

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

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 γ_{max}

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

- 5.1 Estructura regular
- 5.1 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 paso a paso
 - 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. Requisitos de limitación de daños
 - B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de seguridad contra 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

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

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_{c1}	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}	ordenada espectral mínima 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 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
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 histerético
D_{EDE}^-	desplazamiento en dirección negativa de un disipador histerético
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 histerético que corresponde a D_{EDE}^+
F_{EDE}^-	fuerza en dirección negativa de un disipador histerético que corresponde a D_{EDE}^-
F_{pe}	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
g	aceleración de la gravedad
G_i	módulo de rigidez al corte del i -ésimo estrato de la formación de suelo
G_s	módulo de rigidez al corte del 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, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total

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 dissipador 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 de seguridad contra colapso y las correspondientes al requisito 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 pilote
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
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 π
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_s	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
α	nivel de asimetría en fluencia
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β	factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
$\tilde{\beta}$	factor β evaluado con efectos de interacción
β_c	factor reductivo por amortiguamiento para un apéndice o contenido
β_s	velocidad de propagación de ondas de cortante en el suelo
γ_a	factor de amplificación de aceleración en un apéndice o elemento no estructural
γ_i	peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo
γ_{max}	distorsión límite; sus valores se especifican en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3
ε	parámetro usado para el cálculo de β
ζ	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño
ζ_c	fracción de amortiguamiento crítico para un apéndice o contenido
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
ζ_h	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
ζ_r	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
ζ_s	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
μ_s	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
η	parámetro de frecuencia para cimentaciones con pilotes
η_a	parámetro usado para estimar a_n
η_h	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
η_p	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
η_r	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_r
η_s	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
η_v	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_v
θ_a	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total, ángulo de desplomo
λ	parámetro usado para el cálculo de β
ν_s	coeficiente de Poisson del suelo

τ	parámetro usado para el cálculo de β
τ_v	tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i-ésimo modo
ω	Frecuencia
ω_c	frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta el desplante
ω_e	frecuencia de excitación
Ω_i	factor de amplificación de la aceleración de entrepiso

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

1.1 Propósito y alcance

Como se establece en el Artículo 137 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, 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:

- Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra 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 reparaciones importantes.

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.

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.

1.2.2 Criterios de análisis y diseño

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 que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis de acuerdo con la sección 6.1, 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 diseñarán 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 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.

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.

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, grupos de 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.

1.3 Zonas

Para los efectos de cumplimiento de algunos requisitos 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

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 Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que se reproducen a continuación.

Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves. Se subdividen en dos subgrupos.

Subgrupo A1: Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:

a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.

b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.

Subgrupo A2: Edificaciones cuya falla podría causar:

a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.

b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.

c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos.

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

a) Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el Artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

b) Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

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.

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 fijan las secciones 3.4 y 3.5, en función de las características del sistema estructural y del 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.

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 $a_{\min}W_o$, 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 0.03 cuando $T_s < 0.5$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, 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, a_{\min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.

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 y 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 seguridad contra 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 (γ_{\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 requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición 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.

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 de la seguridad contra 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.

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

2.1 Métodos de análisis sísmico

Las estructuras deben diseñarse, en general, con alguno de los métodos de análisis dinámico que se describen 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

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 el método estático o el dinámico modal espectral, 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 sismo-resistente 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:

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

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, pero 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. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

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 $M_{ai} = (V_i e_{ai})$, 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.

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 para el estado límite de seguridad contra colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

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

donde V es la fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso y W_p el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin 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 cada concepto.

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 fachadas inclinadas 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 desplante 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 desplante 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, α evalúa el nivel de asimetría, que se considera igual a:

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

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo; 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.

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:

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

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} .

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 0.5 veces la deformación lateral promedio de los elementos verticales 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 el estado límite de seguridad contra 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.

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 la 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 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 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 en el origen del espectro de diseño, especificada en el inciso 3.1.2, y Ω_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; 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 el estado límite de seguridad contra 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 η_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 del signo de 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.

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:

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

donde a_i es la aceleración de entrepiso 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_s 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_s 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_s

Tipo de Diafragma	Controlado por Corte ^(a)	Controlado por Flexión ^(b)
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0

(a) Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

(b) 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.

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, γ_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 γ_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:

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

donde β_c es un factor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

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

ζ_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 ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T , puede tomarse $\gamma_a = 4.0$. 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 μ_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.

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.

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 www.SASID.df.gob.mx. 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 los requisitos de seguridad contra colapso. Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Para la revisión del requisito 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:

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

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:

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

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

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; ζ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ε y τ se listan en la tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1 Valores de λ , ε y τ en función de T_s

Periodo del sitio (s)			λ	ε	τ
	T_s	≤ 0.5	0.40	0.80	2.50
0.5 <	T_s	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	T_s	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	T_s	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	T_s	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	T_s	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	T_s	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

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.

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.

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 diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, cinemática e inercial, de acuerdo con el Capítulo 8.

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 Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que se reproduce en la sección 1.4. 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.

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 corregirá como se indica en la sección 5.5.

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 posible.

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite, γ_{\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:

a) 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.

b) 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 valor mínimo de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis.

c) Los valores de Q y γ_{\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. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis.

d) 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.

4.2 Valores de Q y γ_{\max}

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{\max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
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
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	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

Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	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
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	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
Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	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
Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	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
Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II Con columnas de ductilidad alta para zona III	2.0	0.010
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
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

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

(2) 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.

(3) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{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.

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

(5) 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.

(6) 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 y γ_{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.

(7) 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.

(8) 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.

(a) 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.

(b) Un muro acoplado es aquel cuyo comportamiento en flexión queda significativamente influido por otro muro al que se encuentra conectado por medio de vigas de acoplamiento.

Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
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
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	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
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	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
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
Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	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
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
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
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

(1) 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.

(2) Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entresolio, 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.

(3) 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.

(4) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{\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.

(5) 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

(a) 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.

Tabla 4.2.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería ⁽¹⁾

Estructuración	Q	γ_{\max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	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 ⁽²⁾	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	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ⁽⁵⁾	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

(1) 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 a la unidad.

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

(3) 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.

(4) Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

(5) Solo para revisión de estructuras existentes.

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para los efectos de este capítulo, 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.

5.1 Estructura regular

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

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.

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

- 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.
- 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.
- 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.
- 6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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 la misma.
- 13) En sistemas diseñados para Q de 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 igual o menor que 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.

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.

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 la misma.
- 2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden 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.
- 3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con 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.

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, 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.

5.6 Concentración de resistencia sísmica

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.

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.

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).

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 parejas de acelerogramas de temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 2 s, deben usarse no menos de 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 especificados en la sección 3.1 para un amortiguamiento de 5 por ciento del crítico, sin incluir los factores de reducción por comportamiento sísmico ni de sobre-resistencia. Además, 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, deberán ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud y distancia entre fuente y sitio que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones para el periodo natural de la estructura para el modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante en la base. Para estructuras del Grupo A, las ordenadas de este espectro deberán 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. Cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales, cuyas intensidades individuales presenten una correlación probabilística similar a la que se tiene en muestras de movimientos sísmicos reales. La intensidad de una excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

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

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 3 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 promedio de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar de la estructura.

Conjuntos de acelerogramas con estas características pueden obtenerse directamente con el SASID.

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 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 resistencia especificados en las normas técnicas 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 racionales de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método racional. 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.

La influencia de la interacción suelo-estructura se tomará en cuenta de acuerdo con el Capítulo 8 o de acuerdo con el Apéndice A. De manera opcional el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un nodo 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.

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.

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 monotónica. En ningún entrepiso, el valor medio de las distorsiones que resulten del análisis podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Para la revisión de seguridad contra colapso, será necesario revisar que la resistencia de los miembros estructurales en comportamientos que no desarrollan deformaciones inelásticas sea la adecuada. Ejemplo de esto sería la revisión de la resistencia en corte de vigas que en el modelo de análisis consideren comportamiento inelástico en flexión. La revisión debe considerar como acciones de diseño las fuerzas máximas y mínimas estimadas durante el análisis para los comportamientos elásticos que sean relevantes para una respuesta no lineal estable del miembro estructural, y las capacidades resistentes correspondientes se establecen conforme a lo indicado en las normas técnicas del material de que se trate con los valores esperados de resistencia.

Para la revisión del requisito 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.

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.

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.

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 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, 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.

7.2 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en diferentes entrepisos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan 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 , siendo h 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 , 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 , resulta:

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

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.

7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del período fundamental

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección 7.2, 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:

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

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

y p se calcula con la ecuación 3.1.3.

a no se tomará menor que a_0 .

8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

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.

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones siguientes:

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

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

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

A área de la cimentación

D profundidad de desplante

τ_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; 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:

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

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

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.

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.

8.2.1 Cortante basal modificado

Estas cláusulas 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 ζ_e (5 por ciento) 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 $V_o = a'W_o$ 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. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda, en caso contrario.

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:

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

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

La contribución de los modos superiores y la combinación de las respuestas modales, se consideran como en el caso de estructuras con base fija (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. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda en caso contrario.

8.2.2 Desplazamiento lateral modificado

Los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

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

M_o 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:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}} \left[X_{i1} + \frac{V_{o1}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{o1}}{K_r} \right] \quad (8.2.6b)$$

V_{o1} y M_{o1} 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

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.

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:

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

ζ_e coeficiente de amortiguamiento para la estructura con base rígida

ζ_h coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

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

ζ_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 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:

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

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

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

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

Tabla 8.2.1 (continuación) Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes

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	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8 \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8 \zeta_s + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17} \eta$; 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 $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 (L/d)^{0.33}}{1 + \nu_s} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2} \right)^{0.8} \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$	

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 esta Norma 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.

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 α usado para estimar los parámetros de la tabla 2.5.1 será igual a:

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

donde θ_a es el ángulo de desplomo (desplomo de la construcción dividido entre su altura). En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α 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 α_{sd} se estima con la ecuación 2.5.3, el símbolo $||$ indica valor absoluto, 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.

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.

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.

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.

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.

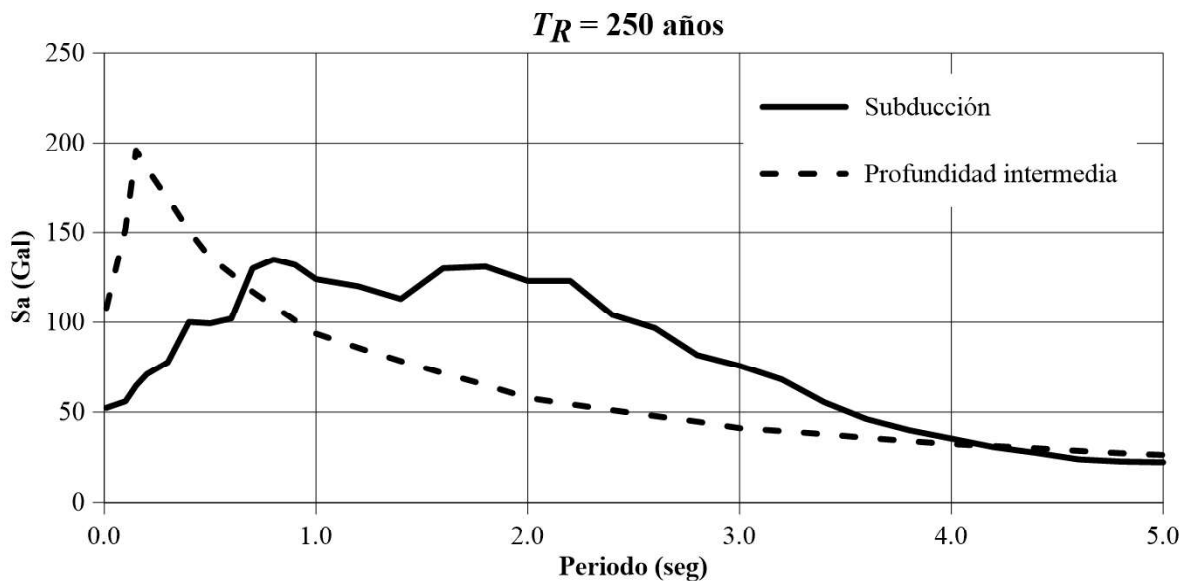


Figura A.1.1 Espectros de peligro uniforme del movimiento de diseño para la Zona de Lomas, para los dos grupos de temblores considerados

- 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:

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

ω_e frecuencia de excitación

ω_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.

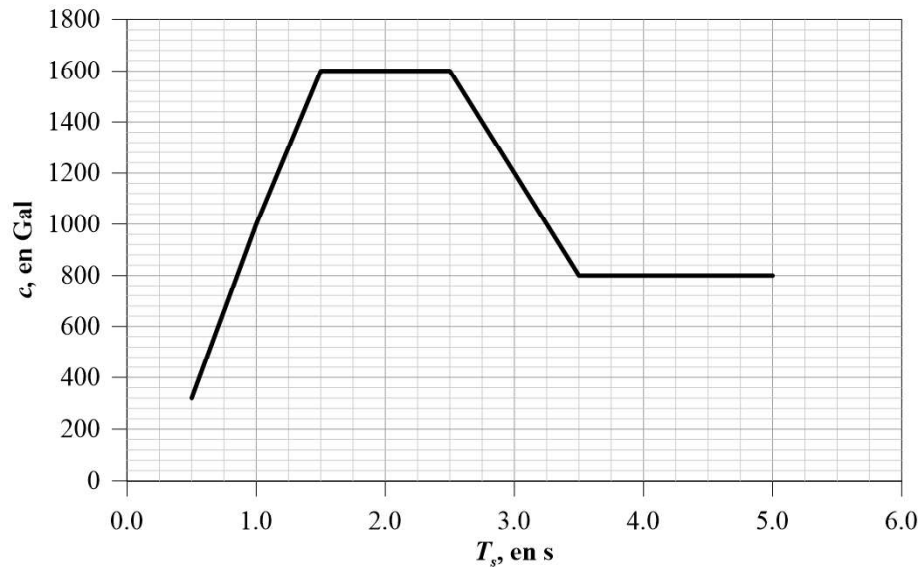


Figura A.1.2 Valor mínimo del coeficiente c , como función del periodo predominante del sitio, T_s

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:

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

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

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad (\text{A.2.2})$$

d_i , G_i y γ_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.

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).

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 al estado límite de seguridad contra 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.

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 ante la condición de seguridad contra 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.

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 hysterético 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.

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.

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.

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.

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 al requisito de limitación de daños (considerando posibles efectos tanto de sismo como de viento) como al estado límite de seguridad contra 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 hysteréticos) 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.

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

B.4.4.1 Ciclos requeridos. Requisito 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.

B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de seguridad contra 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 el 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.

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 ($k_{efectiva}$) de un disipador histerético para cualquier ciclo no debe diferir en más de 15 por ciento de la rigidez efectiva promedio. La rigidez efectiva se define con la expresión:

$$k_{efectiva} = \frac{|F_{EDE}^+| + |F_{EDE}^-|}{|D_{EDE}^+| + |D_{EDE}^-|} \quad (B.4.1)$$

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 al 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 al estado límite para 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.

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.

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.

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.