altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.  
 $T_s$  periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

Los valores de  $H_s$  se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o , si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará el valor calculado con la ecuación 8.4.

$$H_s = \frac{V_s T_s}{4} \quad (8.4)$$

Donde  $V_s$  deberá ser determinada de la misma manera, a partir de estudios locales de mecánica de suelos. En caso que éstos sean insuficientes para obtenerla, se podrá adoptar un valor de  $V_s=80$  m/s.

#### Comentario:

**Para estructuras desplantadas en las Zonas II o III, los espectros de diseño para campo libre especificados en el Capítulo 3 pueden no representar correctamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas.**

Los efectos de interacción cinemática se manifiestan en una diferencia entre el movimiento del terreno en ausencia de la estructura (campo libre) y la excitación en la base del sistema estructural (movimiento efectivo). Las principales diferencias se refieren a una reducción en la amplitud del movimiento horizontal, especialmente los componentes de movimiento asociados a frecuencias altas (periodos cortos) y a la generación de movimientos rotacionales en la base de la cimentación. Los efectos de interacción inercial modifican los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura.

La importancia de la interacción cinemática depende fundamentalmente del tamaño de la cimentación y su relación con la longitud de onda de los trenes de onda incidentes. La longitud de onda depende de la velocidad de propagación de ondas de corte del suelo ( $V_s$ ). Las condiciones impuestas por las ecuaciones 8.1 y 8.2 se establecieron a partir del estudio de la respuesta de una cimentación circular infinitamente rígida y carente de masa embebida en un estrato de suelo homogéneo de profundidad finita. La desigualdad contenida en la ecuación 8.1 expresa la relación entre la profundidad de desplante del cimientto y el espesor del estrato deformable. Esta relación queda definida por el tiempo que tarda una onda de corte en recorrer verticalmente todo el cimientto ( $\tau_v$ ) y el tiempo que tarda la misma onda en recorrer el estrato de



suelo compresible (que es proporcional al periodo dominante de vibrar del sitio,  $T_s$ ). Si la condición impuesta por la ecuación 8.1 se satisface, puede considerarse que la profundidad de desplante de la cimentación es lo suficientemente pequeña, de tal manera que la diferencia entre los movimientos de campo libre y el movimiento efectivo en la base del cimiento es despreciable. La ecuación 8.2 considera la relación de esbeltez de la cimentación. Si la condición impuesta se satisface, puede considerarse que el cimiento es lo suficientemente robusto, de tal manera que las rotaciones introducidas por la interacción cinemática en la base del cimiento son despreciables. Las ecuaciones 8.1 y 8.2 indican que a medida que el cimiento es más profundo o el suelo más flexible (valores más pequeños de  $V_s$ ), la interacción cinemática comienza a producir cambios en una mayor proporción del movimiento, comenzando para frecuencias cada vez más bajas (periodos más largos) (Kausel, Whitman, Morray, & Elsabee, 1978).

La importancia de la interacción inercial depende de la relación que guardan las rigideces del sistema suelo-cimentación y la estructura. La ecuación 8.3 considera el cociente de la rigidez lateral del suelo de desplante y la rigidez lateral de la estructura, expresadas como el cociente de la altura del sistema (suelo o estructura) y su periodo fundamental de vibrar. Si la rigidez lateral del suelo es 2.5 veces mayor que la rigidez lateral de la estructura, las deformaciones introducidas en el suelo por las fuerzas inerciales que se desarrollan en la estructura pueden considerarse despreciables (Avilés & Pérez-Rocha, 1996). Cuando esto ocurre es posible analizar la estructura como si tuviera base rígida.

### 8.1 Interacción cinemática

Para modificar espectros de diseño en superficie por efecto del enterramiento de la cimentación, se podrán determinar espectros de sótano siguiendo los pasos generales que se señalan en la sección A.1.

#### Comentario:

En general, para estructuras con relación de esbeltez moderada y cimentaciones no muy profundas, los efectos cinemáticos suelen ser menos importantes que los inerciales. Se ha observado (Avilés & Pérez-Rocha, 2003) que para la Ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que la excitación efectiva de la base obtenida de un análisis de interacción cinemática.

Sin embargo, debido a que es cada vez más común el uso de cajones de cimentación de gran profundidad, los efectos de interacción cinemática han tomado mayor importancia. Es por ello por lo que estas Normas incluyen lineamientos para revisarlos. Es importante recalcar que, dado que la interacción cinemática reduce la amplitud del movimiento de entrada, es importante tener cuidado en cuanto la validez de los métodos usados para evaluarla. La sección A.1 incluye lineamientos que deben seguirse para realizar este tipo de análisis.

### 8.2 Interacción inercial

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

#### Comentario:

Para el caso de la interacción inercial, las Normas se limitan a considerar sus efectos en el periodo y el amortiguamiento del modo fundamental de vibrar, así como en la relación que existe entre el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  y el factor de reducción por

**comportamiento sísmico  $Q'$ . Estas modificaciones pueden generar variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro que deben ser consideradas para el diseño del sistema suelo-estructura.**

### 8.2.1 Cortante basal modificado

Estos requisitos pueden usarse con los métodos de análisis estático o dinámico modal. Cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (8.2.1)$$

$W_o$  peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

$W_e$  peso efectivo de la estructura, igual a  $0.7W_o$ , excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a  $W_o$ .

Las ordenadas espectrales de diseño  $a'$  y  $\tilde{a}'$ , sin y con efectos de interacción, respectivamente, se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad (8.2.2)$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \quad (8.2.3)$$

$a$  ordenada espectral elástica para el periodo  $T_e$  y el amortiguamiento  $\zeta_e = 5\%$  de la estructura con base rígida

$\tilde{a}$  ordenada espectral elástica para el periodo  $\tilde{T}_e$  y amortiguamiento  $\tilde{\zeta}_e$  de la estructura con base flexible

$Q'$  y  $\tilde{Q}'$  factores de reducción por comportamiento sísmico sin y con efectos de interacción, respectivamente

$\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$ , se calcularán como se indica en el inciso 8.2.3

El factor de sobre-resistencia  $R$  es independiente de la interacción suelo-estructura.

El factor de reducción por comportamiento sísmico,  $\tilde{Q}'$ , se calculará como:

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k} \frac{\tilde{T}_e}{T_a}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}\tilde{p}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (8.2.4)$$

donde:

$$\tilde{p} = p(\tilde{T}_e)$$

$$\tilde{\beta} = \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)$$

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1)T_e^2 / \tilde{T}_e^2$$

Para la evaluación de  $\tilde{p}$  y  $\tilde{\beta}$  se usan las ecuaciones 3.1.3 y 3.1.4, respectivamente.

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor  $\tilde{V}_o/V_o$  a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo  $V_o = aW_o$  la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis,  $\tilde{V}_{o1}$ , se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{o1} = \tilde{a}'W_e \quad (8.2.5)$$

donde  $\tilde{a}'$  se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo, y el peso modal efectivo con la ecuación 6.1.1.

Los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a los que tienen para la estructura con base fija.

Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor  $\tilde{V}_{o1}/V_{o1}$  a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo  $V_{o1} = a'W_e$  la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

#### **Comentario:**

Si se usa el análisis estático de acuerdo con la sección 7.3, el cortante basal modificado por interacción está dado por la ecuación 8.2.1. La contribución de los modos superiores de vibrar queda considerada implícitamente al emplear el peso total de la estructura  $W_o$  (en lugar de su peso efectivo  $W_e$ ). El término  $(a' - \tilde{a}')W_e$  representa los efectos de interacción suelo-estructura en el cortante basal, asociados exclusivamente al modo fundamental de vibrar. El signo de este término puede ser negativo, con lo que, en lugar de una reducción, se incrementará el cortante basal.

El valor de la ordenada espectral elástica se modifica debido al efecto del alargamiento del periodo fundamental de vibrar y del incremento del amortiguamiento del sistema. La modificación resulta de tres condiciones diferentes:

- 1) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama ascendente del espectro, ( $T_c < T_a$ ), la interacción suelo-estructura puede incrementar o reducir el valor de la ordenada espectral elástica en función de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Mientras que el alargamiento del periodo resulta en una mayor ordenada espectral, el aumento de amortiguamiento tiene el efecto contrario.
- 2) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la parte plana del espectro ( $T_a < T_c < T_b$ ), la interacción suelo-estructura reducirá o no modificará el valor de la ordenada espectral elástica. La magnitud de la modificación depende de los valores del periodo y amortiguamiento del sistema con base flexible.
- 3) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama descendente del espectro, ( $T_b < T_c$ ), la interacción reducirá el valor de la ordenada espectral elástica tanto por el alargamiento del periodo como por el aumento del amortiguamiento.

De manera adicional, los efectos de interacción suelo-estructura modifican la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y el factor de reducción por comportamiento sísmico ( $Q'$ ). En sistemas con base flexible, los desplazamientos totales son producto de dos componentes de deformación, uno asociado con la deformación de la estructura y el otro a su movimiento de cuerpo rígido (corrimiento y rotación del cimiento). Las relaciones

convencionales entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad en la estructura se basan en la consideración de que todo el desplazamiento del sistema se debe a su deformación lateral. Dado que el comportamiento inelástico del sistema solamente afecta al componente de desplazamiento asociado con la deformación de la estructura, la relación que existe entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad se ve modificada cuando se considera una base flexible. Este efecto ha sido caracterizado por Rosenblueth y Reséndiz (1988), Avilés y Pérez-Rocha (2005), Pérez-Rocha y Avilés (2003), Ghannad y Ahmadnia(2006), Eser y Aydemir(2011), entre otros. Es por esto necesario considerar un valor del factor de reducción por comportamiento sísmico modificado por interacción  $\tilde{Q}$ . Para el cálculo de este factor, se utiliza un valor del factor de comportamiento sísmico modificado por interacción  $\tilde{Q}$ . Este factor no indica que la capacidad de deformación inelástica de la estructura se modifique por efectos de interacción suelo-estructura, sino que la deformación elástica se incrementa debido a la flexibilidad de la base.

La ecuación 8.2.4 considera que el sistema suelo-estructura exhibe comportamiento elasto-plástico perfecto. Se ha mostrado que en sistemas con rigideces post-fluencia diferentes de cero, las variaciones en la relación entre  $\tilde{Q}$  y  $\tilde{Q}'$  producidas por los efectos de interacción suelo estructura son menores (Avilés & Pérez-Rocha, 2011). Además, se ha comprobado con análisis estáticos no lineales, que el factor de sobre-resistencia de las estructuras no se ve modificado por efecto de la interacción suelo-estructura (Fernández, Tapia, & Dávalos, 2015).

Para el análisis estático, la determinación del factor  $\tilde{V} = V/V_0$  permite evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura. En general, la condición de que este factor no se tome menor que 0.75 ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo dominante del terreno, y la de que no se tome mayor a 1.25, en caso contrario. Las Normas limitan el posible incremento de cortante basal debido, esencialmente, a las grandes incertidumbres involucradas en la estimación de la sobre-resistencia estructural y a la forma conservadora de los espectros de diseño.

El análisis dinámico modal espectral se limita a considerar el efecto de la interacción suelo - estructura en la respuesta del modo fundamental de vibrar. Los valores límite del factor  $\tilde{V} = V/V_0$  se consideran igual que para el análisis estático.

### 8.2.2 Desplazamiento lateral modificado

Cuando se aplique el análisis estático, los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_0}{V_0} \left[ X_i + \frac{V_0}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_0}{K_r} \right] \quad (8.2.6a)$$

- $M_0$  momento de volteo en la base de la cimentación.  
 $X_i$  desplazamiento del i-ésimo nivel a la altura  $h_i$  sobre el desplante, calculado en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.  
 $K_h$  y  $K_r$  rigidez de traslación y de rotación de la cimentación, respectivamente. Se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[ X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right] \quad (8.2.6b)$$

$V_{o1}$	y	fuerza cortante y momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$M_{o1}$		
$X_{i1}$		desplazamiento del i-ésimo nivel a la altura $h_i$ sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

La contribución de los modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija.

Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

**Comentario:**

El primer término de la ecuación 8.2.6a se refiere a la deformación de la estructura; y el segundo y tercer términos, al corrimiento y rotación de la cimentación, respectivamente. La ecuación supone que el corrimiento y rotación de la cimentación se produce en su base. Es por ello por lo que la altura del i-ésimo nivel, considerada en la contribución al desplazamiento de la rotación de la cimentación, está incrementada por la profundidad de desplante del cimiento. Esta profundidad de desplante corresponde a la del cajón de cimentación o a la de la zapata de cimentación. Para el caso de cimentaciones con base en pilotes de fricción, la profundidad de desplante debe tomarse desde el desplante de la losa de cimentación a la cual esté ligada la parte superior de los pilotes (cabeza del pilote). La ecuación 8.2.6b se utiliza para el método dinámico modal, utilizando los valores de cortante basal con base rígida y base flexible, momento de volteo y desplazamientos del primer modo de vibrar ( $V_{o1}$ ,  $\tilde{V}_{o1}$ ,  $M_{o1}$  y  $X_{i1}$ ).

Al igual que para el cálculo del cortante basal con el método dinámico modal espectral, el procedimiento incluido en las Normas para el cálculo de los desplazamientos laterales considera que las formas modales de la estructura con base rígida y base flexible son iguales, y que la respuesta dinámica de los modos superiores no se modifica por interacción suelo-estructura.

### 8.2.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (8.2.7)$$

$T_h$  periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (8.2.8)$$

$T_r$  periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (8.2.9)$$

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left( \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (8.2.10)$$

$\zeta_h$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (8.2.11)$$

$\zeta_r$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (8.2.12)$$

$C_h$  y  $C_r$  fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Las rigideces de los resortes elásticos,  $K_h$  y  $K_r$ , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos,  $C_h$  y  $C_r$ , se obtendrán de la tabla 8.2.1 para la frecuencia angular efectiva del sistema,  $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$ , considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación. Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad (8.2.13)$$

$$R_h = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (8.2.14)$$

A área de la superficie neta de la cimentación

I momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del suelo, se podrán emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$  del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de  $K_h$  y  $K_r$  así como de  $C_h$  y  $C_r$ , cambian con la frecuencia.

Los valores de estos resortes y amortiguadores del suelo se obtienen como se indica en la tabla 8.2.1 para cimentaciones someras o con pilotes.

Tabla 8.2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes

Cimentaciones someras		Parámetros de frecuencia		Coeficiente de amortiguamiento	
$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_c}$		$\eta_m = \omega R_m / \beta_s$ $\eta_s = \pi R_h / 2H_s$ $\eta_p = [2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s)$		Coeficiente de amortiguamiento	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento		
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left( 1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left( 1 + \frac{2D}{3R_h} \right)$ $\times \left( 1 + \frac{5D}{4H_s} \right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{hs}^2};$ si $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576;$ si $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1$		
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left( 1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left( 1 + \frac{D}{2R_v} \right)$ $\times \left[ 1 + \left( 0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0;$ si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu_s) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v};$ si $\eta_v \geq \eta_p$		
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left( 1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left( 1 + \frac{2D}{R_r} \right)$ $\times \left( 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r;$ si $\eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5;$ si $\eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r;$ si $\eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2};$ si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2};$ si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$		

**Cimentaciones con pilotes**

$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_e}$			
Parámetros de frecuencia $\left\{ \begin{array}{l} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4 \eta_s / [\pi(1 - \nu_s)] \end{array} \right.$			
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8 \zeta_s$ ; $c_h = 0.8 \zeta_s + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17} \eta$ ; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left( \frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$ ; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$ ; $c_v = \frac{0.413 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.33}}{1 + \nu_s} \left( 1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2} \right)^{0.8} \eta^{0.8}$ ; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$



**Comentario:**

El análisis espectral (ya sea estático o dinámico modal), considera respuestas de sistemas de un grado de libertad. En congruencia, las ecuaciones 8.2.7 y 8.2.10 consideran la respuesta del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura con base flexible a partir de la respuesta de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad, con propiedades dinámicas tales (periodo y amortiguamiento efectivo,  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$ , respectivamente) que su respuesta sea la misma que la del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura (Avilés & Pérez-Rocha, 1996). Para una explicación más detallada de las ecuaciones y su uso, puede consultarse Wolf (1985) y Avilés y Pérez Rocha (1996).

La modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía por comportamiento histerético (amortiguamiento del material), la radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), y la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. Dado que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y por consiguiente, reducir el amortiguamiento aparente, es posible que el amortiguamiento del conjunto suelo-estructura sea menor que el correspondiente a la estructura con base rígida. Este efecto suele ser importante en estructuras esbeltas, que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación. Si no se toma en cuenta explícitamente la interacción cinemática de acuerdo con los procedimientos incluidos en la sección A.1, sus efectos se supondrán implícitos al restringir la posible reducción del amortiguamiento al valor nominal de 5 por ciento supuesto en los espectros de diseño. Si se opta por incluir de manera explícita los efectos de la interacción cinemática, se considera el valor de amortiguamiento establecido con la ecuación 8.2.10 (aun cuando éste sea menor que 5 por ciento).

Con rigor, el periodo fundamental de vibrar del sistema se calcula mediante iteraciones porque las rigideces  $K_h$  y  $K_r$ , que modelan la rigidez del suelo, deben evaluarse para una excitación de frecuencia  $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$ . Una aproximación razonable puede obtenerse con los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de vibrar correspondiente a base rígida,  $\omega = 2\pi/T_e$ . El amortiguamiento del sistema se determina directamente una vez conocido su periodo.

Las iteraciones necesarias para resolver las ecuaciones 8.2.7 y 8.2.10 generalmente no son más de tres.

El uso de resortes y amortiguadores para considerar la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación es conveniente para representar el comportamiento de un medio continuo (el suelo) en modelos discretos que consideran elementos de tamaño finito (como los que se utilizan comúnmente en la práctica profesional). Es importante hacer énfasis en que la aproximación que se obtiene al utilizar resortes y amortiguadores para representar el suelo depende de la manera en que se determinen sus constantes. Para el caso de la respuesta dinámica, es importante considerar la masa y la rigidez del suelo, así como los posibles mecanismos de disipación de energía del medio en el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento.

En la tabla 8.2.1 se resumen las ecuaciones para calcular las constantes de los resortes y amortiguadores equivalentes de cimentaciones someras o con pilotes, para diferentes modos de vibrar. Las ecuaciones tienen una forma general única, tanto para cimentaciones someras como para cimentaciones con pilotes. En ellas, el modo de vibrar de referencia se caracteriza por el subíndice  $m$ . De esta manera, cuando se hace referencia al modo horizontal se considera  $m = h$ ;  $m = v$  para el modo vertical; y para el modo rotacional  $m = r$ . Dichas ecuaciones están basadas en los resultados reportados por Gazetas(1991) y Sieffert y Cevaer(1992). En ellas se han despreciado las condiciones de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación (por ejemplo, la separación de las paredes en el caso de cajones, o el remoldeo del suelo durante el hincado de pilotes). Los valores de amortiguamiento establecidos conforme a la tabla presentan saltos alrededor de las frecuencias resonantes del estrato, lo que refleja el efecto de las frecuencias críticas en el amortiguamiento por radiación.

Las ecuaciones de la tabla 8.2.1 que corresponden a cimentaciones someras consideran que las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación son lo suficientemente pequeñas para ser despreciadas. Esta es una situación común para zapatas y cajones de cimentación. El segundo grupo de ecuaciones considera el efecto de las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación. Esta situación suele ser importante en cimentaciones profundas (pilas o pilotes) debido a su flexibilidad lateral.

Dado que las expresiones incluidas en la tabla 8.2.1 han sido calculadas para cimentaciones circulares, las cimentaciones someras con forma no circular en planta deben ser representadas mediante una dimensión característica correspondiente a los radios de un círculo equivalente (ecuaciones 8.2.13 y 8.2.14). La equivalencia depende del modo de vibrar bajo consideración. Para los modos de vibrar horizontal y vertical (h y v) se utiliza el radio de un círculo equivalente con área igual a la de la superficie en planta de la cimentación (ecuación 8.2.13). Para el modo rotacional (r) se debe utilizar el radio de un círculo equivalente en términos de momento de inercia (ecuación 8.2.14).

Durante el análisis de efectos de interacción suelo-estructura, suelen expresarse los resultados en función de la frecuencia de análisis normalizada respecto al tamaño característico de la cimentación y la velocidad de la propagación de ondas. En la tabla 8.2.1 la frecuencia normalizada se denota por la letra  $\eta$ . Para cimentaciones superficiales, la normalización puede hacerse respecto al radio equivalente en términos de área o momento de inercia. Por esta razón, en la tabla 8.2.1 la frecuencia normalizada se define como  $\eta_m$ , en donde para los modos horizontal y vertical ( $m=h$  y  $m=v$ ), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de área. Para el modo rotacional ( $m=r$ ), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de momento de inercia. En el caso de pilotes, la frecuencia de análisis debe normalizarse con su diámetro.

Un fenómeno importante que frecuentemente es ignorado en la práctica es que el amortiguamiento por radiación no es activado por debajo de ciertas frecuencias críticas de los depósitos de suelo (Meek & Wolf, 1991). En particular, para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores de amortiguamiento son muy bajos y corresponden exclusivamente al comportamiento histerético del suelo (el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo para este intervalo de frecuencias). Las frecuencias críticas de un estrato uniforme quedan definidas por sus frecuencias fundamentales de vibrar transversal ( $\eta_s$ ) y vertical ( $\eta_p$ ), según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan ondas P.

Se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar con sencillez las rigideces y amortiguamientos de pilotes individuales. En la tabla 8.2.1 se consignan ecuaciones para pilotes de fricción, las cuales son aplicables a pilotes flexibles en que  $L > L_c$ , siendo L la longitud del pilote; y  $L_c = 2d(E_p/E_s)^{0.25}$ , su longitud activa (la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga lateral al suelo). No se dispone de una teoría confiable que permita evaluar de manera práctica las rigideces y amortiguamientos de pilotes de punta o pilas. En general, la rigidez rotacional de los sistemas de cimentación con base en pilotes o pilas de punta suele ser alta. Dado que, para estructuras convencionales, las mayores modificaciones introducidas por la interacción inercial están asociadas a la rotación de la cimentación, es de esperarse que los efectos de interacción no sean muy pronunciados para estructuras cimentadas en pilas y pilotes de punta. Si el estrato en que se desplantan la punta de las pilas o los pilotes no es muy rígido, podrá utilizarse como una aproximación para el cálculo de la rigidez rotacional modelos numéricos del sistema suelo-pilote que representen las condiciones del problema, o la siguiente expresión (que corresponde a la ecuación A.32 de la versión anterior de estas Normas):

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43G\left(\frac{d}{2}\right)^3} + \sum x_i^2 K_{vi}} \quad (\text{C-8.2.1})$$

donde:

**G** es el módulo de rigidez al corte del suelo de soporte.

**K<sub>vi</sub>** es la rigidez axial del i-ésimo pilote bajo la suposición de que su punta no se desplaza verticalmente.

**x<sub>i</sub>** es la distancia entre el centro del pilote y eje centroidal del grupo de pilotes.

En un arreglo de pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo debido a la interacción que se da entre pilotes a través del suelo. En la mayoría de los casos el efecto de grupo reduce la rigidez del grupo de pilotes y estas reducciones pueden ser importantes (Dobry & Gazetas, 1988) Murià et al. (2008) (Correa Giraldo & Murià-Vila, 2005). Sin embargo, existen condiciones para las cuales el efecto de grupo puede incrementar la rigidez del grupo de pilotes (Dobry & Gazetas, 1988). En el caso que se decida considerar los efectos de grupo, es posible utilizar el procedimiento de superposición propuesto por Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción, usando factores de interacción dinámica que reflejen la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, exactamente como se hace con los factores de interacción estática introducidos por Poulos (1968). Esta metodología está incluida en el capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la CFE (INEEL, 2017).

## 9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

Las presentes Normas sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de estas Normas y reciban la aprobación de la Administración.

## 10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Capítulo 4, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor.

En su caso, para estructuras dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017, se seguirá lo establecido en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor  $F_a$  establecido en la sección 2.5. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de  $\alpha$  usado para estimar los parámetros de la tabla 2.5.1 será igual a:

$$\alpha = \theta_a \quad (10.1)$$

Donde  $\theta_a$  es el desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante. En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de  $\alpha$  considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ecuación 10.2 cuando el desplomo se dé en el sentido débil

de la estructura (sentido en que la estructura alcanza  $V_b^d$  en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ecuación 10.3 cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza  $V_b^f$  en ausencia de desplomo).

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \quad (10.2)$$

$$\alpha = \left| \alpha_{sd} - \theta_a \right| \quad (10.3)$$

donde  $\alpha_{sd}$  se estima con la ecuación 2.5.3, y  $V_b^f$  y  $V_b^d$  son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2, se hará consideración explícita de la inclinación.

Además de cumplir, en su caso, los requisitos de las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017, cuando se refuerce una construcción con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse según la sección 2.7 que los sistemas de piso tengan la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

**Comentario:**

**Se acepta que el diseñador seleccione el valor de Q para edificios existentes. Ello en virtud de que las propiedades de los materiales y el detallado pueden diferir de los especificados por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento. Además, en este caso cabe un mayor ejercicio del criterio que en el diseño de estructuras nuevas, tanto porque las existentes pueden ya haber pasado la prueba de verse sujetas a uno o más temblores intensos, como porque este mismo hecho seguramente las dañó en algún grado aun cuando ello no se detecta a simple vista.**

**La disposición referente al efecto de desplomes en la capacidad sísmica estructural se relaciona con la aplicación de lo que se especifica en la sección 2.5 para estructuras cuya capacidad ante carga lateral difiere en los dos sentidos de la dirección en que se analiza. Cuando una construcción presente desplomo y, además, asimetría en fluencia en la misma dirección se sumarán los dos efectos; si la estructura no presenta asimetría en fluencia,  $\alpha_{sd}$  es igual a cero, y por lo tanto se usará la ecuación 10.1, en donde  $\theta_a$  representa el nivel de asimetría. En el caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en presencia de desplomo, se usará la ecuación 10.2. El efecto acumulativo al que se refieren las ecuaciones 10.2 y 10.3, considera el hecho de que la rigidez lateral de la estructura es la misma en ambos casos, como se ilustra en la Figura C-10.1.**

**El permitir que se adopte en ciertas condiciones el valor de Q que corresponde a los elementos estructurales adicionales para estructuras que se refuercen constituye una concesión con el fin de no encarecer su refuerzo excesivamente. Al hacer esta concesión se admite que podrá dañarse ligeramente la estructura existente, pero se protege su estabilidad con los elementos que se adicionan. Se requiere, sin embargo, verificar que las fuerzas verticales y horizontales se trasmitan adecuadamente para que la estructura existente no falle ante ninguno de estos sistemas de fuerzas.**

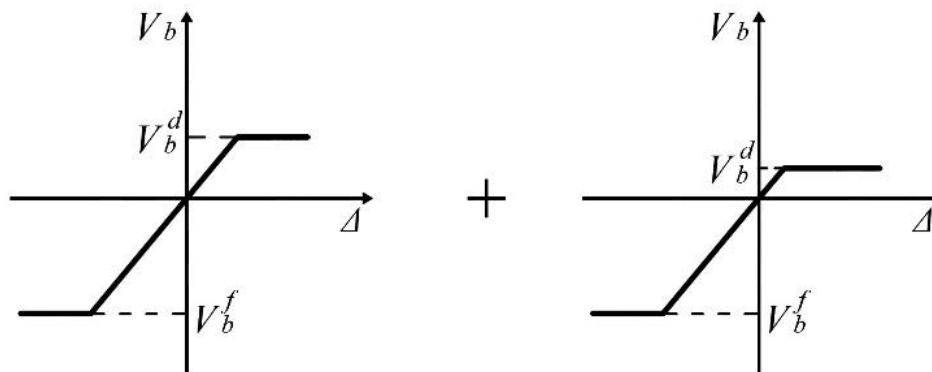


Figura C-10.1 - Fuerzas cortantes de fluencia en la estructura

## 11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción de la Administración, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada. Lo anterior requerirá del planteamiento de criterios basados en el análisis dinámico no lineal paso a paso de la respuesta sísmica, que establezcan con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para el sismo de diseño. Estos análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en la sección 6.2.

### Comentario:

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales diseñados conforme a ellas, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en la sección 1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño.

Es posible utilizar criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral para el diseño de sistemas de control, y de cualquier otro tipo de dispositivo o miembro que no pueda diseñarse de manera pertinente con un formato basado en fuerzas. También será posible usar estos criterios para plantear sistemas estructurales con desempeño sísmico superior al contemplado en la sección 1.1, como sería el caso de un diseño basado en resiliencia enfocado a minimizar pérdidas y satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata, o el caso de un nivel de desempeño intermedio entre los estados límite de limitación de daño y seguridad ante colapso.

El uso de criterios de diseño basados en el control de desplazamiento requiere del uso del análisis dinámico no lineal y de la aceptación por parte de la Administración de la pertinencia de la solución propuesta. Debe cumplirse con las disposiciones de la Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

## 12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Cuando en el sistema estructural se utilicen dispositivos de control de la respuesta dinámica de la estructura, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los hasta aquí especificados si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan. En el Apéndice B se presentan criterios para el diseño de los elementos disipadores y los miembros estructurales en edificios, así como las pruebas de laboratorio para determinar las funciones características de comportamiento cíclico de los disipadores y los criterios para su control de calidad.

**Comentario:**

Existen diversos sistemas útiles para controlar la respuesta sísmica de las estructuras, por ejemplo, disipadores de energía, aisladores sísmicos, amortiguadores de masa resonante, combinación de estos, etc. Debido a que el comportamiento de las estructuras equipadas con este tipo de dispositivos es diferente al de las estructuras convencionales, es necesario que su diseño cuente con aprobación de la Administración y que se cumpla con las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones en lo referente a la revisión del proyecto estructural. El Apéndice B de estas Normas proporciona recomendaciones generales para el diseño de edificios con disipadores de energía; sin embargo, no se incluyen para estructuras con aislamiento sísmico en su base. Las recomendaciones de Mena y Pérez (INEEL, 2017) y Tena-Colunga (2013) pueden ser útiles para los diseñadores de este tipo de estructuración.

**APÉNDICE A. Determinación del espectro de diseño para un sitio específico**

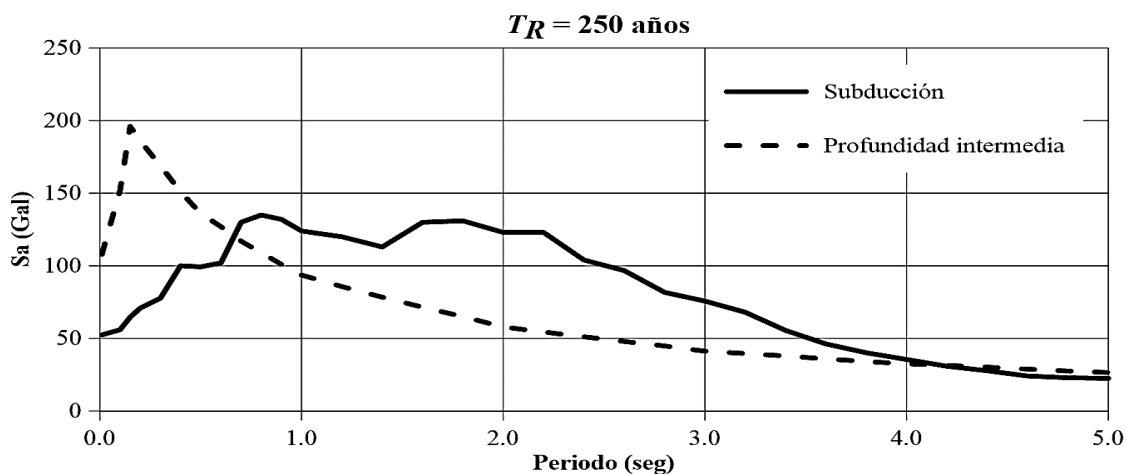
En el presente apéndice se estipulan los métodos y procedimientos generales para:

- Determinar espectros específicos de sitio a partir de las propiedades del suelo, haciendo intervenir los efectos de la interacción cinemática suelo-estructura.
- Determinar el periodo dominante de vibrar de un sitio,  $T_s$ .

**A.1 Determinación de espectros específicos de sitio, incluyendo interacción cinemática suelo-estructura**

El estudio para determinar los espectros de sitio seguirá los pasos generales siguientes:

- Construir un modelo estratigráfico del subsuelo que contenga los espesores de los estratos y la profundidad del basamento, junto con los valores correspondientes de las velocidades de ondas de cortante, pesos específicos y amortiguamientos. Se entiende como basamento a la capa en la que puede considerarse ocurre el movimiento sísmico de diseño para la Zona de Lomas, caracterizado por los espectros de peligro uniforme que se presentan en la figura A.1.1.
- Calcular la función de transferencia de campo libre, como el cociente del espectro de Fourier del movimiento en la superficie, entre el espectro de Fourier del movimiento de entrada, suponiendo propagación vertical de ondas de cortante. Para este cálculo se tendrán en cuenta las incertidumbres en los parámetros del modelo estratigráfico del subsuelo, las incertidumbres inherentes a la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante y el efecto de la no linealidad de los materiales. Deberán usarse en este cálculo métodos de aceptación generalizada en la práctica profesional.



**Figura A.1.1** Espectros de peligro uniforme del movimiento de diseño para la Zona de Lomas, para los dos grupos de temblores considerados

c) Convertir los espectros de peligro uniforme de la figura A.1.1, que corresponden a dos grupos diferentes de eventos sísmicos, en espectros de potencia o de amplitudes de Fourier. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada,  $D_B$ , que se tomará igual a:

$$D_B = \begin{cases} 80 \text{ s} & \text{eventos de subducción} \\ 40 \text{ s} & \text{profundidad intermedia} \end{cases} \quad (\text{A.1.1})$$

Estas duraciones están asociadas a los eventos de subducción y profundidad intermedia que más contribuyen al peligro sísmico para un periodo de retorno de 250 años. En el caso de eventos de subducción, se trata de un evento con magnitud 7.8 a 265 km de distancia focal; para los eventos de profundidad intermedia, el sismo dominante tiene magnitud 7.5 y distancia focal de 110 km.

d) Obtener el espectro de potencia en la superficie, multiplicando la amplitud de la función de transferencia de campo libre al cuadrado por el espectro de potencia en el basamento. Si no se requiere incluir el efecto de interacción cinemática suelo-estructura, deberá continuarse con el paso (e); en caso contrario, se sigue con el paso (f).

e) Si no se requiere incluir interacción suelo-estructura, se determinarán dos espectros de respuesta de sitio, uno para cada grupo de eventos, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, usando como excitación de la base el espectro de potencia en la superficie y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias. La duración del movimiento en la superficie,  $D_s$ , se calculará con la siguiente expresión:

$$D_s = D_B + 20(T_s - 0.5) \quad (\text{A.1.2})$$

donde  $T_s$  se especifica en segundos y  $D_s$  se obtiene en segundos.

Se considerará que los espectros de respuesta obtenidos son los espectros de peligro uniforme en el sitio en cuestión, uno por grupo de eventos, todavía sin incluir efectos de interacción cinemática suelo-estructura. El correspondiente espectro de diseño se obtendrá como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta calculados en los pasos e) o f), ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en el inciso 3.1.2. En ningún caso se permitirá que el coeficiente  $c$  al que se refiere el propio inciso 3.1.2 sea menor al que puede obtenerse de la figura A.1.2, como función del periodo  $T_s$  calculado para el sitio como se especifica en la sección A.2.

f) Si se requiere incluir la interacción cinemática suelo-estructura, se deberá calcular la función de transferencia cinemática como el cociente del movimiento en la base de la cimentación entre el movimiento en la superficie del terreno:

$$H_c(\omega_e) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi \omega_e}{2 \omega_c}\right) & \text{si } \omega_e \leq 0.7\omega_c \\ 0.453 & \text{si } \omega_e > 0.7\omega_c \end{cases} \quad (\text{A.1.3})$$

$\omega_e$  frecuencia de excitación

$\omega_c$  frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante  $D$

$$\omega_c = \pi V_s / 2D$$

$V_s$  velocidad efectiva de ondas de cortante

El espectro de potencia del paso d) se multiplicará por esta función de transferencia al cuadrado, con lo que se obtendrá el espectro de potencia en la cimentación. Los espectros de respuesta correspondientes, uno por grupo de eventos, se determinará, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, a partir de los espectros de potencia de la cimentación y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias; en este cálculo se utilizarán las duraciones del movimiento indicadas en la ecuación A.1.2. El espectro de diseño correspondiente se obtendrá como una envolvente suavizada del espectro de respuesta, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en el inciso 3.1.2.

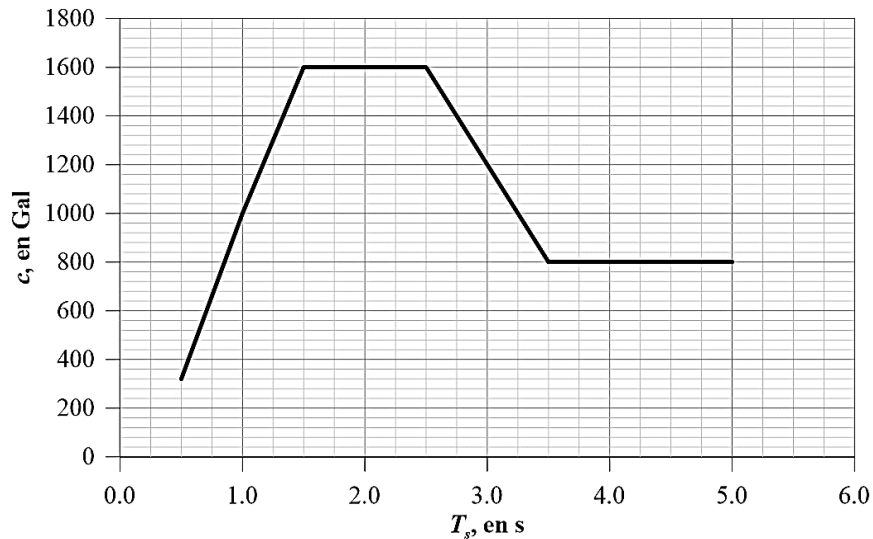


Figura A.1.2 Valor mínimo del coeficiente  $c$ , como función del periodo predominante del sitio,  $T_s$

**Comentario:**

Las operaciones en el dominio de la frecuencia deben realizarse entre espectros de potencia o de amplitudes de Fourier en su forma de números complejos y las funciones de transferencia definidas de acuerdo con el inciso b). Los espectros de peligro uniforme son una representación de espectros de respuesta por lo que no pueden ser utilizados de ninguna manera para realizar operaciones directas en el dominio de la frecuencia.

La expresión A.1.3 ha sido definida mediante el análisis de una cimentación circular, infinitamente rígida y carente de masa (Kausel, Whitman, Morray, & Elsabee, 1978). La ecuación A.1.3 considera las modificaciones asociadas a los movimientos de traslación debidas a la interacción cinemática. En general, la interacción cinemática reduce la amplitud de los movimientos de traslación de alta frecuencia (periodos cortos) debido a que el sistema estructural de la cimentación es un elemento mucho más rígido que el terreno, produce un efecto promediador en el campo de desplazamientos de los puntos del suelo correspondientes a la interfaz entre el suelo y la cimentación. Este efecto se presenta para las ondas con longitudes de onda menores a la profundidad de desplante del cimient. En la ecuación A.1.3, la frecuencia  $\omega_e$  representa a la frecuencia correspondiente a los trenes de onda con longitudes de onda lo suficientemente pequeñas para que sufran el efecto promediador previamente definido.

**A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio,  $T_s$**

El valor de  $T_s$  podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, para lo cual puede recurrirse a las siguientes fórmulas:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left( \sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \tag{A.2.1}$$

donde  $x_0=0$  (en la base) y  $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, N$ ) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \tag{A.2.2}$$



$d_i$ ,  $G_i$  y  $\gamma_i$  espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del  $i$ -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente  
 $N$  número de estratos

Para la aplicación de este criterio es necesario que la exploración del subsuelo, ecuación A.2.3, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés; de lo contrario, se estaría excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i \quad (\text{A.2.3})$$

Además,  $T_s$  puede obtenerse de mediciones de ruido ambiental o movimientos fuertes del terreno, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Cuando  $T_s$  se determine con más de un método, los valores obtenidos deberán ser coherentes entre ellos.

**Comentario:**

**En el caso de los medios estratificados, es común representarlos por un estrato homogéneo con propiedades equivalentes. Una práctica común es el uso del promedio ponderado o promedio pesado de las propiedades de los estratos. Sin embargo, el uso de este tipo de promedios para calcular las propiedades equivalentes ignora la posición relativa de los estratos, la cual es muy importante en la respuesta dinámica de medios estratificados. Por ejemplo, el periodo fundamental de vibrar de un medio estratificado en el cual el estrato inferior es el de menor rigidez es mayor que el periodo fundamental de un medio con el mismo conjunto de estratos, pero con el estrato más firme en la parte más profunda. La ecuación A.2.1 permite calcular el periodo fundamental de un medio estratificado, tomando en cuenta explícitamente la posición de cada uno de los estratos. Para los casos en que los estratos de suelo van incrementando su rigidez con la profundidad, los periodos de vibrar del suelo usando un estrato equivalente con propiedades calculadas mediante promedios pesados y los calculados con la expresión A.2.1 son muy similares. Sin embargo, para casos en que un estrato blando subyace a un estrato más rígido, el periodo del sitio utilizando el procedimiento de los promedios pesados es menor que el calculado con la expresión A.2.1.**

## APÉNDICE B. EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

### B.1 Criterios generales de diseño

#### B.1.1 Alcance y definiciones básicas

El objetivo de añadir disipadores de energía sísmica a las estructuras es reducir su respuesta ante la acción de movimientos sísmicos. Los disipadores de energía que se tratan en este apéndice son de tipo pasivo, y se clasifican como sigue:

- a) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre sus extremos. A este tipo de dispositivos se les llama aquí disipadores histeréticos. Incluyen tanto disipadores de fricción como los constituidos por materiales que desarrollan deformación plástica.
- b) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente de la velocidad (aunque pueden depender, en menor medida, del desplazamiento relativo entre sus extremos; por ejemplo, los disipadores viscoelásticos).

**Comentario:**

**La respuesta dinámica de las edificaciones puede reducirse a través de sistemas de control activo, pasivo o híbrido. Las estructuras con disipadores de energía sísmica que existen en México son de tipo pasivo (Tena-Colunga, 2007), razón por la cual estas recomendaciones tratan**

**este tipo de disipadores. Las aplicaciones a las que se refiere este Apéndice son principalmente a edificaciones urbanas ubicadas en la Ciudad de México y equipadas en su superestructura con amortiguamiento suplementario.**

**En esta Norma se tratan dispositivos cuya relación fuerza-desplazamiento depende principalmente de: a) el desplazamiento relativo entre sus extremos (por ejemplo: ADAS, TADAS, contraviento con pandeo restringido, de fricción, etc.), y b) su velocidad relativa (viscosos lineales y no lineales). No se incluyen recomendaciones para otro tipo de disipadores como amortiguadores de masa resonante y dispositivos con memoria de forma, ni para disipadores de energía que formen parte de un sistema de aislamiento sísmico.**

### **B.1.2 Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador**

El sistema estructura-disipador consiste en un sistema primario que es capaz de resistir tanto fuerzas laterales como gravitacionales, y de un sistema secundario, conformado por los disipadores y sus conexiones al sistema primario y que, en general, no se diseña para resistir fuerzas gravitacionales.

El sistema estructura-disipador se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su configuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique, grupo al que pertenece según su importancia, y demás requisitos que se mencionan en el Capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de cargas, de torsión, de segundo orden, bidireccionales y cargas sísmicas durante la construcción, como se especifica en el Capítulo 2.

El sistema secundario está constituido por el conjunto de los disipadores y los elementos estructurales que se necesitan para transferir las fuerzas de los disipadores al sistema primario. Dichos elementos deben permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas a la revisión de estado límite de prevención de colapso. Para ello, el sistema transmisor de las fuerzas deberá ser capaz de tomar 1.2 veces las fuerzas máximas que puedan desarrollar los disipadores de energía. En caso de que este sistema desarrolle comportamiento inelástico se deberá demostrar que dicho comportamiento no altera el buen funcionamiento del disipador y del conjunto estructura-disipador. Los disipadores de energía son dispositivos que introducen amortiguamiento adicional al sistema estructural básico, y deben diseñarse de manera que sean capaces de soportar su respuesta dinámica máxima.

#### **Comentario:**

**En el Capítulo 1 de estas Normas se mencionan los requisitos generales para el diseño de los sistemas estructurales que se listan en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3; sin embargo, se deja abierta la posibilidad de usar otro sistema estructural que no se mencione en estas tablas, siempre y cuando la solución que se proponga sea a satisfacción de la Administración. Esto mismo se especifica en el Capítulo 11 de estas Normas para el análisis y diseño de sistemas estructurales con dispositivos para controlar su respuesta sísmica. Los únicos sistemas estructurales con dispositivos disipadores que se mencionan en las tablas 4.2.1 y 4.2.2 son los sistemas duales formados por marcos de concreto y contravientos metálicos restringidos a pandeo, y los marcos de acero y compuestos con contravientos restringidos a pandeo, respectivamente. Para estos casos se requiere que los marcos en cada entrepiso sean capaces de resistir por lo menos el 30 por ciento de la fuerza actuante, con lo que se asegura que la fuerza cortante no sea resistida exclusivamente por el disipador.**

**Los métodos de análisis que se mencionan en el Capítulo 2 de estas Normas son aplicables también a edificios con disipadores de energía; sin embargo, se deben hacer algunas modificaciones a los métodos para poder aplicarlos al análisis de edificios con disipadores de energía; por ejemplo, para el método dinámico modal las ordenadas espectrales se deben reducir con el factor por amortiguamiento efectivo  $\beta$  (inciso 3.1.4 de estas Normas) asociado con el modo de vibrar de interés. Este factor es función de la rigidez efectiva del disipador y del porcentaje de amortiguamiento crítico efectivo equivalente asociado al modo de vibrar en cuestión.**

El cálculo del amortiguamiento efectivo correspondiente a un disipador viscoso (tanto lineal como no-lineal), así como el uso de los métodos dinámico modal y dinámico no lineal en el tiempo para el análisis de edificios con disipadores, se discuten e ilustran en las recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2018). En este documento se recomienda que la relación de amortiguamiento efectivo de la estructura más la del disipador no sea mayor que el 35 por ciento del crítico.

Con el fin de tener un funcionamiento adecuado del conjunto estructura-disipador se recomienda que los elementos estructurales que transmiten las fuerzas del sistema primario al secundario tengan un comportamiento lineal, y se diseñen aplicando un factor de seguridad de 1.2 a las fuerzas actuantes con el fin de considerar las incertidumbres en las magnitudes de las fuerzas que se puedan presentar durante la vida útil de los sistemas, así como para prever un comportamiento indeseable en los elementos de soporte (por ejemplo, la ocurrencia de una falla frágil).

El sistema secundario está formado por los amortiguadores más elementos tales como placas de acoplamiento, conexiones, tornillos, soldadura, etc. Cada uno de ellos debe diseñarse para soportar la fuerza asociada al desplazamiento máximo o a la velocidad máxima (la fuerza máxima que rijan) correspondiente a la revisión de la seguridad contra colapso según estas Normas. Para el diseño de elementos asociados a dispositivos histeréticos no hay necesidad de verificar la fuerza correspondiente a la velocidad máxima debido a que los disipadores solo dependen del desplazamiento entre sus extremos; sin embargo, para los elementos asociados a disipadores que dependen de la velocidad se debe de verificar la fuerza asociada tanto a la velocidad máxima como al desplazamiento máximo (por ejemplo, los dispositivos viscoelásticos dependen tanto de la velocidad como del desplazamiento máximo entre sus extremos).

## **B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador**

### **B.2.1 Diseño del sistema secundario**

La fuerza que se utilice para el diseño de cada uno de los elementos del sistema secundario debe ser la mayor de las que se obtengan de las condiciones de carga siguientes:

- a) asociada al máximo desplazamiento relativo que presenta el disipador de energía, y
- b) asociada a la máxima velocidad relativa que presenta el disipador de energía

La condición de carga indicada en a) se aplicará tanto a sistemas que contengan elementos cuya disipación de energía depende del desplazamiento relativo entre sus extremos, como a los que alberguen elementos en los que la disipación de energía sea función de la velocidad relativa entre sus extremos. La condición de carga indicada en b) se aplicará solamente a los que contengan elementos cuya disipación de energía dependa de la velocidad relativa entre sus extremos.

Para diseñar, construir e instalar los elementos que integran el sistema secundario deberán considerarse los valores máximos de las fuerzas, desplazamientos y velocidades que resulten de los análisis para la revisión del estado límite de prevención de colapso. Estos tomarán en cuenta los efectos por torsión en la estructura.

Para el diseño de los elementos mencionados en el párrafo anterior se debe considerar la posible adhesión entre sus partes debida a corrosión, biodegradación, humedad, o algún otro agente que propicie dicha adhesión durante la vida útil del disipador de energía. Se deberá prestar atención especial a esta posible adhesión para el diseño de los dispositivos de fricción. También se deben atender los posibles cambios de las propiedades mecánicas de los dispositivos por efecto de edad, fatiga o sustancias que pudieran alterar su funcionamiento.

Se debe prestar atención a que los elementos disipadores de energía no se sometan a esfuerzos para los que no fueron diseñados; por ejemplo, a esfuerzos axiales que pudieran cambiar su comportamiento ante cargas cíclicas.

**Comentario:**

**El sistema secundario debe presentar un funcionamiento adecuado durante su vida útil de servicio, por lo que se debe prever que el transcurso del tiempo, el clima y el medio ambiente pueden cambiar las propiedades mecánicas de los materiales que los constituyen.**

**Es frecuente ubicar disipadores de energía entre la parte superior de un muro (o de un contraviento tipo “chevron”) y la parte inferior de una trabe. En estos casos se debe prever que no se transmitan cargas verticales al disipador, con el fin de que no altere su correcto funcionamiento.**

**B.2.2 Diseño del sistema estructura-disipador**

La distribución en altura de los disipadores en la estructura debe ser tal que no se produzcan concentraciones excesivas de distorsiones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepisos. Su distribución en planta deberá hacerse de manera que la estructura no sufra movimientos de torsión. Además, no debe introducir en el sistema estructura-disipador esfuerzos ignorados en el proceso de diseño.

El desplazamiento de fluencia de los disipadores de energía de tipo histerético que se basen en la deformación plástica del material que los constituye deberá ser suficientemente pequeño, en comparación con el de fluencia del entrepiso del sistema primario, para que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos del sistema primario.

**Comentario:**

**La distribución de los disipadores debe ser tal que se propicie una disipación de energía adecuada a lo alto del edificio. Algunos lineamientos de diseño (por ejemplo, el documento ASCE/SEI 7-16, 2016) recomiendan incluir al menos dos dispositivos disipadores en cada dirección a cada lado del centro de rigidez con el fin de controlar la respuesta de torsión de los edificios.**

**Durante un evento sísmico intenso es conveniente que los disipadores de energía empiecen a trabajar en su intervalo de comportamiento no lineal (y, por lo tanto, empiecen a disipar energía) antes de que lo hagan los elementos estructurales del sistema primario, de manera que estos últimos resulten con nulo o poco daño, mientras que los amortiguadores sean los que disipen la mayor parte de la energía.**

**B.3 Inspección de las estructuras**

Se debe verificar constantemente la seguridad de las estructuras con disipadores de energía. Será obligatorio inspeccionar las estructuras del Grupo A después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de tres años. Las estructuras pertenecientes al Grupo B se deberán inspeccionar después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de cinco años.

**Comentario:**

**Es deseable hacer una inspección de los disipadores de energía poco después de su colocación (antes de un año) con el fin de detectar posibles desajustes o errores humanos. Los lapsos de tiempo límite de 3 y de 5 años, que se recomiendan en ésta sección para inspección y mantenimiento, se basan en intervalos esperados de ocurrencia de sismos fuertes que pueden dar lugar a altas intensidades sísmicas y por lo tanto a posibles daños estructurales y/o no estructurales en edificaciones de la Ciudad de México. Por ejemplo, en la base de datos del Servicio Sismológico Nacional se puede ver que en las últimas tres décadas ha ocurrido un temblor (de subducción) con magnitud igual o mayor que 7.1 aproximadamente cada 3 años en promedio, y uno con magnitud igual o mayor que 7.3 aproximadamente cada 5 años en promedio.**

## **B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio**

Todos los disipadores de energía sísmica deberán ser probados en un laboratorio antes de instalarse en la estructura, de acuerdo con los incisos B.4.1 y B.4.2.

### **B.4.1 Supervisión de las pruebas**

Las pruebas que se realicen a los disipadores de energía deberán ser supervisadas por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema. Dicho equipo deberá tener conocimiento sobre el comportamiento cíclico de los disipadores de energía y experiencia en la realización de pruebas cíclicas hechas a dichos disipadores.

Los resultados de pruebas de laboratorio de dispositivos con características similares a los que se pretende utilizar (mismo tipo de material, fabricación y control de calidad) podrán utilizarse para el diseño, y no será necesario realizar nuevas pruebas de laboratorio, siempre que así lo decida el equipo de profesionales que haya revisado que la documentación esté completa.

#### **Comentario:**

**La Administración será quien asigne o apruebe la participación del equipo de profesionales que supervise las pruebas, o bien, que revise la documentación de pruebas realizadas con anterioridad a dispositivos con características similares a los que se pretenden instalar en la edificación. En este último caso el equipo de profesionales deberá verificar que las pruebas a los dispositivos estén completas (cargas con adecuado número de ciclos, de intervalo de frecuencias y de amplitudes de interés). El equipo de profesionales también deberá verificar que los disipadores tengan características (geometría, materiales, tipo de conexiones, etc.) similares a las que se instalen en la construcción. La documentación completa sobre los amortiguadores debe incluir información relativa al tipo y propiedades del disipador, su comportamiento ante deformaciones cíclicas correspondiente a diferentes estados límite, la influencia de las condiciones ambientales en sus características mecánicas durante su vida útil y los posibles cambios del comportamiento cíclico de los disipadores con la temperatura (esto último cuando sea trate de dispositivos dependientes de la velocidad relativa entre sus extremos).**

### **B.4.2 Control de calidad**

Los prototipos que se analicen en el laboratorio deberán contar con un buen control de calidad. El equipo de profesionales encargado de la supervisión de los ensayos experimentales deberá inspeccionar el dispositivo antes de probarlo, y determinar si exhibe suficiente calidad para realizar las pruebas.

Deberá existir un buen control de calidad en la fabricación de los dispositivos disipadores que se usen en la obra. Los prototipos que se usen en el laboratorio deberán contar con un control de calidad y fabricación iguales a los que se usen en la obra.

#### **Comentario:**

**Además de las pruebas que se especifican en este Apéndice, el fabricante de los disipadores debe realizar otra serie de pruebas, con alto control de calidad, con el fin de asegurar el buen funcionamiento del amortiguador; por ejemplo, los dispositivos viscosos deben someterse a pruebas: a) para que sean capaces de soportar la presión interna del fluido viscoso, b) para evitar falla en las juntas debida a efectos térmicos, c) para que presente suficiente resistencia ante cargas cuasi-estáticas, etc.**

### **B.4.3 Requisitos generales sobre las pruebas**

Se realizará una serie de pruebas empleando por lo menos dos dispositivos de tamaño natural para cada tipo de disipador, así como para el mismo tipo de disipador con las diferentes dimensiones que se usen en la obra. Las pruebas corresponderán tanto a la revisión del estado límite de limitación de daños (considerando posibles efectos tanto de sismo como de viento) como a la revisión del estado límite de prevención de colapso.

En el caso de que los disipadores que se instalen en la obra sean excesivamente grandes (que no puedan probarse en un laboratorio con equipo de pruebas adecuado), se podrán probar dispositivos de menor tamaño que los que se usarán en la obra, siempre y cuando se compruebe ante el equipo de profesionales que supervisará las pruebas, que dichos prototipos y las frecuencias de las excitaciones a las que se sometan sean representativos de los disipadores de tamaño natural y de las acciones que actuarán sobre estos.

Se obtendrán relaciones fuerza-desplazamiento (dispositivos histeréticos) o fuerza-velocidad-desplazamiento (dispositivos viscosos y viscoelásticos) ante carga cíclica para diferentes amplitudes de desplazamiento y velocidad de aplicación de la carga. Estas relaciones representarán los disipadores en el modelo estructural. Para cada prueba se deberán registrar las relaciones fuerza-desplazamiento o fuerza-velocidad-desplazamiento, según sea el tipo de disipador.

Las pruebas se realizarán simulando los efectos de las cargas de gravedad, así como las condiciones ambientales que se esperan en el sitio de interés. Para los disipadores cuyo comportamiento cíclico dependa de la temperatura, se deberán realizar las pruebas usando tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima).

Se obtendrán mediante ensayos, para cada serie de pruebas, algunos puntos representativos de curvas de fatiga que representen el número de ciclos completos que puede resistir el disipador sin fallar contra la amplitud del desplazamiento a la que se somete el disipador ante cargas cíclicas aplicadas con frecuencias de vibrar similares a las que se esperan en el sistema estructura-disipador.

Las condiciones de apoyo y de funcionamiento de los prototipos probados en el laboratorio deben ser similares a las de los disipadores instalados en la obra.

**Comentario:**

**En un edificio se pueden usar diferentes tamaños de disipadores. Cada uno de los disipadores de distintos tamaños debe probarse, ya que generalmente sus respuestas dinámicas son diferentes.**

**Las pruebas podrán realizarse en laboratorios fuera del país, siempre y cuando estos cumplan con equipo y control de calidad que sean a satisfacción del equipo de profesionales encargados de analizar la documentación sobre este tema. Algunos tipos de pruebas que se realizan a los dispositivos antisísmicos se pueden encontrar, por ejemplo, en el documento EN 15129 (2009) correspondiente a la Norma Europea, y en el ASCE/SEI 7-16 (2016) de Estados Unidos de Norteamérica.**

**Los disipadores que dependen de la velocidad pueden ser de diferentes tipos, entre los que se encuentran los viscosos (lineales o no-lineales), y los disipadores viscoelásticos. Estos tienen una componente adicional que depende de la rigidez efectiva y del desplazamiento. Debido a lo anterior, para estos casos es necesario obtener en el laboratorio relaciones fuerza-velocidad-desplazamiento. Para los disipadores histeréticos solo se obtienen relaciones fuerza-desplazamiento debido a que estos no dependen de la velocidad.**

#### **B.4.4 Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía**

##### **B.4.4.1 Ciclos requeridos. Estado límite de limitación de daños**

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, un número de ciclos completos con amplitud igual a la que se espera sufran los disipadores de energía colocados en la estructura ubicada en el sitio de interés debido a la tormenta que se considere para diseño por viento, pero no menos de 2000 ciclos completos continuos correspondientes de carga de viento con la amplitud que se espera en la tormenta de diseño. El periodo de excitación deberá ser similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador.

La prueba anterior podrá omitirse cuando el sistema estructura-disipador se localice en un sitio en donde la acción de viento sea despreciable y/o que no se provoquen en la estructura desplazamientos cíclicos significativos.

**Comentario:**

**El sistema secundario (amortiguadores más sus conexiones al sistema primario) debe presentar un comportamiento elástico (o con muy pequeñas deformaciones inelásticas) para el estado límite de limitación de daños. Esta revisión debe contemplar los efectos provocados por la tormenta de diseño o por movimientos sísmicos de pequeña intensidad (como se menciona en el inciso 3.1.1). Se pide que los dispositivos resistan 2,000 ciclos con amplitudes esperadas en la tormenta de diseño.**

**El diseño de edificios en la Ciudad de México en general está regido por efectos de sismo; sin embargo, los efectos de viento pueden ser importantes para el diseño de edificios altos con un área suficientemente grande expuesta al viento. En este caso es necesario verificar el estado límite de limitación de daños, así como diseñar la estructura tomando en cuenta el confort de los ocupantes.**

**B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de prevención de colapso**

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, el número de ciclos con las amplitudes máximas que se esperan en los disipadores de energía cuando el sistema estructura-disipador se somete al temblor de diseño para la revisión de estado límite de prevención de colapso. Los especímenes deberán soportar al menos los siguientes números de ciclos:

1) 15 ciclos completos en los casos en que el sistema estructura-disipador presente las condiciones siguientes:

a) se localiza sobre suelo blando ( $T_s \geq 1s$ ) en donde se registren movimientos intensos de banda estrecha; y b) tiene un periodo fundamental de vibrar cercano al periodo dominante del espectro.

2) 5 ciclos completos cuando no se presenten las condiciones descritas en el párrafo anterior.

Para realizar las pruebas se deberá excitar al espécimen con un periodo de vibrar similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador. Cuando se trate de disipadores cuyo comportamiento carga-deformación dependa de la temperatura, se deberán realizar pruebas correspondientes a tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima) que se esperen en el sitio.

**Comentario:**

**Existen diferentes técnicas para estimar el número de ciclos efectivos que desarrollan las estructuras sujetas a movimientos sísmicos (Hancock & Bommer, 2004). Para el diseño de los disipadores de energía interesa estimar la amplitud máxima y el número de ciclos que se espera presenten los dispositivos durante el temblor de diseño. Por ejemplo, la historia de desplazamientos de un sistema de un grado de libertad amortiguado, con periodo de vibración de 1.5 s, excitado con el acelerograma registrado en la SCT del 19 de septiembre de 1985, contiene aproximadamente 15 ciclos en su parte intensa (87 por ciento de la intensidad de Arias).**

**En este Apéndice se recomienda realizar las pruebas con un periodo de vibrar similar al periodo dominante de vibración de la respuesta dinámica de la estructura con disipadores de energía, el cual no necesariamente es igual al periodo fundamental de vibración del sistema.**

**B.4.5 Criterios de aceptación****B.4.5.1 Disipadores de energía de tipo histerético**

Los disipadores de tipo histerético deben cumplir lo siguiente:

a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza-deformación antes de que se produzca la falla.

b) La rigidez efectiva ( $k_{\text{efectiva}}$ ) de un disipador histerético para cualquier ciclo no deberá diferir en más de 15 por ciento de la rigidez efectiva promedio. La rigidez efectiva se define con la expresión:

$$k_{\text{efectiva}} = \frac{|F_{EDE}^+| + |F_{EDE}^-|}{|D_{EDE}^+| + |D_{EDE}^-|} \quad (\text{B.4.1})$$

en donde  $F_{EDE}^+$  y  $F_{EDE}^-$  son las fuerzas positiva y negativa que corresponden a los valores de los desplazamientos máximos positivo y negativo,  $D_{EDE}^+$  y  $D_{EDE}^-$ , respectivamente, que desarrolla el disipador durante la excitación sísmica correspondiente a la revisión del estado límite de prevención de colapso. El símbolo  $| \quad |$  indica valor absoluto.

c) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, así como para deformación máxima, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.

d) Los promedios de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como de la rigidez efectiva, asociados a la revisión del estado límite de prevención de colapso, para cada prueba, no diferirán en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño de los elementos disipadores.

e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva en el sistema que constituye al disipador.

En caso de que no se cumpla con alguno de los requerimientos anteriores se deberá repetir la prueba o cambiar las características del disipador.

**Comentario:**

La definición de “rigidez efectiva” dada por la ecuación B.4.1 se aplica a sistemas que se comportan de manera simétrica ante cargas de tensión o de compresión; sin embargo, esta definición no es aplicable a algunos dispositivos histeréticos de energía que presentan comportamiento asimétrico (por ejemplo, ángulos de acero, etc.). Para los casos en los que la rigidez no es simétrica, se debe cumplir el requisito de que la pendiente efectiva (dada por la ecuación B.4.1) no difiera en más de 15 por ciento de la pendiente efectiva promedio.

Los lazos de las curvas fuerza-desplazamiento o esfuerzo-deformación correspondientes a la prueba de un espécimen sometido a carga cíclica pueden diferir ligeramente entre sí debido a diversas razones, por ejemplo: los cambios internos por calentamiento que sufre el material que disipa energía, el reacomodo de partes que transfieren la carga al disipador y/o de partes que fijan el disipador al marco de carga, etc. Para que los resultados sean aceptados por el equipo de profesionales que supervise las pruebas, la variación de algunos parámetros especificados en esta sección (fuerza máxima, fuerza mínima, rigidez efectiva, área histerética, etc.) con respecto a sus valores promedio o a los valores de diseño, correspondientes a las curvas cíclicas esfuerzo-deformación, debe mantenerse dentro de ciertos límites tolerables (de 15 por ciento), de otra manera es necesario repetir la prueba correspondiente y en caso extremo, solicitar un cambio en las características del dispositivo.

Las relaciones fuerza-velocidad-desplazamiento correspondientes a dispositivos que dependen de la velocidad y del desplazamiento relativo entre sus extremos (por ejemplo, los visco-elásticos) deben obtenerse a partir de pruebas realizadas a temperatura constante, ya que las propiedades de estos dispositivos cambian con la temperatura. Debido a esto es necesario realizar pruebas a la temperatura mínima, y otras a la máxima que se espera en el sitio donde se ubicarán los disipadores.

B.4.5.2 Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico



- a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza – desplazamiento, correspondientes a la frecuencia seleccionada para la aplicación de la carga.
- b) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.
- c) El área encerrada dentro de las curvas fuerza-desplazamiento de cualquier ciclo no diferirá en más de 15 por ciento del área promedio calculada a partir de todos los ciclos para la temperatura y frecuencia de excitación de esa prueba.
- d) El promedio de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como la rigidez efectiva (para el caso de disipadores viscoelásticos) no diferirá en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño.
- e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva, ni aparecerán señales de fluencia en el sistema que constituye al disipador.

**Ver comentario sección B.4.5.1.**

#### **B.4.6 Pruebas en dos direcciones ortogonales**

Los disipadores se deben probar en el laboratorio de forma tal que estén cargados en la misma dirección en la que trabajarán en la estructura.

Si se prevé que los disipadores estarán sometidos a respuestas significativas simultáneas en dos direcciones ortogonales, se deberán realizar pruebas que simulen este efecto.

**Comentario:**

**Los disipadores de energía colocados en una estructura pueden llegar a presentar movimientos laterales, longitudinales y verticales durante un temblor. En la Ciudad de México los movimientos verticales son poco significativos en comparación con los horizontales.**

#### **B.4.7 Colocación e inspección**

Se deberán establecer planes regulares para la colocación, así como para pruebas e inspección de los dispositivos disipadores.

Se deberá dar seguimiento sobre el control de calidad de los disipadores que se hayan instalado en la obra.

Los disipadores deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo (aun cuando la probabilidad de reemplazo sea baja).

Se deberá hacer un análisis para estimar los intervalos de tiempo en los que se deben sustituir los disipadores de energía.

Se recomienda monitorear el comportamiento dinámico del sistema estructura-disipador mediante instrumentación sísmica.

**Comentario:**

**Se debe asegurar que el desempeño de los sistemas estructura-amortiguador sea adecuado durante toda su vida útil, por lo que es recomendable realizar inspecciones periódicas y, en caso necesario, reemplazar los disipadores.**

**Aun cuando los disipadores de energía se fabrican para que no fallen durante su vida útil, es posible que algún evento sísmico extraordinario los dañe, o bien que por razones de edad o por causas de tipo ambiental, sea necesario sustituirlos.**

**Referencias de los Comentarios:**

**AASHTO. (2017). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.**

**Aguilar, G., Cano, G., & Alcocer, S. (1994). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales. En Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (págs. 66-74). Zacatecas, México.**

**Alcocer, S. (nov. de 1997). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión. En Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (págs. 164-191). Veracruz, México.**

**Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Durán, R., López-Bátiz, O., Pacheco, M., Mendoza, M. (1999). El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999. Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB-UNAM).**

**ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineering.**

**ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineering.**

**Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15(1), 11-27.**

**Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2003). Soil-structure interaction in yielding systems. Earthquake engineering & structural dynamics, 32(11), 1749-1771.**

**Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2005). Design concepts for yielding structures on flexible foundation. Engineering Structures, 27(3), 443-454.**

**Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2011). Use of global ductility for design of structure-foundation systems. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31(7), 1018-1026.**

**Barragán, R., Arias, J., Vázquez, A., & Alcocer, S. (2005). Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada. En XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana De Ingeniería Sísmica.**

**Castillo, T., & Ruiz, S. (2014). Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers. Journal of Earthquake Engineering, 18(3), 323-349.**

**Correa Giraldo, V., & Murià-Vila, D. (2005). Efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado con modos de vibración acoplados. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, D. F.**

**Dobry, R., & Gazetas, G. (1988). Simple method for dynamics stiffness and damping of floating pile groups. Geotechnique, 38(4), 557-574.**

**EERI & SMIS. (2006). El sismo de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003. (S. Alcocer, & R. Klingner, Edits.)**

**EN 15129. (2009). Anti-seismic devices. European Committee for Standardization.**

- Eser, M., & Aydemir, C. (2011). The effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratio of structures. *Structural Engineering and Mechanics*, 39(5), 683-701.
- Fernández, L., Tapia, E., & Dávalos, D. (2015). Respuesta inelástica de marcos de acero con interacción inercial suelo-estructura. *Ingeniería sísmica* (92), 1-21.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. En *Foundation engineering handbook* (págs. 553-593). US: Springer.
- Ghannad, M., & Ahmadnia, A. (2006). The effect of soil-structure interaction on inelastic structural demands. *European Earthquake Engineering*, 20(1), 23.
- Hancock, J., & Bommer, J. (2004). The effective number of cycles of earthquake ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, 637-664.
- INEEL. (2017). Diseño por Sismo. En *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J., & Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and design*, 48(2-3), 377-392.
- Lu, X., Ye, L., & Li, M. (2014). Influence of minimum base shear force on the collapse resistance of super tall buildings. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage, Alaska.
- Meek, J., & Wolf, J. (1991). Insights on cut off frequency for foundation on soilayer. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7), 651-665.
- Murià-vila, D., Noguez Alonso, C., & Camargo Pérez, J. (2008). Implementation of a method for computing the dynamics stiffnesses of floating pile groups. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- NTC-DCEA. (15 de diciembre de 2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 107-371.
- NTC-DCEC. (15 de diciembre de 2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 372-566.
- Ordaz M., & Pérez Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elasto plastic systems: a new approach. *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 27(9), 889-901.
- PacificEarthquakeEngineering Center. (2017). *Tall Buildings Initiative Guide lines for performance based seismic design of tall buildings Version 2.03*. Universidad de California en Berkeley.
- PEER/ATC-72-1. (2010). Modeling and accept an cecriteria for seismic design and analysis of tall buildings. California: Applied Technology Council.
- Pérez-Gavilán, J., Pérez, A., Flores, L., Jean, R., Cesin, J., Tena, A., & Hernández, O. (2017). Relevant aspects of the new Mexico City's code for the design and construction of masonry structures. En *Memorias del 16° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*. Santiago, Chile.
- Pérez-Rocha, L., & Avilés, J. (2003). Evaluación de efectos de interacción en resistencias inelásticas. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (69).

- Poulos, H. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Geotechnique*, 18(4), 449-471.
- Rodriguez, M., Restrepo, J., & Carr, A. (2002). Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 693-718.
- Rosenblueth, E., & Reséndiz, D. (1988). Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz-Gómez, S. (2018). Comentarios al Apéndice B (edificios con disipadores de energía sísmica) de las NTCS-2017. Informe de investigación para el ISCDF. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Siefert, J., & Cevaer, F. (1992). Handbook of impedance functions: Surface foundations. Ousteditions.
- Tena-Colunga, A. (2007). State of the art and state of the practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico. En Proc. 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. Estambul, Turquía.
- Tena-Colunga, A. (2013). Seismic design of base-isolated buildings in Mexico. Part 1: Guidelines of a model code. *The Open Civil Engineering Journal*, 7, 17-31.
- Valenzuela-Beltrán, F., & Ruiz-Gómez, S. (2017). Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia (Vol. Serie de Investigación y Desarrollo 701). México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz-Gómez, S., Reyes-Salazar, A., & Terán-Gilmore, A. (2018). Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 99, 48-81.
- Wolf, J. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Zepeda, J., Ojeda, M., & Alcocer, S. (1997). Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla. En *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 587-596). Veracruz, México.

## TRANSITORIOS

**PRIMERO.** Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

**SEGUNDO.** El presente acuerdo entrará en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

**TERCERO.** Publíquese el contenido de las presentes Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios, para su mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Obras y Servicios y del Instituto para la Seguridad de las Construcciones.

**CUARTO.** Se deja sin efectos el Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias, respecto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el día 15 de diciembre de 2017.

En la Ciudad de México, a los veinte días del mes de mayo del dos mil veinte.

**EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS**

(Firma)

**M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA**