

ANEJO 6.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Torres, mástiles y chimeneas

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1, y el de este Anejo se define en los puntos **(2)** a **(4)** de este apartado. Las demás partes de la Norma Sismorresistente se relacionan en el apartado **1.1.3** del Anejo 1.

(2) Este Anejo 6 establece los requisitos, criterios y reglas para el proyecto de estructuras altas y esbeltas: torres, incluyendo campanarios, torres de toma, torres de radio y televisión, mástiles, chimeneas (incluyendo las chimeneas industriales autoportantes) y faros. En los capítulos **5** y **6** se establecen, respectivamente, disposiciones complementarias específicas para chimeneas de hormigón armado y de acero. En los capítulos **7** y **8** se proporcionan, respectivamente, disposiciones complementarias específicas para torres de acero y para mástiles de acero atirantados. Asimismo, también se establecen los requisitos para elementos no estructurales, tales como antenas, material del revestimiento interno de las chimeneas y otros equipos.

NOTA 1 El apéndice A proporciona orientación e información para el análisis dinámico lineal, teniendo en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del suelo.

NOTA 2 El apéndice B proporciona información y orientación sobre el amortiguamiento modal en el análisis modal de espectro de respuesta.

NOTA 3 En apéndice C proporciona información sobre la interacción suelo-estructura, así como orientación para tenerla en cuenta en el análisis dinámico lineal.

NOTA 4 El apéndice D proporciona información complementaria y orientación sobre el número de grados de libertad y el número de modos de vibración a tener en cuenta en el análisis.

NOTA 5 El apéndice E proporciona información y orientación para el cálculo sismorresistente de chimeneas de fábrica.

NOTA 6 El apéndice F proporciona información complementaria sobre el comportamiento y el proyecto sísmico de las torres de transmisión de líneas eléctricas.

NOTA 7 Los apéndices A, B, C, D, E y F de este Anejo no tienen carácter reglamentario.

(3) Estas disposiciones no son de aplicación a las torres de enfriamiento y a las estructuras en altamar.

(4) Para torres que soportan depósitos se aplica el Anejo 4.

1.2 Normas para referencia y consulta

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.4** del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes y otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente

- (1) Se aplica lo especificado en los apartados **1.5.1** y **1.5.2** del Anejo 1.

1.5.2 Otros términos utilizados en este Anejo

torre:

Una estructura de acero de celosía autoportante y en cantiléver, de planta triangular, cuadrada o rectangular, o monopostes circulares y poligonales.

torre de transmisión:

Torre utilizada para soportar cables de transmisión eléctrica de bajo o alto voltaje.

torre angular:

Torre de transmisión utilizada donde la línea de cable cambia de dirección formando un ángulo en planta de más de 3°. Soporta los mismos tipos de acciones que una torre tangente.

torre de extremo muerto (también llamadas torres de anclaje):

Torres de transmisión capaces de soportar las tensiones del extremo muerto de todos los cables situados a un mismo lado, además de las cargas verticales y transversales.

torre tangente:

Torre de transmisión utilizada donde la línea de cable es recta o forma un ángulo en planta que no excede los 3°. Soporta las cargas verticales, una carga transversal debida a la tensión angular de los cables, una carga longitudinal debida a la diferencia de longitud de los apoyos y las fuerzas resultantes del tensado del cable o de la rotura de un cable.

junta telescópica:

Junta entre elementos tubulares sin brida siendo el diámetro interior de un elemento igual al diámetro exterior del otro.

elementos principales:

Elementos que constituyen el sistema resistente principal que soporta las cargas en la estructura de celosía.

elementos de arriostramiento primarios:

Elementos distintos de los elementos principales que transmiten las fuerzas ocasionadas por las cargas impuestas sobre la estructura.

elementos de arriostramiento secundarios:

Elementos utilizados para reducir las longitudes de pandeo de otros elementos.

mástil atirantado:

Una estructura de acero en celosía, de planta triangular, cuadrada o rectangular, o una estructura de acero cilíndrica, estabilizada a intervalos en su altura por tirantes que se anclan al suelo o a una estructura permanente.

fuste de un mástil:

La estructura vertical de acero de un mástil.

chimenea:

Obra de construcción vertical o componentes de edificación que conducen gases de desecho u otros gases de combustión, suministro o evacuación a la atmósfera.

chimenea autoportante:

Chimenea cuyo fuste portante no está conectado con ninguna otra construcción por encima del nivel de su base.

chimenea atirantada:

Chimenea cuyo fuste portante está sujeto por tirantes en uno o más niveles de su altura.

fuste estructural de una chimenea:

Estructura portante principal de acero de la chimenea, excluyendo cualquier brida.

conducto interior de gases o revestimiento:

Elemento estructural (membrana) del sistema de revestimiento interior, contenido dentro del fuste estructural.

sistema de revestimiento interior:

Sistema completo, si existe, que separa los gases de combustión del fuste estructural. Esto incluye los conductos y sus soportes, el espacio entre el revestimiento o conducto interior y el fuste estructural, y el aislamiento, si existe.

anillos rigidizadores:

Elementos horizontales para evitar la ovalización y mantener circular el fuste de la chimenea durante la fabricación y el transporte. Elementos horizontales para proporcionar rigidización en los recortes y aberturas, y en los posibles cambios de pendiente del fuste estructural.

tirante:

Elemento sometido solamente a tracción, conectado en los extremos a terminales para constituir un conjunto que proporciona a la estructura soporte horizontal en niveles discretos. El extremo más bajo del conjunto se ancla al suelo o sobre otra estructura y, en general, incluye unos dispositivos para ajustar la tensión en el tirante.

1.6 Símbolos

1.6.1 Generalidades

(1) Se aplica lo especificado en los apartados **1.6.1** y **1.6.2** del Anejo 1.

(2) Para facilitar su uso, se definen en el texto en el lugar donde aparecen, otros símbolos utilizados en relación con el cálculo sísmico de torres, mástiles y chimeneas. Sin embargo, adicionalmente, los símbolos que aparecen más frecuentemente en este Anejo se relacionan y definen en el apartado **1.6.2**.

1.6.2 Otros símbolos utilizados en este Anejo

E_{eq}	módulo de elasticidad equivalente;
M_i	masa modal efectiva para el i -ésimo modo de vibración;
R^θ	cociente entre el momento máximo en el muelle de un oscilador con un grado de libertad de rotación y el momento de inercia respecto al eje de rotación. La representación de R^θ en función del periodo natural es el espectro de respuesta de rotación;
$R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$	espectros de respuesta de rotación respecto a los ejes x, y, z, en rad/s ² ;
γ	peso unitario del cable;
σ	tensión de tracción en el cable;
$\bar{\xi}_j$	cociente o índice de amortiguamiento (respecto al crítico) modal equivalente para el j -ésimo modo.

2 Requisitos de comportamiento y criterios de conformidad

2.1 Requisitos fundamentales

(1) Para los tipos de estructuras tratadas en este Anejo, se aplica el requisito de no colapso, o de ausencia de colapso, especificado en el punto **(1)** del apartado **2.1** del Anejo 1, a fin de proteger la seguridad de las personas, las edificaciones próximas y las instalaciones adyacentes.

(2) Para los tipos de estructuras tratadas en este Anejo, se aplica el requisito de minimización de daños especificado en el punto **(1)** del apartado **2.1** del Anejo 1, a fin de mantener la continuidad del funcionamiento de las instalaciones, industrias y sistemas de comunicaciones, en caso de ocurrencia de terremotos.

(3) El requisito de minimización de daños se refiere a una acción sísmica que tenga una probabilidad de superación mayor que la de la acción sísmica de cálculo. La estructura debe proyectarse y construirse para resistir esta acción sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso, evaluándose el coste de estos daños considerando los efectos sobre los equipos que la estructura soporta y la limitación de uso debida a la interrupción del funcionamiento de la instalación.

(4) Tal como se define en el punto **(3)** del apartado **2.2.1** y en el punto **(4)** del apartado **3.2.1** del Anejo 1, en casos de baja sismicidad pueden satisfacerse los requisitos fundamentales mediante el cálculo de la estructura para la situación sísmica de cálculo y para un comportamiento no disipativo, sin tener en cuenta la disipación de energía por histéresis y despreciando las reglas del presente Anejo que se refieren específicamente a la capacidad de disipación de energía. En ese caso, el coeficiente de comportamiento no deberá tomarse mayor de 1,5, valor considerado a fin de tener en cuenta las sobrerresistencias (véase el punto **(2)** del apartado **2.2.2** del Anejo 1).

2.2 Criterios de conformidad

2.2.1 Cimentación

- (1) El cálculo de la cimentación debe estar de acuerdo con el Anejo 5.

2.2.2 Estado límite último

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado 2.2.2 del Anejo 1.

2.2.3 Estado de limitación de daños

(1) En ausencia de cualquier requisito específico del propietario, se aplican las disposiciones especificadas en el apartado 4.9, a fin de asegurar que la propia estructura, los elementos no estructurales y los equipos instalados, no sufren ningún daño considerado inaceptable para este estado límite. Los límites de deformación se establecen con respecto a una acción sísmica que tenga una probabilidad de ocurrencia mayor que la de la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el punto (1) del apartado 2.1 del Anejo 1.

(2) A menos que se tomen precauciones especiales, las disposiciones de este Anejo no proporcionan específicamente ninguna protección contra los daños a los equipos y a los elementos no estructurales ante la acción sísmica de cálculo, tal como se define ésta en el punto (1) del apartado 2.1 del Anejo 1.

3 Acción sísmica

3.1 Definición de la excitación sísmica

(1) Además de los componentes de traslación del movimiento sísmico, definidos en los apartados 3.2.2 y 3.2.3 del Anejo 1, la componente rotacional del movimiento del terreno deberá tenerse en cuenta para estructuras de gran altura en zonas de sismicidad alta. Tendrán esta consideración las estructuras de más de 80 m de altura en zonas donde el producto $a_g \cdot S$ supere 0,25g.

NOTA El apéndice A facilita un posible método para definir las componentes rotacionales del movimiento y proporciona recomendaciones para tenerlas en cuenta en el análisis.

3.2 Espectro de respuesta elástico

(1) En el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1 se define el espectro de respuesta elástico en términos de aceleración para las componentes horizontales de traslación, y en el apartado 3.2.2.3 del mismo Anejo 1 para la componente vertical de traslación.

3.3 Espectro de respuesta de cálculo

(1) En el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1 se define el espectro de respuesta de cálculo. El valor del coeficiente de comportamiento, q , refleja, además de la capacidad de disipación por histéresis de la estructura, la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%, incluyendo el amortiguamiento debido a la interacción suelo-estructura (véanse el punto (2) del 2.2.2 y los puntos (2) y (3) del 3.2.2.5 del Anejo 1).

(2) Un cálculo para un comportamiento elástico hasta el estado límite último puede ser apropiado para torres, mástiles y chimeneas, dependiendo de la sección transversal de los elementos. En este caso, el factor q no deberá ser superior a $q = 1,5$.

(3) Alternativamente al punto (2), el cálculo para un comportamiento elástico puede basarse en el espectro de respuesta elástico con $q = 1,0$ y valores apropiados del amortiguamiento para la situación particular considerada, de acuerdo con el apartado 4.2.4.

3.4 Representación en función del tiempo

(1) El apartado 3.2.2.5 del Anejo 1 se aplica a la representación de la acción sísmica en términos de aceleración en función del tiempo. En el caso de las componentes rotacionales del movimiento del terreno, simplemente se usan las aceleraciones rotacionales en vez de las de traslación.

(2) Deberán utilizarse representaciones en función del tiempo independientes para dos componentes diferentes cualesquiera del movimiento del terreno (incluidas las componentes de traslación y de rotación).

3.5 Componentes de largo periodo del movimiento de un punto

(1) Las torres, los mástiles y las chimeneas son a menudo sensibles a las componentes de largo periodo del movimiento del terreno. Los suelos blandos o condiciones topográficas peculiares podrían amplificar anormalmente el contenido de largo periodo del movimiento del suelo. Esta amplificación deberá tenerse en cuenta de forma apropiada.

NOTA En los apartados 4.2.2 del Anejo 5 y 3.1.2 del Anejo 1 se proporcionan las bases para la evaluación del tipo de suelo a fin de determinar los espectros del terreno apropiados. En el apéndice A del Anejo 5 se dan también recomendaciones para los casos en los que la amplificación topográfica del movimiento pueda ser significativa.

(2) Cuando se hayan llevado a cabo estudios específicos del emplazamiento, con especial referencia al contenido en largos periodos del movimiento, es apropiado considerar valores más bajos del factor β en la expresión (3.16) del Anejo 1.

NOTA A mástiles y chimeneas se les aplica el valor de β definido en el Anejo 1 para edificios. Se puede tomar $\beta = 0,1$ sólo cuando se hayan realizado estudios específicos de sismicidad local con un énfasis especial en el contenido de baja frecuencia de la acción sísmica.

3.6 Componentes del movimiento del terreno

(1) Deberá considerarse que las dos componentes horizontales y la componente vertical de la acción sísmica actúan simultáneamente.

(2) Cuando se tengan en cuenta, las componentes rotacionales del movimiento del terreno deberán considerarse actuando simultáneamente con las componentes de traslación.

4 Cálculo sismorresistente de torres, mástiles y chimeneas

4.1 Clases de importancia y factores de importancia

(1) Las torres, los mástiles y las chimeneas se clasifican en cuatro clases de importancia, dependiendo de las consecuencias de su daño o colapso, de su importancia para la seguridad pública y protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso o daño.

(2) En la tabla 4.1 se indican las definiciones de las clases de importancia.

Tabla 4.1 – Clases de importancia para torres, mástiles y chimeneas

Clases de importancia	
I	Torres, mástiles o chimeneas de mínima importancia para la seguridad pública
II	Torres, mástiles o chimeneas que no pertenecen a las clases I, III o IV
III	Torres, mástiles o chimeneas cuyo colapso puede afectar a edificaciones de alrededor o áreas con aglomeración frecuente de personas
IV	Torres, mástiles o chimeneas cuya integridad es de importancia vital para mantener operativos los servicios de protección civil (sistemas de suministro de agua, plantas de generación eléctrica, telecomunicaciones, hospitales).

(3) El factor de importancia $\gamma_I = 1,0$ se asocia a un sismo con el periodo de retorno de referencia indicado en el punto **(3)** del apartado **3.2.1** del Anejo 1.

(4) El valor de γ_I para la clase de importancia II es, por definición, igual a 1,0.

(5) Las clases de importancia se caracterizan por diferentes factores de importancia γ_I , tal como se describe en el punto **(3)** del apartado **2.1** del Anejo 1.

NOTA Los valores de γ_I pueden ser distintos para las diferentes zonas sísmicas, dependiendo de las condiciones de peligrosidad sísmica (véase la nota del punto **(4)** del apartado **2.1** del Anejo 1) y de las consideraciones de seguridad pública. No obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente, los factores γ_I adoptan un valor constante para cada clase de importancia.

El valor γ_I para las distintas clases de importancia es:

- Clase de importancia I (menor importancia): $\gamma_I = 0,8$
- Clase de importancia II (normal importancia): $\gamma_I = 1,0$
- Clase de importancia III (mayor importancia): $\gamma_I = 1,3$
- Clase de importancia IV (especial importancia): $\gamma_I = 1,4$

4.2 Reglas de modelado e hipótesis

4.2.1 Número de grados de libertad

(1) El modelo matemático deberá:

- tener en cuenta la rigidez de la cimentación frente a la rotación y a la traslación;
- incluir suficientes grados de libertad (y de masas asociadas) para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural, equipo o elemento accesorio significativo;
- incluir las rigideces de los cables y tirantes;
- tener en cuenta los desplazamientos relativos de los apoyos de los equipos o de la maquinaria (por ejemplo, la interacción entre una capa aislante y el tubo exterior de una chimenea);
- tener en cuenta las interacciones entre conductos, las restricciones estructurales externas, las cargas hidrodinámicas (tanto los efectos sobre la masa como sobre la rigidez, según corresponda).

(2) Los modelos de las líneas de transmisión eléctrica deberán ser representativos de toda la línea. Como mínimo, deberán incluirse al menos tres torres consecutivas en el modelo, de forma que la masa y la rigidez de los cables sean representativas de las condiciones aplicables a la torre central.

(3) Los modelos dinámicos de las torres de campanarios deberán tener en cuenta la oscilación de las campanas, si su masa es significativa con respecto a la de la parte más alta del campanario.

4.2.2 Masas

(1) La discretización de las masas en el modelo debe ser representativa del reparto de los efectos inerciales de la acción sísmica. Cuando se utiliza una discretización grosera de las masas de traslación, las inercias rotacionales de humos de las masas deben asignarse a los correspondientes grados de libertad de rotación.

(2) Las masas deben incluir todas las construcciones permanentes, accesorios, conductos, aislamientos, cualquier depósito de polvo o ceniza que se adhiera a la superficie, revestimientos existentes o futuros, revestimientos interiores (incluido cualquier efecto relevante a corto o largo plazo de los fluidos o la humedad sobre su densidad) y equipos. Debe tenerse en cuenta el valor permanente de la masa de las estructuras o de sus elementos permanentes, etc., el valor cuasipermanente de la masa de los equipos y de la carga de hielo o nieve, y el valor cuasipermanente de la carga aplicada a las plataformas (dispuestas para el mantenimiento y equipamiento temporal).

(3) Los coeficientes de combinación Ψ_{Ei} introducidos en la expresión (3.17) del punto **(2)** del apartado 3.2.4 del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de inercia de la acción sísmica, deben tomarse iguales a los coeficientes de combinación Ψ_{2i} para el valor cuasipermanente de la acción variable q_i , de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(4) La masa de los cables y de los tirantes debe incluirse en el modelo.

(5) Si la masa del cable o tirante es significativa en comparación con la de la torre o mástil, el cable o tirante deberá modelarse como un sistema de masas concentradas.

(6) La masa total efectiva de la parte sumergida de las torres de toma debe tomarse igual a la suma de:

- la masa real del fuste de la torre (sin la reducción correspondiente al empuje hidrostático);
- la masa del agua eventualmente contenida en el interior de la torre (torres huecas);

- la masa añadida del agua exterior que se mueve en fase con la torre;

NOTA En ausencia de un análisis riguroso, la masa añadida del agua exterior, puede estimarse de acuerdo con el apéndice F del Anejo 2.

4.2.3 Rigidez

(1) En elementos de hormigón, las propiedades de rigidez deberán evaluarse teniendo en cuenta el efecto de fisuración. Si el cálculo se basa en un valor del coeficiente q mayor de 1, con el correspondiente espectro de cálculo, estas propiedades de rigidez deberán corresponderse con el inicio de la plastificación y pueden determinarse de acuerdo con los puntos (6) y (7) del apartado 4.3.1 del Anejo 1. Si el cálculo se basa en un valor de $q = 1$ y en el espectro de respuesta elástica o en una representación acorde del movimiento del terreno en función del tiempo, la rigidez de los elementos de hormigón deberá calcularse a partir de las propiedades de la sección transversal fisurada que sean coherentes con el nivel de esfuerzo durante la acción sísmica.

(2) Deberá tenerse en cuenta el efecto de las altas temperaturas sobre la rigidez y la resistencia del acero o del hormigón armado, en chimeneas de acero u hormigón, respectivamente.

(3) Si se modela un cable como un único muelle para toda su longitud, en vez de como una serie de masas concentradas conectadas mediante muelles, la rigidez del único muelle deberá tener en cuenta la flecha del cable. Esto puede lograrse utilizando el siguiente módulo de elasticidad equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma^3} E_c} \quad (4.1)$$

donde

E_{eq} es el módulo de elasticidad equivalente;

γ es el peso por unidad de longitud del cable, incluyendo el peso de cualquier carga de hielo en el cable en la situación sísmica de cálculo;

σ es la tensión de tracción en el cable;

l es la longitud del cable;

E_c es el módulo de elasticidad del material del cable.

(4) Para hilos de cable constituidos por cables trenzados o alambres trenzados, E_c es generalmente menor que el módulo de elasticidad E de uno sólo de sus cordones. Si se carece de datos específicos proporcionados por el fabricante, puede aplicarse la siguiente reducción:

$$\frac{E_c}{E} = \cos^3 \beta \quad (4.2)$$

donde β es el ángulo de trenzado de un único cordón.

(5) Si la precarga del cable es tal que la combadura es despreciable, o si la altura de la torre es inferior

a 40 m, el cable puede ser modelado entonces como un muelle lineal.

NOTA De acuerdo con lo especificado en el punto **(4)** del apartado **4.2.2** la masa del cable deberá tenerse en cuenta totalmente.

4.2.4 Amortiguamiento

(1) Si el análisis se lleva a cabo de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **3.3** en base al espectro de respuesta elástica del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, puede adoptarse un amortiguamiento viscoso diferente del 5%. En este caso, puede aplicarse un análisis modal mediante espectro de respuesta con un cociente de amortiguamiento respecto al crítico diferente para cada modo de vibración.

NOTA En el apéndice B se desarrolla un procedimiento de análisis modal mediante espectro de respuesta que tiene en cuenta el amortiguamiento modal.

4.2.5 Interacción suelo-estructura

(1) Para las estructuras cimentadas sobre depósitos de suelos blandos, se aplica lo especificado en el punto **(9)** del apartado **4.3.1** del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de la interacción suelo-estructura.

NOTA 1 El apéndice C proporciona criterios para tener en cuenta la interacción suelo-estructura en el análisis.

NOTA 2 Para las estructuras de gran altura, por ejemplo, para aquellas cuya altura es mayor que cinco veces la máxima dimensión de la base, la resistencia a la oscilación del suelo es importante y puede incrementar significativamente los efectos de segundo orden.

4.3 Métodos de análisis

4.3.1 Métodos aplicables

(1) Los efectos de la acción sísmica y los efectos de las demás acciones consideradas en la situación sísmica de cálculo pueden determinarse en base a un comportamiento elástico lineal de la estructura.

(2) Se aplica lo especificado en los puntos **(2)**, **(3)**, **(4)** y **(5)** del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1.

NOTA Se aplica la nota al punto **(4)** del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1.

(3) Para que la hipótesis de “diafragma rígido” sea aplicable a las torres de acero, éstas deben dotarse de un sistema de arriostramiento horizontal capaz de suministrar la requerida acción de diafragma rígido.

(4) Para que la hipótesis de “diafragma rígido” sea aplicable a las chimeneas de acero, éstas deben dotarse de anillos rigidizadores horizontales a intervalos cortos.

(5) Si no se satisfacen las condiciones para la aplicación de la hipótesis de “diafragma rígido”, deberá llevarse a cabo un análisis dinámico tridimensional, capaz de representar la deformación de la estructura en planos horizontales.

4.3.2 Método de la fuerza lateral

4.3.2.1 Generalidades

(1) Este tipo de análisis es aplicable a las estructuras que satisfagan las dos condiciones siguientes:

- a) La rigidez lateral y la distribución de masas son aproximadamente simétricas en planta respecto a dos ejes horizontales ortogonales, de forma que puede emplearse un modelo independiente a lo largo de cada uno de dichos ejes ortogonales.
- b) La respuesta no está significativamente afectada por la contribución de los modos superiores de vibración.

(2) Para que se satisfaga la condición del punto **(1) b)**, el periodo fundamental en cada una de las dos direcciones horizontales del punto **(1) a)**, deberá satisfacer el punto **(2) a)** del apartado 4.3.3.2.1 del Anejo 1. Además, la rigidez lateral, la masa y las dimensiones horizontales de la estructura deberán permanecer constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base a la coronación.

Las condiciones complementarias o de detalle para que el método de análisis de la fuerza lateral sea aplicable son: $H \leq 40$ metros y clase de importancia I o II.

(3) Si el desplazamiento relativo entre los apoyos de las tuberías y de los equipos sustentados en puntos diferentes es importante para la comprobación de dichas tuberías o equipos, deberá utilizarse un análisis modal mediante espectro de respuesta a fin de tener en cuenta la contribución de los modos superiores a la magnitud de este desplazamiento relativo.

NOTA El método de análisis de la fuerza lateral podría infraestimar la magnitud del desplazamiento diferencial entre diferentes puntos de la estructura.

4.3.2.2 Fuerzas sísmicas

(1) El análisis para la determinación de los efectos de la acción sísmica consiste en la aplicación de fuerzas horizontales F_i , $i = 1, 2, \dots, n$, a las n masas concentradas en las que la estructura ha sido discretizada, incluidas las masas de la cimentación. La suma de dichas fuerzas es igual al esfuerzo cortante en la base, que se toma igual a:

$$F_t = S_d(T) \sum_{j=1}^n m_j \quad (4.3)$$

donde

$S_d(T)$ es la ordenada del espectro de respuesta de cálculo, tal y como se define en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, para el periodo fundamental de vibración, T , en la dirección horizontal de las fuerzas laterales. Si el periodo T no se evalúa como en el punto **(2)** del apartado 4.3.3.2.2 del Anejo 1 deberá tomarse en la expresión (4.3) el valor espectral $S_d(T_c)$.

(2) El reparto de las fuerzas horizontales F_i entre las n masas concentradas deberá realizarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.3.3.2.3 del Anejo 1.

NOTA El método de la fuerza lateral normalmente sobreestima los efectos de la acción sísmica para las torres cónicas en las que la distribución de las masas disminuye sensiblemente con la altura.

4.3.3 Análisis modal mediante espectro de respuesta

4.3.3.1 Generalidades

(1) Este método de análisis puede aplicarse a todas las estructuras, definiendo la acción sísmica mediante un espectro de respuesta.

4.3.3.2 Número de modos

(1) Se aplica lo especificado en el punto **(2)** del apartado **4.3.3.3.1** del Anejo 1.

(2) Puede considerarse que se satisfacen los requisitos especificados en el punto **(1)** si la suma de las masas modales efectivas para los modos tenidos en cuenta alcanza, al menos, el 90% de la masa total de la estructura.

NOTA 1 El apéndice D proporciona información adicional y recomendaciones para la aplicación del punto **(2)**.

NOTA 2 El número de modos necesario para calcular las acciones sísmicas en la parte más alta de la estructura es generalmente mayor que el que es suficiente para evaluar el momento de vuelco o el esfuerzo cortante total en la base de la estructura.

NOTA 3 Por lo general, las estructuras cuasi-asimétricas tienen modos de vibración muy próximos que requieren una consideración especial.

4.3.3.3 Combinación de modos

(1) Lo especificado en los puntos **(1)**, **(2)** y **(3)** del apartado **4.3.3.3.2** se aplica para la combinación de las máximas respuestas modales.

4.4 Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica

(1) Los efectos de cualquier componente de rotación del movimiento del terreno alrededor de una dirección horizontal pueden combinarse con los de la componente de traslación en la dirección horizontal ortogonal mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (combinación SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*)).

(2) La combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica deberá tenerse en cuenta mediante uno de los dos procedimientos alternativos especificados en el punto **(4)** del apartado **4.3.3.5.2** del Anejo 1. De acuerdo con el punto **(1)**, para la aplicación del procedimiento del punto **(4)** del apartado **4.3.3.5.2** del Anejo 1, basado en las expresiones (4.20) a (4.22), las componentes de rotación alrededor de una dirección horizontal deberán combinarse primero con las de la componente de traslación en la dirección horizontal ortogonal.

4.5 Combinación de la acción sísmica con otras acciones

(1) Para la combinación de la acción sísmica con otras acciones en la situación sísmica de cálculo se aplica lo especificado en el apartado **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural y en los puntos **(1)** y **(4)** del apartado **3.2.4** del Anejo 1.

4.6 Desplazamientos

(1) Para el cálculo de los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de cálculo se aplica lo especificado en los puntos **(1)** y **(3)** del apartado **4.3.4**.

4.7 Comprobaciones de seguridad

4.7.1 Estado límite último

(1) Se considera que se satisface el requisito de no colapso (estado límite último) para la situación sísmica de cálculo, si se cumplen las condiciones detalladas en los siguientes apartados relativas a la resistencia de los elementos y de las uniones, a la ductilidad y a la estabilidad.

4.7.2 Condición de resistencia de los elementos estructurales

(1) La siguiente relación debe satisfacerse para todos los elementos estructurales, incluidas las uniones:

$$R_d \geq E_d \quad (4.4)$$

donde

R_d es la resistencia de cálculo del elemento, calculada de acuerdo a los modelos mecánicos y a las reglas específicas del material (en términos de valores característicos de la propiedad del material, f_k , y el factor de seguridad parcial, γ_M);

E_d es el valor de cálculo del efecto de la acción para la situación sísmica de cálculo (véase 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural), incluyendo, si fuese necesario, los efectos de segundo orden (véase 4.7.3) y los efectos térmicos (véase 4.8). Se permite la redistribución de los momentos flectores de acuerdo con los Anejos 19, 22 y 30 del Código Estructural.

NOTA Se deben utilizar para los factores parciales de seguridad del acero, el hormigón, el acero estructural, la fábrica de albañilería y otros materiales los mismos valores de los coeficientes parciales definidos en los apartados 5.2.4(3), 6.1.3(1), 7.1.3(1) y 9.6(3) del Anejo 1.

4.7.3 Efectos de segundo orden

(1) Los efectos de segundo orden deben tenerse en cuenta, a menos que se satisfaga la condición del punto (2).

(2) No necesitan tenerse en cuenta los efectos de segundo orden si se satisface la siguiente condición:

$$\frac{\delta M}{M_0} < 0,10 \quad (4.5)$$

donde

δM es el momento de vuelco debido al efecto de segundo orden, efecto (P-Δ);

M_0 es el momento de vuelco de primer orden.

4.7.4 Resistencia de las uniones

(1) Para uniones no disipativas soldadas o atornilladas, la resistencia debe determinarse de acuerdo con lo dispuesto en el Anejo 22 del Código Estructural.

(2) La resistencia proporcionada por las uniones disipativas soldadas o atornilladas debe ser mayor

que la resistencia plástica del elemento disipativo unido, calculado en base al límite elástico de cálculo del material, tal como se define en el Anejo 22 del Código Estructural, teniendo en cuenta además el coeficiente de sobrerresistencia (véase el punto **(2)** del 6.1.3 y 6.2 del Anejo 1).

(3) El Anejo 26 del Código Estructural se aplica para determinar los requisitos y propiedades que deben reunir los tornillos y los consumibles de soldadura.

(4) Se considera que satisfacen el criterio de sobrerresistencia las uniones no disipativas de elementos disipativos, ejecutadas mediante soldaduras a tope de penetración total.

4.7.5 Estabilidad

(1) Debe comprobarse la estabilidad global de la estructura para la situación sísmica de cálculo, teniendo en cuenta, cuando sean relevantes para esta situación, el efecto de la interacción de las tuberías y el de las cargas hidrodinámicas.

(2) La estabilidad global puede considerarse comprobada si se satisfacen las reglas correspondientes a la comprobación de la estabilidad de los Anejos 19, 22 y 25 del Código Estructural, para estructuras dentro de su ámbito de aplicación. Para estructuras fuera de dicho ámbito, el proyectista deberá justificar el diseño realizado de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) En elementos de acero estructural se permite el uso de secciones de clase 4, siempre que se cumplan todas las condiciones siguientes:

- (a) se satisfacen las disposiciones específicas del apartado 5.5 del Anejo 22 del Código Estructural;
- (b) el valor del coeficiente de comportamiento, q , se limita a 1,5 (véanse también las disposiciones especiales definidas en los capítulos 6 y 7 para las estructuras con secciones de clase 4); y
- (c) la esbeltez λ no es mayor de:
 - 120 en los elementos principales,
 - 180 en los elementos de arriostramiento sísmico primarios,
 - 250 en los elementos de arriostramiento sísmico secundarios,

NOTA Véanse los términos y definiciones del apartado 1.5.2.

4.7.6 Condición de ductilidad y de disipación de energía

(1) Los elementos estructurales y la estructura en su conjunto deben poseer una capacidad de ductilidad y de disipación de energía suficiente para las demandas provocadas por la acción sísmica de cálculo. El valor del coeficiente de comportamiento considerado en el cálculo deberá relacionarse con la capacidad de ductilidad y de disipación de energía de la estructura.

(2) El requisito especificado en el punto **(1)** se considera satisfecho mediante la utilización de uno de los métodos de cálculo siguientes:

- (a) cálculo de la estructura para un comportamiento disipativo, utilizando un valor del coeficiente de comportamiento mayor de 1,5 y aplicando las reglas especiales dadas en los capítulos **5, 6, 7 y 8** para la capacidad de disipación de energía de los diferentes tipos de estructuras tratados en esos capítulos.
- (b) cálculo de la estructura para un comportamiento no disipativo (o débilmente disipativo), utilizando un valor del coeficiente de comportamiento no mayor de 1,5 y aplicando lo especificado en el punto **(4)** del apartado **2.1**.

4.7.7 Cimentaciones

- (1) Se aplica lo especificado en el punto **(4)** del apartado **2.2.2** del Anejo 1.
- (2) El cálculo y la comprobación de la cimentación deberá realizarse de acuerdo con lo especificado en el apartado **4.4.2.6** del Anejo 1. Cuando el efecto de la acción obtenido a partir del análisis para la acción sísmica de cálculo, $E_{F,E}$, mediante la expresión (4.30) del Anejo 1, sea la fuerza vertical, N_{Ed} , debida al sismo, la contribución de la componente vertical de la acción sísmica para N_{Ed} puede despreciarse si provoca el despegue de la cimentación.

4.7.8 Tirantes y accesorios

- (1) Para determinar los requisitos y propiedades de los cables, cables trenzados, alambres y accesorios se aplicará la reglamentación específica vigente o, en su defecto, los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

4.8 Efectos térmicos

- (1) Deberán tenerse en cuenta, de acuerdo con los Anejos 20, 23 y 31 del Código Estructural, los efectos térmicos asociados a la temperatura normal de funcionamiento sobre las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, tales como el módulo elástico y el límite elástico. Pueden despreciarse los efectos térmicos debidos a temperaturas de los elementos estructurales inferiores a 100 °C. Para chimeneas autoportantes de acero véase la Norma UNE-EN 13084-7.

4.9 Estado de limitación de daños

- (1) El requisito de minimización de daños establece límites aplicables a los desplazamientos para la acción sísmica de limitación de daños. Los capítulos **5, 6, 7 y 8** proporcionan límites que dependen del tipo de estructura.
- (2) Pueden aplicarse límites reducidos a los desplazamientos si el funcionamiento de la estructura es sensible a las deformaciones (por ejemplo, en torres de telecomunicaciones en las que la deformación podría conllevar un daño permanente a los equipos o a una pérdida de la señal).
- (3) Los desplazamientos para el requisito de limitación de daños pueden calcularse como los desplazamientos obtenidos de acuerdo con el punto **(1)** del apartado **4.6** para la acción sísmica de cálculo correspondiente al “requisito de estado límite último”, multiplicados por un coeficiente reductor, v , que tenga en cuenta el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daños (véase **4.4.3.1** del Anejo 1).
- (4) El valor del factor de reducción, v , depende también de la clase de importancia de la estructura,

siendo: $v = 0,4$ para las clases de importancia III y IV; y $v = 0,5$ para las clases de importancia I y II.

4.10 Coeficiente de comportamiento

4.10.1 Generalidades

(1) El valor del coeficiente de comportamiento q debe calcularse como:

$$q = q_0 k_r \geq 1,5 \quad (4.6)$$

Donde

q_0 es el valor de base del coeficiente de comportamiento, que refleja la ductilidad del sistema resistente a cargas laterales, cuyos valores vienen definidos en los capítulos **5, 6, 7 y 8** para cada tipo diferente de estructura;

k_r es el coeficiente de modificación que refleja la salida con respecto a una distribución regular de masa, de rigidez o de resistencia, cuyos valores vienen definidos en el apartado **4.10.2**.

4.10.2 Valores del coeficiente de modificación k_r

(1) El valor k_r debe tomarse igual a 1,0, salvo que se modifique debido a la existencia en la estructura de alguna de las siguientes irregularidades:

a) Excentricidad horizontal de la masa correspondiente a un determinado nivel horizontal con respecto al centro de rigidez de los elementos de dicho nivel, que sobrepase en un 5% la dimensión paralela de la estructura:

$$k_r = 0,8$$

b) Aberturas practicadas en un fuste o armazón estructural que ocasionen una reducción igual o superior al 30% del momento de inercia de la sección transversal:

$$k_r = 0,8$$

c) Masa concentrada en el tercio superior en altura de la estructura, que contribuye en un 50% o más al momento de vuelco en la base:

$$k_r = 0,7$$

(2) Cuando estén presentes más de una de las irregularidades anteriores, k_r debe suponerse igual al producto de 0,9 por el valor más bajo de k_r .

5 Reglas específicas para las chimeneas de hormigón armado

5.1 Campo de aplicación

- (1) Este capítulo se refiere a chimeneas de hormigón de sección transversal anular (hueco circular).
- (2) Las chimeneas de hormigón calculadas de acuerdo con este Anejo deben cumplir lo dispuesto en los Anejos 19 y 20 del Código Estructural y también las reglas complementarias descritas en este capítulo. Para las chimeneas autoportantes de hormigón se aplicarán también las disposiciones de la Norma UNE-EN 13084-2 que sean complementarias y no contradictorias con las reglas de la reglamentación específica vigente.
- (3) El hormigón deberá tener una resistencia característica, f_{ck} , no inferior a 25 N/mm², tal como se define en el Anejo 19 del Código Estructural.

5.2 Cálculo para un comportamiento disipativo

- (1) Las chimeneas de hormigón pueden calcularse para un comportamiento disipativo con un valor básico del coeficiente de comportamiento $q_0 = 2,5$, mediante la aplicación a las secciones críticas definidas en el punto **(2)** de las disposiciones de este apartado 5.2.
- (2) La región crítica deberá tomarse como sigue:
 - desde la base de la chimenea hasta una altura D sobre la base;
 - desde un cambio brusco de sección hasta una altura D por encima de dicho cambio brusco de sección;
 - una altura D por encima y por debajo de las secciones de la chimenea en las que exista más de una abertura;

donde D es el diámetro exterior de la chimenea en el centro de la región crítica.

- (3) En el cálculo para un comportamiento disipativo, deberá estipularse un valor mínimo del coeficiente de ductilidad local en curvatura, μ_ϕ , en las secciones críticas definidas en el punto **(2)**. Este valor del coeficiente de ductilidad local en curvatura deberá asegurarse mediante la colocación de armaduras de confinamiento, de acuerdo con lo dispuesto en el punto **(4)** y en los puntos **(10)** y **(11)** del apartado 5.4.3.2.2 del Anejo 1.

- (4) La cuantía mecánica volumétrica de las armaduras de confinamiento, ω_{wd} , definida según el punto **(8)** del apartado 5.4.3.2.2 del Anejo 1, deberá asociarse con el coeficiente de ductilidad local en curvatura, μ_ϕ , después del desconchado del hormigón de recubrimiento, mediante el método general basado en:

- a) la definición del coeficiente de ductilidad en curvatura a partir de las curvaturas para el estado límite último y para el límite elástico, como $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$;
- b) el cálculo de ϕ_u como $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / \chi_u$ y de ϕ_y como $\phi_y = 1,5 f_y / (E_s D)$, donde D es el diámetro tal como se define en el punto **(2)**;
- c) la profundidad del eje neutro, x_u , estimado a partir del equilibrio de la sección para las condiciones del estado límite último;
- d) los modelos tensión-deformación definidos en el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural, y la resistencia y la deformación última del hormigón confinado, $f_{ck,c}$ y $\varepsilon_{cu2,c}$, como una

función de la tensión efectiva de confinamiento lateral de acuerdo con el apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural; y

- e) la expresión de la tensión efectiva de confinamiento lateral como $0,5\alpha w_{wd}$, tomando el valor del coeficiente de eficacia de confinamiento, α , de los punto **(8)** b) o c) del apartado **5.4.3.2.2** del Anejo 1.

- (5) El valor del coeficiente de ductilidad en curvatura, μ_ϕ , a considerar en los puntos **(3)** y **(4)** puede determinarse a partir del coeficiente de ductilidad en desplazamiento, μ_δ , utilizando la expresión:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_V} \left(1 - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_V} \right)} \quad (5.1)$$

donde

L_{pl} es la longitud de la rótula plástica;

$L_V = M_{Ed}/V_{Ed}$ es el tramo a esfuerzo cortante de la chimenea en la sección inferior de la zona crítica, calculado en base al momento y al esfuerzo cortante determinados en el análisis.

- (6) El valor del coeficiente de ductilidad en desplazamiento, μ_δ , a considerar en la expresión (5.1) puede deducirse a partir de la siguiente relación entre μ_δ y q_0 :

$$\mu_\delta = q_0 \text{ si } T_1 \geq T_c \quad (5.2)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q_0 - 1) T_c / T_1 \text{ si } T_1 < T_c \quad (5.3)$$

donde T_1 es el periodo fundamental de vibración de la chimenea, y T_c es el periodo correspondiente al límite superior del tramo de aceleración constante del espectro, de acuerdo con el punto **(2)** del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

- (7) El valor de la longitud de la rótula plástica, L_{pl} , a introducir en la expresión (5.1), puede tomarse igual a:

$$L_{pl} = 0,5 D \quad (5.4)$$

donde D es el diámetro exterior de la chimenea, tal como se define en el punto **(2)**.

- (8) A fin de evitar el desconchado brusco del hormigón de la superficie interior de las secciones críticas definidas en el punto **(2)**, el valor del cociente entre el diámetro exterior, tal como se define en el punto **(2)**, y el espesor de la pared, no deberá exceder de 20.

- (9) En las secciones críticas definidas en el punto **(2)** deberán evitarse las juntas de construcción horizontales.

(10) En las regiones críticas definidas en el punto **(2)** se aplica lo dispuesto en el apartado **6.2.3** del Anejo 2.

5.3 Detalle constructivo de las armaduras

5.3.1 Armaduras mínimas (verticales y horizontales)

(1) En chimeneas cuyo diámetro exterior, D , es igual o superior a 4 m, las armaduras verticales y horizontales deben disponerse en dos capas (cortinas) cada una: una capa por dirección próxima a la cara interior, y otra capa, por dirección, próxima a la cara exterior, con no menos de la mitad del total de las armaduras verticales colocadas en la capa más próxima a la cara exterior.

(2) En chimeneas con un diámetro exterior de 4 m o más, la relación mínima entre las armaduras verticales y el área de la sección transversal no deberá ser menor de 0,003.

(3) En chimeneas con un diámetro exterior de 4 m o más, la relación mínima entre las armaduras horizontales y el área de la sección transversal no deberá ser menor de 0,0025. Para chimeneas autoportantes de hormigón, se aplica también la correspondiente regla de la Norma UNE-EN 13084-2.

(4) En chimeneas con un diámetro exterior de menos de 4 m, la totalidad de las armaduras verticales u horizontales puede colocarse en una única capa (cortina) por dirección, en la proximidad de la cara exterior. En ese caso, la relación entre las armaduras de la capa más externa y el área de la sección bruta transversal no deberá ser inferior a 0,002, para cada dirección.

(5) En la proximidad de la coronación de la chimenea, donde los esfuerzos debidos a las cargas permanentes son pequeños, la cuantía mínima de las armaduras verticales puede tomarse igual a la de las armaduras horizontales.

(6) La separación entre las barras verticales no deberá ser mayor de 250 mm, y la de las barras horizontales no deberá sobrepasar los 200 mm.

(7) Las barras de las armaduras horizontales deberán colocarse entre las barras verticales y la superficie del hormigón. Deberán colocarse horquillas entre las capas interiores y exteriores de las armaduras a intervalos, horizontales y verticales, no mayores de 600 mm.

5.3.2 Armadura mínima alrededor de las aberturas

(1) Alrededor del perímetro y de las esquinas de las aberturas, deberán colocarse armaduras complementarias a las dispuestas a cierta distancia de dichas aberturas. El refuerzo complementario deberá incluir en las esquinas, tanto barras diagonales como barras verticales y horizontales; además, deberán situarse tan cerca de la cara exterior de la abertura como permitan las condiciones constructivas ordinarias. Las barras deberán extenderse sobrepasando el borde de la abertura una longitud de anclaje completa.

(2) El área de las armaduras horizontales y verticales complementarias en cada dirección, no deberá ser menor que la de las barras interrumpidas debido a la presencia de la abertura. La cuantía de las armaduras verticales no deberá ser inferior a 0,0075 a lo largo de una distancia horizontal a partir de cualquiera de los bordes verticales de la abertura igual a la mitad de la anchura de dicha abertura.

5.4 Reglas especiales para el análisis y el cálculo

- (1) Sólo es necesario tener en cuenta una componente horizontal del movimiento del terreno, excepto para el caso especificado en el punto **(2)**.
- (2) Es necesario tener en cuenta las dos componentes horizontales del movimiento del terreno en el caso de chimeneas con aberturas de dimensiones horizontales mayores que el espesor de la pared de la chimenea, en las zonas críticas definidas en el punto **(2)** del apartado 5.2.
- (3) La componente vertical del movimiento del terreno puede despreciarse.
- (4) Cuando el revestimiento interno (compuesto de ladrillo, acero, u otros materiales) esté sostenido lateralmente por el fuste estructural de la chimenea en puntos próximos, de forma que el movimiento relativo del revestimiento interno respecto al fuste se considere despreciable, la masa del revestimiento interno puede incorporarse a la del fuste estructural, sin incluir grados de libertad distintos para el revestimiento.
- (5) Cuando los soportes del revestimiento en la coronación de la chimenea, y eventualmente en puntos intermedios, permita el movimiento del revestimiento interior respecto al fuste estructural, el revestimiento interno deberá incluirse en el modelo de análisis dinámico de forma separada al fuste de hormigón. En este caso, si de acuerdo con el punto **(2)** del apartado 3.3 y del apartado 4.2.4, se lleva a cabo el análisis mediante el espectro de respuesta elástica, el valor del cociente o índice de amortiguamiento a utilizar para el revestimiento deberá depender de su construcción.

NOTA El apéndice B propone valores del cociente de amortiguamiento para materiales típicos usados en el revestimiento interior.

5.5 Estado de limitación de daños

- (1) Deberán comprobarse los conductos de las emisiones de gases residuales de las chimeneas frente a las deformaciones impuestas entre los puntos de soporte y frente a las separaciones entre los elementos interiores, de forma que bajo la acción de los desplazamientos calculados de acuerdo con el punto **(3)** del apartado 4.9 no se pierda la estanquidad al gas, y se mantenga un margen de seguridad suficiente frente a la ruptura del conducto de gas.
- (2) El requisito de minimización de daños se considera satisfecho si el desplazamiento lateral de la coronación de la estructura, calculada de acuerdo con el punto **(3)** del apartado 4.9, no excede del 0,5% de la altura de dicha estructura.
- (3) Para la minimización del daño del revestimiento interior, deberá acotarse la flecha relativa entre los diferentes puntos de apoyo de dicho revestimiento interno, calculada de acuerdo con el punto **(3)** del apartado 4.9. A menos que se especifiquen límites más estrictos para un proyecto particular, deberán respetarse los siguientes límites en relación con los desplazamientos laterales relativos de los puntos de apoyo contiguos del revestimiento interior:
 - a) si se adoptan disposiciones que permitan un movimiento relativo entre partes separadas del revestimiento interior, (por ejemplo, mediante la construcción de un revestimiento interior constituido por tubos independientes unos de otros, con un espacio apropiado):

$$d_r \leq 0,020 \Delta H \quad (5.5)$$

- b) en todos los demás casos:

$$d_r \leq 0,020 \Delta H \quad (5.6)$$

donde ΔH es la distancia vertical entre las plataformas contiguas que sostienen el revestimiento interior.

6 Reglas específicas para chimeneas metálicas

6.1 Cálculo para un comportamiento disipativo

(1) Los pórticos o las estructuras trianguladas de acero que proporcionan soporte lateral a los conductos de gases de las chimeneas pueden calcularse para un comportamiento disipativo, de acuerdo con las reglas correspondientes del capítulo 6 del Anejo 1. En ese caso, su cálculo deberá basarse en valores del coeficiente de comportamiento básico, q_0 , que no excedan de los siguientes:

(a) pórticos resistentes a flexión o pórticos con arriostramientos descentrados $q_0 = 5$;

(b) pórticos con arriostramientos centrados: q_0 tomado de la figura 7.1.

(2) Las chimeneas de acero que constan de un fuste estructural calculado para un comportamiento disipativo deberán satisfacer los requisitos de los apartados 5.4.3 y 5.6 del Anejo 22 del Código Estructural para el análisis plástico global. En ese caso, su cálculo puede basarse en un valor del coeficiente de comportamiento básico:

$$q_0 = 2,5$$

(3) Dependiendo de las secciones transversales elegidas, el valor básico del coeficiente de comportamiento está limitado por los valores dados en la tabla 6.1.

NOTA Las chimeneas de acero atirantadas son generalmente ligeras. Por ello, su cálculo para acciones laterales está regido, normalmente, por el viento, a menos que posean abocinamientos de grandes dimensiones u otras masas cerca de la coronación.

Tabla 6.1 – Restricciones al valor básico del coeficiente de comportamiento dependiendo de la clase de sección transversal de los elementos de acero

Valores básicos del coeficiente de comportamiento q_0	Clases de secciones transversales permitidas
$q_0 \leq 1,5$	Clases 1, 2, 3 o 4 (de acuerdo con el apartado 4.7.5(3))
$1,5 < q_0 \leq 2$	Clases 1, 2 o 3
$2 < q_0 \leq 4$	Clases 1 o 2
$q_0 > 4$	Clase 1

6.2 Materiales

6.2.1 Generalidades

- (1) El acero estructural debe ser conforme con el Código Estructural y la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.
- (2) El acero estructural debe cumplir con lo dispuesto en el apartado **3.2** del Anejo 22 del Código Estructural.
- (3) El espesor de los elementos de acero deberá cumplir los requisitos de la tabla 2.1 del Anejo 28 del Código Estructural, dependiendo de la energía del ensayo Charpy sobre probeta con muesca en V (CVN) y de otros parámetros pertinentes, así como los requisitos de la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.
- (4) Cuando elementos de acero inoxidable o de acero aleado están unidos a elementos de acero al carbono, son preferibles las uniones atornilladas. A fin de evitar una corrosión acelerada debida a la acción galvánica, dichas uniones deberán incluir juntas de estanquidad aislantes. Se permiten las soldaduras, a condición de que se ejerza un control metalúrgico especializado sobre el proceso de soldadura y la selección de los electrodos.

6.2.2 Propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono

- (1) Las propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono S 235, S 275, S 355, S 420 y S 460 deben ser las definidas en el Anejo 22 del Código Estructural, y, para propiedades a temperaturas más altas, en la Norma UNE-EN 13084-7.

6.2.3 Propiedades mecánicas de los aceros inoxidables

- (1) Las propiedades mecánicas relativas a los aceros inoxidables deben ser las especificadas en el Anejo 24 del Código Estructural para temperaturas de hasta 400 °C y, para temperaturas más elevadas, en la Norma UNE-EN 13084-7.

6.2.4 Uniones

- (1) Para los materiales de las uniones, consumibles de soldadura, etc, se estará a lo dispuesto en el Anejo 26 del Código Estructural y a los requisitos de producto pertinentes especificados en el artículo 85 del mismo.

6.3 Estado de limitación de daños

- (1) Se aplica lo especificado en el punto **(1)** del apartado 5.5.
- (2) Se aplica lo especificado en el punto **(2)** del apartado 5.5.

6.4 Estado límite último

- (1) El cálculo de acuerdo con esta norma, incluyendo los valores de los factores de comportamiento especificados para un comportamiento disipativo o para uno no disipativo, permite asegurar que la fatiga de bajo ciclo de los detalles constructivos estructurales (especialmente de las uniones) no

contribuirán al estado límite último.

(2) En el cálculo de los detalles constructivos, tales como las bridas, deberá tenerse en cuenta el reparto de los esfuerzos plásticos.

(3) Al comprobar una chimenea para la situación sísmica de cálculo, deberá tenerse en cuenta un sobreespesor por corrosión, a menos que se tomen las medidas especiales para la protección frente a la corrosión especificadas en el Anejo 22 del Código Estructural. Dicho sobreespesor deberá adoptarse, en su caso, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(4) Todo debilitamiento de una sección transversal debido a muescas o aberturas (agujeros de hombre, orificios de entrada de emisiones) debe compensarse con un refuerzo local del fuste estructural (por ejemplo, a través de rigidizadores alrededor de los bordes de las aberturas), teniendo además en cuenta consideraciones de estabilidad local.

7 Reglas específicas para las torres de acero

7.1 Campo de aplicación

(1) Las torres de acero proyectadas de acuerdo con este Anejo deben cumplir con lo especificado en las partes pertinentes del Código Estructural (Anejos 22 a 29) y con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, así como con las reglas complementarias especificadas en este capítulo.

7.2 Cálculo para un comportamiento disipativo

(1) El cálculo de torres de acero para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las disposiciones pertinentes del capítulo 6 del Anejo 1. En ese caso, su cálculo deberá basarse en valores del coeficiente de comportamiento básico, q_0 , que no excedan de los siguientes:

(a) pórticos resistentes a flexión o pórticos con arriostramientos descentrados: $q_0 = 5$;

(b) pórticos con arriostramientos concéntricos: q_0 obtenido de la figura 7.1.

(2) Se aplica lo especificado en el punto (3) del apartado 6.1.

(3) Si las diagonales principales de la torre triangulada son tubulares, el valor básico del coeficiente de comportamiento deberá limitarse a 2.

7.3 Materiales

(1) El acero estructural deberá cumplir con lo dispuesto en el Anejo 22 del Código Estructural. Adicionalmente, deberá cumplir también con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más

adecuados.

- (2) Se aplica lo especificado en el punto **(2)** del apartado **6.2.1**.
- (3) Se aplica lo especificado en el punto **(3)** del apartado **6.2.1**.
- (4) Se aplican los requisitos especificados en el apartado **6.2** del Anejo 1.
- (5) El espesor de los elementos de las torres, conformados en frío, deberá ser de al menos 3 mm.

NOTA Las torres de acero se proyectan a veces para permanecer en servicio sin mantenimiento durante 30 años o 40 años, o incluso más. Un acero desgastable por la intemperie no puede utilizarse entonces, a menos que se le aplique una protección frente a la corrosión, tal como una galvanización por inmersión en caliente.

7.4 Cálculo de torres con arriostramientos concéntricos

- (1) La figura 7.1 indica los valores de q_0 a utilizar para el cálculo de configuraciones típicas de torres de acero con arriostramientos concéntricos para un comportamiento disipativo.
- (2) En los pórticos de las figuras 7.1 (a) a (e) y (h) deben tenerse en cuenta tanto las diagonales a tracción como a compresión en un análisis elástico de la estructura frente a la acción sísmica.
- (3) Los pórticos de las figuras 7.1 (a) a (c) pertenecen a los tipos de arriostramientos en “K” y no están permitidos para un comportamiento disipativo. El valor de q para este tipo de pórticos está limitado a 1,5.
- (4) Los pórticos de las figuras 7.1 (d) y (h) pueden asimilarse a pórticos con arriostramientos en “V”, con diagonales que intersectan al nivel de un elemento horizontal continuo. El cálculo para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las disposiciones dadas en el apartado **6.7** del Anejo 1 aplicables a pórticos con arriostramientos en V.
- (5) Para el pórtico de la figura 7.1 (e), el cálculo para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las reglas del apartado **6.7** del Anejo 1 aplicables a pórticos con arriostramientos diagonales en los que las diagonales no están configuradas como arriostramientos en X.
- (6) Los pórticos con arriostramientos en X de las figuras 7.1 (f) y (g) pueden considerarse como pórticos con arriostramientos diagonales en X. En el cálculo para un comportamiento disipativo, sólo las diagonales a tracción deberán tenerse en cuenta en un análisis elástico de la estructura frente a la acción sísmica. Dicho cálculo deberá estar de acuerdo con las reglas dadas en el apartado **6.7** del Anejo 1 aplicables a los pórticos con arriostramientos diagonales en X.
- (7) Si el valor básico del coeficiente de comportamiento utilizado en el cálculo es igual o mayor de 3,5, deberán disponerse arriostramientos horizontales con triangulación completa, tales como las de la figura 7.2.

7.5 Reglas especiales para el cálculo de torres de transmisión eléctrica

- (1) El cálculo deberá tener en cuenta los efectos desfavorables sobre la torre a proyectar de los cables entre torres contiguas.

(2) Los requisitos del punto **(1)** pueden satisfacerse si los efectos de la acción sísmica sobre la estructura de la torre se calculan mediante una simple suma de los siguientes sumandos (no se deberán utilizar reglas de combinación como la de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, o similares):

- Los efectos de la acción sísmica debidos a las fuerzas ejercidas por los cables sobre la torre, suponiendo que ésta se desplaza estáticamente con respecto a las torres adyacentes en la dirección más desfavorable. El desplazamiento relativo supuesto deberá ser igual a dos veces el desplazamiento de cálculo del terreno, especificado en el apartado **3.2.2.4** del Anejo 1. Deberá analizarse el conjunto de todos los desplazamientos relativos entre torres, físicamente posibles, considerando la hipótesis de que las torres están empotradas en su base;
- Los efectos de la acción sísmica debidos a las fuerzas de inercia resultantes de un análisis dinámico acorde con lo especificado en el punto **(2)** del apartado **4.2.1**. Si se emplea un modelo de tres torres, puede adoptarse una hipótesis simplificada para las dos torres contiguas, si éstas son torres tangentes. En este caso, las fuerzas de inercia pueden calcularse suponiendo que la torre contigua dispone de un apoyo elástico a la altura de los cables, en la dirección de éstos.

7.6 Estado de limitación de daños

(1) Para el estado de limitación de daños, dependiendo de la función de la torre y para cada proyecto particular, deberán especificarse los límites de los desplazamientos, calculados de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **4.9**.

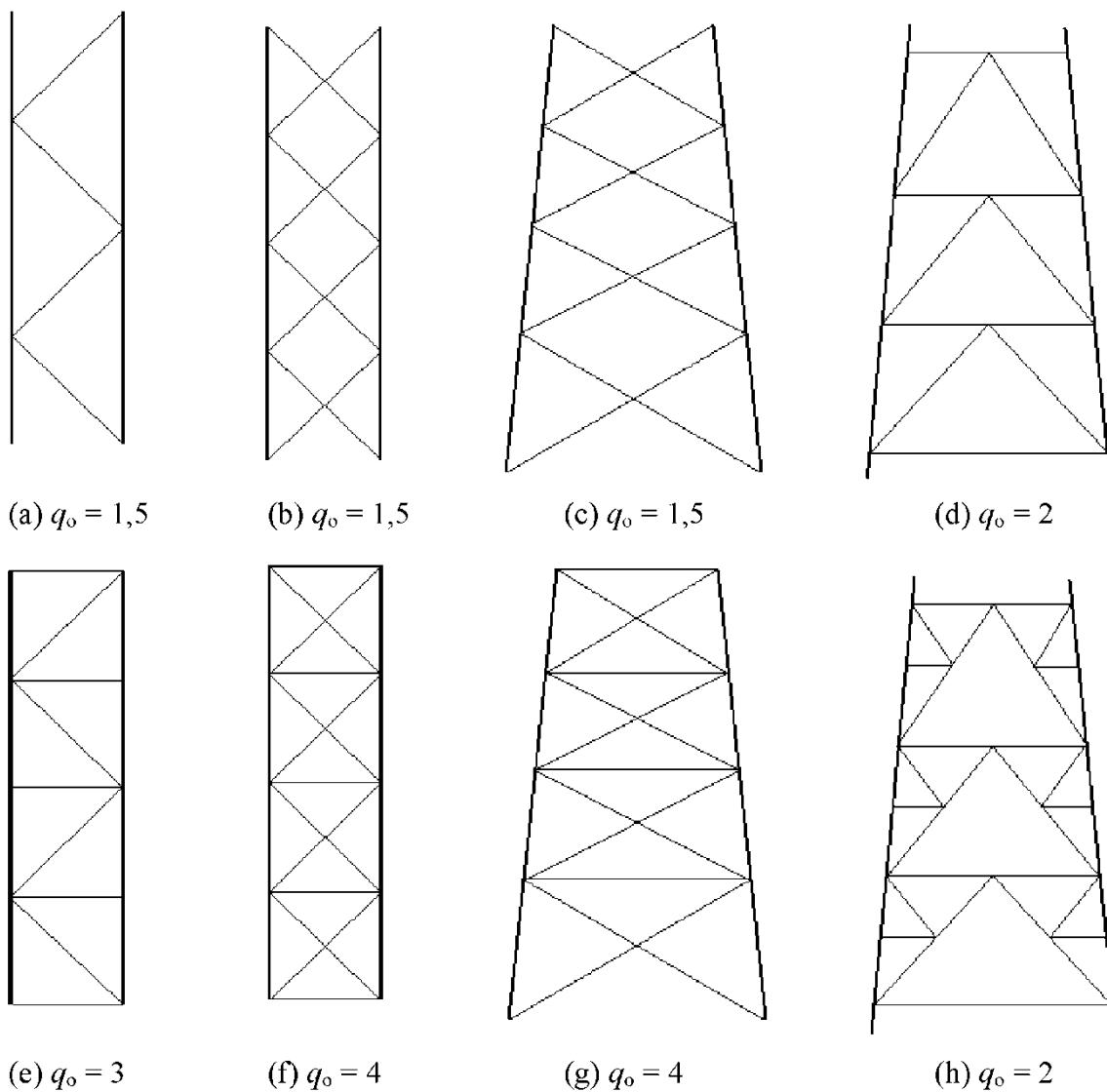


Figura 7.1 – Valores básicos del coeficiente de comportamiento para configuraciones de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos

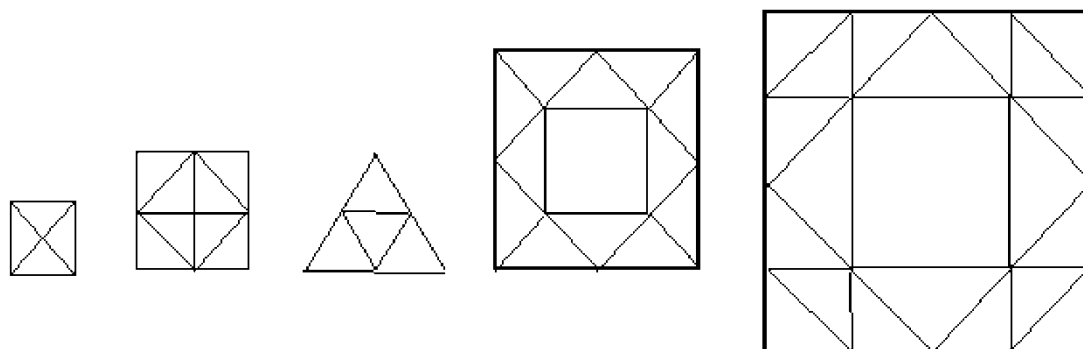


Figura 7.2 – Ejemplos de arriostramientos horizontales con triangulación completa, a utilizar en torres con $q_0 \geq 3,5$

7.7 Otras reglas especiales de cálculo

- (1) Las “juntas telescópicas” pueden utilizarse solamente en las torres tubulares de acero si están cualificadas experimentalmente.
- (2) El anclaje a la cimentación deberá proyectarse en la base de las columnas para resistir una fuerza de tracción igual a la mayor de las dos siguientes, si éstas son tracciones:
 - (a) la fuerza calculada de acuerdo con lo dispuesto en el punto **(2)** del apartado **4.2.1**;
 - (b) la fuerza calculada a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo, utilizando un valor del coeficiente de comportamiento no mayor de $q = 2$.
- (3) Las uniones de las torres deberán calcularse y detallarse constructivamente para que cumplan los requisitos pertinentes del capítulo **6** del Anejo 1, relativos a las uniones de sistemas estructurales de similar tipo y configuración, calculados para el mismo valor básico del coeficiente de comportamiento, q_0 , que la torre.

8 Reglas específicas para los mástiles atirantados

8.1 Campo de aplicación

- (1) Este capítulo se refiere a mástiles de acero.
- (2) Los mástiles de acero calculados de acuerdo con este Anejo deben cumplir con lo especificado en las partes pertinentes del Código Estructural (Anejos 22 a 29). Adicionalmente, deberán cumplir con lo dispuesto en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, así como con las reglas complementarias especificadas en este capítulo.

8.2 Requisitos especiales para el análisis y el cálculo

- (1) El cálculo para un comportamiento disipativo no está permitido en el caso de mástiles atirantados. Éstos deberán calcularse para un bajo comportamiento disipativo con $q = 1,5$.
- (2) La tensión de los cables atirantados debida a la acción sísmica de cálculo debe ser inferior a la preexistente en los cables.
- (3) La restricción elástica inducida al mástil por los cables atirantados, deberá tenerse en cuenta como sigue:
 - en mástiles relativamente cortos (de hasta 30 m o 40 m) puede considerarse que los cables atirantados actúan como simples tirantes a tracción, cuya rigidez permanece constante cuando el mástil flexa;

- en torres de mayor altura, la flecha de los cables atirantados es grande y deberá tenerse en cuenta considerando una rigidez para los cables que depende de las deformaciones, de acuerdo con lo especificado en los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **4.2.3**.

(4) Deberá tenerse en cuenta la flecha de los cables atirantados debida a la carga de hielo considerada en la situación sísmica de cálculo.

(5) Tanto para los cables atirantados con flechas importantes como para los rectos, la componente horizontal de la rigidez del cable deberá tomarse igual a:

$$K_{\text{eff,h}} \cos^2 \alpha = \frac{A_c E_{\text{eq}}}{l} \quad (8.1)$$

donde

A_c es el área de la sección transversal del cable atirantado;

E_{eq} es el módulo de elasticidad efectivo del cable atirantado (considerando la flecha de acuerdo con lo especificado en los puntos **(3)** y **(4)** del apartado **4.2.3**, si se requiere, de acuerdo con los puntos **(3)** y **(4)**);

l es la longitud del cable;

α es el ángulo que el cable atirantado forma con la horizontal.

(6) Si, tanto la flecha como la masa del cable atirantado, son significativas, deberá considerarse la posibilidad de una acción impulsiva del cable sobre el mástil en la situación sísmica de cálculo.

8.3 Materiales

- (1) Se aplica lo especificado en el punto **(1)** del apartado **7.3**.
- (2) Se aplica lo especificado en el punto **(2)** del apartado **6.2.1**.
- (3) Se aplica lo especificado en el punto **(3)** del apartado **6.2.1**.
- (4) Se aplican los requisitos del apartado **6.2** del Anejo 1.

8.4 Estado de limitación de daños

- (1) Se aplica lo especificado en el punto **(2)** del apartado 5.5.
- (2) Para el estado de limitación de daños, dependiendo de la función del mástil y para cada proyecto particular, deberá especificarse un límite para los desplazamientos relativos entre los elementos de rigidización horizontales, calculado de acuerdo con lo dispuesto en el punto **(3)** del apartado **4.9**.

Apéndice A

Recomendaciones para el análisis dinámico lineal teniendo en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del terreno

- (1) Cuando se tengan en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del terreno observadas durante el sismo, la acción sísmica puede representarse mediante tres espectros de respuesta elástica para las componentes de traslación y otros tres espectros de respuesta elástica para las componentes de rotación.
- (2) Los espectros de respuesta elástica para las dos componentes horizontales de traslación (ejes x e y) y para la componente vertical (eje z) son los descritos en los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3 del Anejo 1.
- (3) El espectro de respuesta de rotación se define de forma análoga al espectro de respuesta de las componentes de traslación, es decir, considerando la máxima respuesta del movimiento de rotación de un oscilador de un solo grado de libertad de rotación, de periodo natural T y de cociente de amortiguamiento crítico ξ .
- (4) R^θ representa el cociente entre el máximo momento en el muelle del oscilador y el momento de inercia rotacional respecto a su eje de rotación. Para valores dados de ξ , el diagrama de los valores de R^θ respecto al periodo natural, T , es el espectro de respuesta de rotación.
- (5) Cuando no se dispone de resultados de una investigación específica o de mediciones de campo bien documentadas, los espectros de respuesta de rotación pueden determinarse como:

$$R_x^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (A.1)$$

$$R_y^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (A.2)$$

$$R_z^\theta(T) = 2,0 \pi S_e(T) / v_s T \quad (A.3)$$

donde

$R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$ son los espectros de respuesta de rotación alrededor de los ejes x, y y z , en rad/s^2 ;

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica para las componentes horizontales en el emplazamiento, en m/s^2 ;

T es el periodo, en segundos;

v_s es la velocidad media de la onda S, en m/s , correspondiente a los 30 m superiores del perfil del suelo. Puede utilizarse el valor correspondiente a las vibraciones de baja amplitud, es decir, a deformaciones de cortante del orden de 10^{-6} .

(6) El valor de v_s se obtiene directamente a partir de medidas de campo, o bien, determinando mediante ensayos de laboratorio el módulo de elasticidad al cortante, G , para pequeñas deformaciones, y la densidad del suelo ρ , y aplicando la expresión (3.1) invertida del punto (1) del apartado 3.2 del Anejo 5:

$$v_s = \sqrt{G / \rho}$$

(7) En aquellos casos en los que no se evalúe v_s mediante medidas experimentales de acuerdo con el punto (6), puede utilizarse el valor de la tabla A.1, en la medida en que sea representativo del tipo de suelo del emplazamiento:

Tabla A.1 – Valores por defecto de la velocidad de la onda de corte para los cinco tipos de suelo estándar

Tipo de suelo	Velocidad de la onda de corte, v_s m/s
A	800
B	580
C	270
D	150

(8) Cuando se considere una aceleración de traslación del terreno $\ddot{x}(t)$ en la dirección horizontal x asociada a una aceleración de rotación $\ddot{\theta}(t)$ en el plano vertical x - z , entonces, si $[M]$ es la matriz de inercia, $[K]$ es la matriz de rigidez, y $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, las ecuaciones del movimiento para el sistema resultante de múltiples grados de libertad vienen dadas por:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = - \left(\{m\} \ddot{x} + \{m h\} \ddot{\theta} \right) \quad (A.4)$$

donde

$\{\ddot{u}\}$ es el vector cuyas componentes son las aceleraciones relativas respecto a la base, de los grados de libertad de la estructura;

$\{\dot{u}\}$ es el vector cuyas componentes son las velocidades de los grados de libertad de la estructura;

$\{u\}$ es el vector cuyas componentes son los desplazamientos relativos respecto a la base de los grados de libertad;

$\{m\}$ es el vector cuyas componentes son las masas de traslación, en la dirección horizontal de la excitación traslacional. Este vector coincide con la diagonal principal de la matriz de masa $[M]$, si el vector $\{u\}$ incluye únicamente las traslaciones en la dirección horizontal de la excitación;

$\ddot{x}(t)$ es la aceleración de traslación del terreno, representada por S_e ;

$\ddot{\theta}(t)$ es la aceleración de rotación de la base, representada por R^θ .

(9) Para tener en cuenta el término $\{m\}$, el factor de participación del modo k en el análisis modal es:

$$a_{ku} = \frac{\{\Phi^T\} \{m\}}{\{\Phi^T\} [M] \{\Phi\}} \quad (A.5)$$

mientras que, para el término $\{mh\} \ddot{\theta}$, el factor de participación es:

$$a_{k\theta} = \frac{\left\{ \left(\Phi h \right)^T \right\} \{m\}}{\{\Phi^T\} [M] \{\Phi\}} \quad (A.6)$$

donde

$\{\Phi\}$ es el k -ésimo vector modal;

$\{\Phi h\}$ es el vector cuyas componentes son los productos de la amplitud modal Φ_i para el i -ésimo grado de libertad por su elevación h_i .

(10) Normalmente, deberían superponerse los efectos de las dos sollicitaciones. Generalmente no están en fase y, consecuentemente, los efectos de la excitación rotacional del terreno pueden combinarse con los de la excitación de traslación mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Apéndice B

Recomendaciones para la consideración del amortiguamiento modal en el análisis modal mediante espectro de respuesta

(1) Cuando se aplica el espectro de respuesta de cálculo, el valor del coeficiente de comportamiento q incorpora la disipación de energía en la zona elástica de la respuesta estructural, la disipación de energía debida a la interacción suelo-estructura, y la disipación de energía debida al comportamiento histerético de la estructura. Cuando se utiliza el espectro elástico en el análisis, el factor de amortiguamiento (con relación al crítico) necesita definirse de forma explícita. Cuando se lleva a cabo un análisis modal, los factores de amortiguamiento necesitan definirse para cada modo de vibración. Si un modo dado implica esencialmente un único material de la estructura, el factor de amortiguamiento debería estar de acuerdo con las características de disipación del material y ser coherente con la amplitud de la deformación.

(2) Para la mayor parte de los materiales estructurales corrientes, pueden utilizarse los valores del amortiguamiento dados en el apartado 4.1.3 del Anejo 2.

(3) Si se considera que los elementos no estructurales contribuyen a la disipación de energía, pueden considerarse valores más elevados del amortiguamiento. Debido a la dependencia de éste de la amplitud de la deformación, los valores de los factores de amortiguamiento comprendidos entre los límites más bajos son, por lo general, apropiados para la acción sísmica de limitación de daños, mientras que los valores comprendidos entre los límites más altos lo son para la acción sísmica de cálculo. Dichos límites pueden tomarse como:

- para un recubrimiento de cerámica: 0,015 – 0,05;
- para un revestimiento interno de fábrica de ladrillo: 0,03 – 0,10;
- para un revestimiento interno de acero: 0,01 – 0,04;
- para un revestimiento interno de polímeros reforzados con fibras: 0,015 – 0,03.

(4) Los rangos representativos del índice de amortiguamiento para la disipación de la energía en un terreno modelado mediante amortiguadores, son los siguientes:

- para el grado de libertad horizontal (asociado al movimiento de vaivén del suelo): 0,10 – 0,20;
- para el grado de libertad de rotación (asociado al movimiento de balanceo del suelo): 0,07 – 0,15;
- para el grado de libertad vertical (asociado a la traslación vertical del suelo): 0,15 – 0,20.

(5) Deberían asignarse factores bajos de amortiguamiento a los amortiguadores asociados a cimentaciones construidas sobre un depósito de suelos sedimentarios poco profundo bajo el que yace un sustrato rocoso o de rigidez similar.

(6) En general, para el tipo de estructuras tratadas en este Anejo, cualquier modo de vibración implica la deformación de más de un material. En este caso, para cada modo, es apropiado considerar un amortiguamiento modal medio basado en la energía de deformación elástica almacenada en dicho modo.

(7) La formulación conduce a:

$$\bar{\xi}_j = \frac{\{\Phi\}^T [\bar{K}] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [K] \{\Phi\}} \quad (B.1)$$

donde

$\bar{\xi}_j$ es el factor de amortiguamiento modal equivalente correspondiente al j -ésimo modo;

$[K]$ es la matriz de rigidez;

$[\bar{K}]$ es la matriz de rigidez modificada, con términos iguales al producto del correspondiente término de la matriz de rigidez, $[K]$, por el factor de amortiguamiento para dicho elemento;

$\{\Phi\}$ es el j -ésimo vector modal.

(8) También pueden utilizarse otras técnicas, si se dispone de datos más detallados sobre las características del amortiguamiento de los subsistemas estructurales.

(9) Se recomienda que el valor $\bar{\xi}_j$ no exceda de 0,15, a menos que se justifique experimentalmente.

Apéndice C

Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

- (1) Este apéndice contiene información complementaria a la del apéndice D del Anejo 5.
- (2) El movimiento sísmico de proyecto se define en la superficie del terreno en condiciones de campo libre, es decir, sin estar afectado por las fuerzas inerciales originadas por la presencia de estructuras. Cuando la estructura esté cimentada sobre depósitos de suelo o terrenos blandos, el movimiento resultante en la base de la estructura diferirá del que tiene lugar a la misma cota en campo libre, debido a la deformabilidad del suelo. Para estructuras altas, el balanceo del suelo puede ser importante y puede incrementar significativamente los efectos de segundo orden.
- (3) Los métodos de modelado de la interacción suelo-estructura deberían tener en cuenta:
 - (a) el grado de empotramiento en el suelo;
 - (b) la profundidad de la posible capa rocosa;
 - (c) la estratificación de las capas de suelo;
 - (d) la variabilidad de las propiedades del suelo en cada capa estratigráfica; y
 - (e) la dependencia de las propiedades del suelo (módulo a cortante y amortiguamiento) del nivel de la deformación.
- (4) Generalmente, puede considerarse aplicable la hipótesis de estratificación horizontal.
- (5) A menos que la investigación del suelo sugiera un rango adecuado de variabilidad para el módulo dinámico del suelo, puede obtenerse un límite superior de la rigidez del suelo multiplicando por 2 el conjunto de valores de las mejores estimaciones de los módulos, y el límite inferior multiplicando dicho conjunto por 0,5.
- (6) Al ser dependientes de la deformación, el amortiguamiento y el módulo a cortante de cada capa de suelo, deberían ser coherentes con la intensidad de la deformación cortante efectiva esperada durante la acción sísmica considerada. Un método lineal equivalente es aceptable. En este caso, el análisis debería llevarse a cabo iterativamente. El análisis es lineal en cada iteración, pero las propiedades del suelo se ajustan de iteración en iteración, hasta que las deformaciones calculadas sean compatibles con las propiedades del suelo consideradas en el análisis. El procedimiento iterativo puede desarrollarse para el depósito de suelo en campo libre, suprimiendo la presencia de la estructura.
- (7) Las amplitudes de la deformación a cortante efectiva de cualquier capa, a considerar para la evaluación de los módulos dinámicos y del amortiguamiento en los métodos lineales equivalentes, pueden tomarse como:

$$\gamma_{\text{eff}} = 0,65 \gamma_{\text{máx.t}} \quad (\text{C.1})$$

donde $\gamma_{\text{máx.t}}$ es el valor máximo de la deformación a cortante en el estrato de suelo en campo libre durante la acción sísmica considerada.

(8) Si se modela el suelo mediante el método de los elementos finitos, deberían justificarse los criterios para determinar la localización de la frontera inferior y lateral de la zona modelada. En general, se aplican en dichas fronteras las funciones de excitación que simulan el movimiento sísmico. En tales casos, se requiere generar un sistema de excitación que actúe en dichas fronteras, de tal manera que el movimiento de respuesta en la superficie del suelo, en campo libre, sea idéntico al movimiento del terreno debido a la acción sísmica considerada. Deberían presentarse los métodos y las teorías seguidas para la generación de dichos sistemas de excitación.

(9) Si se usa el método de modelado del semiespacio (parámetros concentrados), los parámetros utilizados en el análisis para considerar la deformabilidad del suelo n tener en cuenta la estratificación. También deberían tenerse en cuenta la variabilidad de las propiedades del suelo y de las propiedades dependientes de la deformación.

(10) Debería explicarse claramente cualquier otro método de modelado utilizado para el análisis de la interacción suelo-estructura.

(11) Debería justificarse la decisión de no tener en cuenta en el análisis la interacción suelo-estructura.

Apéndice D

Recomendaciones para la consideración del número de grados de libertad y de los modos de vibración

(1) Se utiliza un análisis dinámico (por ejemplo, un método de análisis en función del tiempo o mediante un espectro de respuesta), cuando se considere que no se justifica el uso del método de la fuerza lateral.

(2) El análisis debería:

- tener en cuenta la respuesta al balanceo y a la traslación de la cimentación;
- incluir un número suficiente de masas y de grados de libertad para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural y equipo;
- incluir un número suficiente de modos de oscilación para asegurar la participación de todos los modos significativos;
- prever el máximo desplazamiento relativo entre los apoyos de los equipos o de las máquinas (para una chimenea, la interacción entre los tubos interiores y exteriores);
- tener en cuenta los efectos significativos, tales como las interacciones entre tuberías, las restricciones exteriores aplicadas a la estructura, las cargas hidrodinámicas (tanto los efectos de masa como de rigidez), así como un posible comportamiento no lineal;
- proporcionar “espectros de respuesta de plantas o forjados”, cuando la estructura soporte equipos importantes ligeros o anexos.

(3) La masa modal efectiva, M_i , para el modo i , mencionada en el punto **(2)** del apartado **4.3.3.2**, se define como:

$$M_i = \left[\{\phi\}^T [M] \{i\} \right]^2 / \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (D.1)$$

donde

$\{\phi\}$ es el i -ésimo vector modal;

$\{i\}$ es un vector columna cuyos términos son iguales a 0 o 1, el cual representa el desplazamiento inducido en el grado de libertad asociado cuando su base es sometida a un desplazamiento unitario en la dirección de la componente de la acción sísmica considerada.

(4) El criterio indicado en el punto **(2)** del apartado **4.3.3.2** no asegura la adecuada discretización de la masa, si se trata de un equipo ligero o de un anexo estructural. En ese caso, podría cumplirse la condición anterior, pero el modelo matemático de la estructura podría, en cambio, ser inadecuado para describir la respuesta del equipo o del elemento accesorio. Cuando sea necesario el análisis del equipo o del anexo, debería definirse un “espectro de respuesta de planta o forjado”, aplicable a la cota del forjado sobre el que se apoya el equipo/anexo. También se recomienda este método cuando se necesite analizar independientemente una parte de la estructura, por ejemplo, un revestimiento interior de una chimenea construida con mampuestos de fábrica, sujeto mediante soportes aislados al fuste de dicha chimenea.

Apéndice E

Recomendaciones para chimeneas de mampostería

E.1 Introducción

(1) Una chimenea de mampostería es una chimenea construida con mampuestos o bloques de fábrica y mortero, en adelante designada como “de mampostería”. Las chimeneas de mampostería deberían construirse, anclarse, sustentarse y reforzarse como se indica en este apéndice.

E.2 Zapatas y cimentaciones

(1) Las cimentaciones de las chimeneas de mampostería deberían construirse de hormigón o de mampostería sólida de al menos, 300 mm de espesor, y deberían prolongarse por todos los lados, al menos, 150 mm más allá del paramento de la chimenea o del muro soporte. Las zapatas deberían cimentarse sobre terreno natural inalterado o sobre rellenos compactados, a un nivel inferior a la cota de helada en el emplazamiento. En zonas no sujetas a heladas, las zapatas deberían estar, al menos, 300 mm por debajo de la superficie del terreno.

E.3 Coeficiente de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q debería tomarse igual a 1,5, correspondiente a un comportamiento disipativo bajo.

E.4 Armaduras verticales mínimas

(1) En chimeneas de hasta 1 m de dimensión horizontal, deberían colocarse en la cimentación un total de cuatro barras verticales continuas de 12 mm de diámetro, bien en el hormigón existente entre los bloques de mampostería, o bien, en el interior de los alveolos de los bloques huecos de mampostería rellenos de lechada de mortero. Debería evitarse la adherencia de la lechada con el revestimiento interior del conducto interior de la chimenea, a fin de evitar que se restrinja su expansión térmica. En chimeneas cuya dimensión horizontal sea superior a 1 m, deberían añadirse dos barras verticales continuas adicionales de 12 mm de diámetro por cada metro adicional de dimensión horizontal, o fracción del mismo.

E.5 Armaduras mínimas horizontales

(1) Las armaduras verticales deberían rodearse con encadenamientos de 6 mm de diámetro o con otros tipos de refuerzo de sección transversal equivalente, con una separación máxima de 400 mm.

E.6 Anclaje sísmico mínimo

(1) Una chimenea de mampostería que atraviese los forjados y la techumbre de un edificio debería anclarse a cada techumbre y a cada forjado que esté a más de 2 m sobre el terreno, excepto cuando se construya completamente por el interior de los muros exteriores del edificio. Deberían embeberse en la chimenea dos bridas de acero de 5 mm por 25 mm, con una longitud mínima de 300 mm. Las bridas deberían anclarse mediante ganchos colocados alrededor de las barras exteriores y deberían prolongarse 150 mm más allá del doblado de las patillas. Cada brida debería fijarse a un número mínimo de cuatro viguetas del forjado mediante dos pernos de 12 mm.

E.7 Voladizo

(1) Una chimenea de mampostería no debería proyectarse de forma que, en planta, sobresalga de un muro o cimentación más de la mitad del espesor de la pared de la chimenea. No se debería proyectar una chimenea de mampostería sobresaliendo en planta de un muro o cimentación que sea menor de 300 mm de espesor, salvo que el citado resalto sea el mismo a cada lado del muro. Como excepción, en la segunda planta de un edificio de dos pisos, el resalto de la chimenea por fuera del muro exterior puede ser igual al espesor de la pared. El resalto en planta de una hilada de mampuestos no debería exceder del menor de los siguientes valores: mitad de la altura del mampuesto o un tercio de la profundidad de su cama de asiento.

E.8 Variaciones dimensionales

(1) La pared de una chimenea, o el conducto interior de la misma, no deberían cambiar ni de forma ni de tamaño en una longitud de 150 mm por encima o por debajo del nivel al que la chimenea atraviesa un forjado, la techumbre, o sus componentes.

E.9 Desplomos

(1) Cuando una chimenea de mampostería se construye con un revestimiento interior de arcilla refractaria rodeado por una hoja de mampostería, el máximo desplomo debería ser tal que el eje del conducto por encima del desplomo no se sitúe más allá del centro de la pared de la chimenea por debajo de dicho desplomo. Los límites del máximo desplomo no se aplican cuando la chimenea se haya proyectado para que su desplomo sea soportado por la mampostería situada por debajo del mismo.

E.10 Cargas verticales adicionales

(1) Las chimeneas no deberían soportar cargas verticales adicionales a su peso propio, a menos que se proyecten para ello. Las chimeneas de mampostería pueden construirse como parte integrante de los muros de mampostería o de hormigón del edificio.

E.11 Espesor de la pared

(1) Las paredes de una chimenea de mampostería deberían construirse con mampuestos sólidos, o con mampuestos huecos completamente rellenos de lechada de mortero, de un espesor nominal mínimo de 100 mm.

Apéndice F

Recomendaciones para torres de transmisión eléctrica

(1) Las cargas de viento, a menudo combinadas con las cargas de hielo o las acciones longitudinales asimétricas de los cables, controlan normalmente el cálculo de las estructuras para transmisión y distribución de la energía eléctrica, así como de los soportes de los cables conductores de las subestaciones. La situación sísmica de cálculo no controla generalmente el cálculo de dichas estructuras, excepto cuando dicho cálculo incluye importantes cargas de hielo. El comportamiento de estas estructuras frente a los terremotos ha demostrado que las cargas sísmicas pueden resistirse proyectándolas para las acciones tradicionales de transmisión y distribución eléctrica, estructuras de soporte de los cables de subestaciones. Los equipos pesados, tales como los transformadores en las estructuras de distribución, pueden dar lugar a acciones sísmicas significativas y a problemas.

(2) El daño causado por los terremotos a las estructuras para la transmisión y distribución de la energía eléctrica o a los soportes de los conductores de las subestaciones es debido, a menudo, a grandes desplazamientos de las cimentaciones como consecuencia de deslizamientos, fallos del terreno o licuefacción. Estos fenómenos implican normalmente daños o fallos estructurales locales, sin pérdida total de la función y de la integridad de la estructura.

(3) La frecuencia fundamental de estos tipos de estructura abarca típicamente desde los 0,5 Hz a los 6 Hz. Las frecuencias del modo fundamental de las estructuras monópodas están comprendidas en el rango de 0,5 Hz a 1,5 Hz. El modo fundamental de las estructuras de pórticos en H tiene frecuencias en el rango de 1 Hz a 3 Hz, con las frecuencias más bajas en la dirección normal al plano de la estructura, y con las más altas en dicho plano. El modo fundamental de las estructuras de cuatro patas tiene frecuencias en el rango que va de los 2 Hz a los 6 Hz. Las torres tangentes típicas tienen normalmente frecuencias más bajas dentro de este rango; las torres de ángulo y de extremo muerto o anclaje tienen, en cambio, las frecuencias más altas dentro del rango. Estos rangos de frecuencias pueden utilizarse para determinar si cabe esperar que las acciones ocasionadas por el terremoto controlen el cálculo estructural de la torre. Si es así, debería llevarse a cabo entonces una evaluación más detallada de las frecuencias de vibración y de las formas modales de la estructura.