

CAPÍTULO 16. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS PARA LA DETERMINACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS Y DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

16.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las estructuras de las construcciones, cuyas características se establecen en el artículo 16.2., deberán satisfacer los requerimientos de los Capítulos 1 a 15 de este Reglamento que no sean expresamente modificados por el presente Capítulo 16.

16.2. LÍMITES DE APLICACIÓN

Los procedimientos aproximados para la determinación de las acciones sísmicas y de análisis estructural que se establecen en este Capítulo 16, son aplicables a las construcciones de tipo edificio que cumplan simultáneamente todas las condiciones siguientes:

16.2.1. La altura total de la estructura, medida a partir del nivel basal no excederá de 14 m, ni el número de pisos será superior a 4.

16.2.2. La estructura será de hormigón armado colado in situ y estará formada por planos verticales sismorresistentes de alguno de los siguientes tipos o por combinaciones de ellos, pórticos, tabiques sismorresistentes y pórticos rigidizados por mampostería.

Los requerimientos establecidos en este Capítulo 16 serán también aplicables, en la dirección de análisis correspondiente, a las construcciones cuya estructura esté conformada por planos verticales sismorresistentes de hormigón armado colado in situ en una dirección, y por planos verticales sismorresistentes de mampostería de ladrillos macizos en la dirección perpendicular.

Dichos requerimientos no serán aplicables a estructuras que presenten planos verticales sismorresistentes de configuración mixta en la dirección de análisis considerada.

16.2.3. Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se aplicarán, como mínimo, los requerimientos correspondientes a Hormigón Armado Sismorresistente, establecidos en la Parte II del presente Reglamento.

16.2.4. La construcción deberá poseer una configuración regular, considerándose como tal, cuando presente las siguientes características:

a) Configuración en planta

- La planta de la construcción tiene forma compacta y es aproximadamente simétrica respecto de dos ejes horizontales ortogonales.

Si la planta presenta entrantes, como por ejemplo se indica en la Figura 7, su dimensión total no excederá el 25% de la dimensión externa correspondiente de la planta.

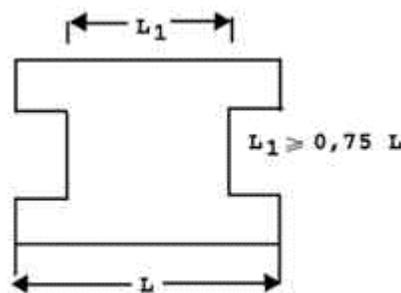


Figura 7

No se considerarán como de forma compacta las plantas de forma de L, T, H, E, etc., que no cumplan con el requisito anterior.

- En todos los pisos, la distancia entre el centro de masas C.M. (baricentro de las cargas gravitatorias operantes) y el centroide de sistemas sismorresistentes verticales C.S. (ver el artículo 14.1.1.7.1.) en cada una de las direcciones de análisis, no deberá exceder el 10% de la dimensión externa correspondiente de la planta del piso considerado.

- La construcción no presenta variaciones bruscas de la planta entre niveles sucesivos.

b) Configuración en elevación

- Los centroides C.S. de los sistemas sismorresistentes verticales de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.
- Los centros de masas C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.
- La distribución vertical de masas, rigideces y resistencias no cambia bruscamente entre un piso y el sucesivo.

16.2.5. La estructura de la construcción deberá estar conformada por planos sismorresistentes verticales dispuestos según dos direcciones ortogonales.

16.2.6. La relación entre la altura total h_n de la construcción y la menor dimensión b_o del rectángulo que circunscribe a la planta no deberá ser mayor que 3.

16.2.7. La relación entre la dimensión mayor y la menor del rectángulo que circunscribe a la planta de la construcción no deberá ser mayor que 2,3.

16.2.8. Las losas de entrepisos y techos deberán conformar diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas en su plano.

16.3. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

16.3.1. Las acciones sísmicas de diseño se esquematizarán convencionalmente como sistemas de fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Se admitirá que dichas fuerzas horizontales actúan independientemente (no simultáneamente) según las dos direcciones ortogonales de la estructura en que se disponen los planos verticales sismorresistentes.

16.3.2. Consideración de las cargas gravitatorias

Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio, según se indica en el Capítulo 9.

Dichas cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, pueden suponerse aplicadas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 8.

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que, en total, no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente al mismo nivel.

16.3.3. Superposición de efectos traslacionales y torsionales

Los efectos traslacionales y torsionales originados por la acción sísmica actuante según la dirección de análisis considerada, se superpondrán aplicando, según dicha dirección, un sistema de fuerzas horizontales establecido de acuerdo con el artículo 16.3.4. y un momento torsor acumulado, establecido como se indica en el artículo 16.3.5.

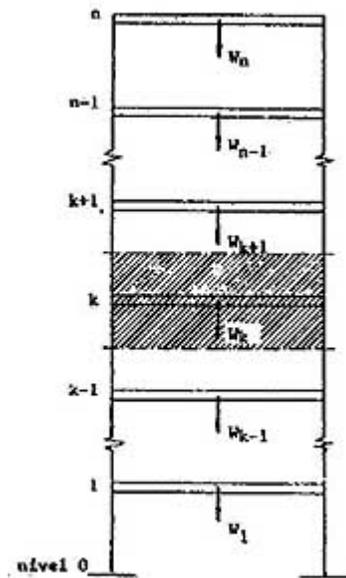


Figura 8

16.3.4. Fuerzas sísmicas horizontales

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que se aplica según la dirección de análisis considerada, se establece determinando primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante (esfuerzo de corte en la base de la construcción), a partir de la cual se determinan luego las fuerzas componentes del sistema, las que, a su vez, se suponen concentradas a nivel de entrepisos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias.

16.3.4.1. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción.

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica (o esfuerzo de corte en la base de la construcción) operante según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_o = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

V_o la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción;

C el coeficiente sísmico de diseño, determinado según se indica en el artículo 16.3.4.2.;

W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción;

W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i, determinada según el Capítulo 9.

16.3.4.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño podrá determinarse en forma simplificada (sin considerar explícitamente las características dinámicas del edificio ni la influencia del tipo de suelo de fundación), mediante la fórmula siguiente:

$$C = C_n \cdot \gamma_d$$

siendo:

C el coeficiente sísmico de diseño;

C_n el coeficiente sísmico normalizado que depende de la zona sísmica y cuyos valores se indican en la Tabla 14;

γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 14. Coeficiente sísmico normalizado C_n en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	C_n
1	0,10
2	0,18
3	0,25
4	0,35

16.3.4.3. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción.

La resultante V_0 de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base) se distribuye en función de la altura de la construcción, según fuerzas horizontales que se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo.

Para un entrepiso o nivel k determinado, la fuerza sísmica horizontal correspondiente se calculará mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

siendo:

F_k la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k ;

W_i ; W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k ;

h_i ; h_k las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel de base de la construcción;

V_0 la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base de la construcción).

16.3.4.4. Esfuerzo de corte en el nivel k .

El esfuerzo de corte en un determinado nivel k de la construcción, se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum F_i$$

siendo:

V_k el esfuerzo de corte sísmico en el nivel k ;

F_i la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel genérico i de la construcción.

16.3.5. Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel. Dicha excentricidad estática se modificará como luego se indica, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitatorias y la posición efectiva del centro de rigidez C.R. En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes definidas en el artículo 16.3.4.3., se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel. El momento torsor acumulado en el nivel k , se determinará aplicando las siguientes expresiones:

$$M_{tk} = (2 e_3 + 0,10 l) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,10l) V_k$$

siendo:

M_{tk} el momento torsor acumulado en el nivel k;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k, determinado según el artículo 16.3.4.4.;

e_3 la excentricidad estática. Distancia entre centro de rigidez C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte V_k , medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;

l la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional (producido por el efecto torsional) en cada plano vertical sismorresistente, se empleará la fórmula de M_{tk} que origine solicitaciones más desfavorables.

Se considerarán solamente los aumentos de esfuerzo de corte por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

16.3.5.1. Limitación de los efectos torsionales.

Los planos verticales sismorresistentes se dispondrán en forma tal que, en todos los niveles, el esfuerzo de corte rotacional sobre cada plano vertical sismorresistente no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

16.3.6. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en el caso de voladizos, balcones y aleros. En tal caso, la estructura o elemento estructural se supondrá sometido a fuerzas verticales proporcionales a los pesos, determinadas según la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada;

C_v el coeficiente sísmico vertical, indicado en la Tabla 15;

γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 15. Coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	C_v
1	0,25
2	0,50
3	0,90
4	1,20

La fuerza vertical resultante en sentido ascendente (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = - 0,25 C_v \cdot W$$

siendo:

F_{vn} la fuerza vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitatoria;

C_v el coeficiente sísmico vertical indicado en la Tabla 15;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada.

16.3.7. Componentes de la construcción

Los componentes y partes de la construcción que no integran la estructura principal, deberán diseñarse para resistir las fuerzas que la acción sísmica induce sobre ellos. Las vinculaciones directas o indirectas de estos componentes y partes con la estructura de la construcción, deberán también diseñarse para permitir la transferencia de las fuerzas precedentemente señaladas.

Los componentes y partes de la construcción deberán diseñarse de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 15 de esta Parte I.

16.4. CRITERIOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

16.4.1. Distribución de solicitaciones

La distribución en planta de las solicitaciones globales en cada nivel se realizará proporcionalmente a las rigideces relativas de los planos verticales sismorresistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, siempre que se cumpla la condición de rigidez y resistencia a fuerzas en su plano, de las losas de entrepisos y techo de la construcción.

16.4.1.1. Determinación de rigideces.

La determinación de rigideces de los planos verticales sismorresistentes se realizará admitiendo un comportamiento elástico lineal.

Las áreas y momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos estructurales se determinarán considerando dichas secciones en Estado I (no fisuradas).

Para la distribución de esfuerzos entre los planos verticales sismorresistentes y la determinación de efectos torsionales se admitirá un análisis aproximado piso a piso, según los criterios que a continuación se establecen para los siguientes casos:

a) Si la estructura está conformada solamente por pórticos y se verifica que la rigidez de las columnas es prácticamente despreciable frente a la rigidez de las vigas ubicadas en los niveles superior e inferior del piso considerado, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de las columnas que integran cada pórtico.

Si la rigidez de las columnas no es despreciable frente a la rigidez de las vigas, la distribución de esfuerzos deberá efectuarse teniendo en cuenta la flexibilidad de las vigas.

b) Si la estructura está conformada solamente por tabiques sismorresistentes, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de los tabiques que integran cada plano vertical sismorresistente, siempre que se verifique la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} \geq 3$$

siendo:

H la altura total del tabique, medida desde el nivel de base de la construcción hasta el nivel extremo superior;

l_0 la longitud del tabique.

En este caso, para la determinación de los momentos de inercia de los tabiques sismorresistentes se considerará la colaboración de los tabiques sismorresistentes transversales. El ancho efectivo del ala hacia cada lado del tabique considerado no excederá de 4 veces el espesor del tabique ni de 1/16 de la altura del tabique, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.

Si las dimensiones del tabique considerado son tales que se verifica la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} < 3$$

la rigidez absoluta de dicho tabique deberá determinarse considerando las deformaciones originadas por las solicitaciones de flexión y corte.

c) Si la estructura está conformada de modo que en la dirección de análisis existen algunos planos verticales sismorresistentes

constituidos exclusivamente por tabiques y el resto solamente por pórticos, la distribución de esfuerzos se hará de manera tal que el esfuerzo total correspondiente al piso considerado sea absorbido por los tabiques de acuerdo con sus rigideces relativas.

Los pórticos, en este caso, deberán absorber un esfuerzo adicional mínimo del 25% del esfuerzo total correspondiente al piso considerado. Dicho esfuerzo adicional mínimo se distribuirá proporcionalmente a las rigideces relativas de los pórticos.

16.5. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

No será necesario, en general, verificar la distorsión horizontal de piso según lo establecido en el artículo 13.1.1., excepto en el caso en que las condiciones estructurales indiquen la posibilidad de que se produzcan daños considerables sobre los elementos no estructurales.

Además, en general, no será necesario tener en cuenta los efectos P-Delta según lo establecido en el artículo 13.2., a menos que las condiciones estructurales indiquen que dichos efectos de segundo orden tengan una importancia considerable.

16.5.1. Separaciones y juntas sísmicas

La mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en cada nivel se determinará mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} \text{Para zonas sísmicas 1 y 2:} & Y_k \text{ (cm)} = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{150} \\ \text{Para zonas sísmicas 3 y 4:} & Y_k \text{ (cm)} = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{100} \end{array}$$

siendo:

Y_k la mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica, expresada en cm;

h_k la altura del nivel k considerado, medida desde el nivel de base y expresada en cm.

Los valores de Y_k determinados mediante las expresiones anteriores deberán cumplir, además, la siguiente condición:

$$Y_k \geq 2,5 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 17. SUELOS Y FUNDACIONES

17.1. CAMPO DE VALIDEZ

El presente capítulo incluye solamente aspectos fundamentales y específicos sobre suelos y fundaciones, relacionados con las previsiones sismorresistentes. No se indican aquí los requisitos necesarios para asegurar la resistencia y estabilidad de la construcción bajo acciones gravitatorias y fuerzas laterales de naturaleza diversa a la sísmica.

17.2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS

Debe reconocerse la fundamental incidencia que tiene el suelo de fundación sobre el que se asienta la construcción, tanto en su respuesta dinámica como en el nivel de daños provocados por las acciones sísmicas.

Con el objeto de guiar la formulación de requerimientos sismorresistentes, se distinguen dos tipos básicos de suelos según su comportamiento dinámico:

a) Suelos "dinámicamente estables"

Son aquellos en que los niveles de excitaciones sísmicas previstos no provocan deformaciones permanentes considerables, pérdidas momentáneas de la capacidad resistente, roturas manifiestas en la superficie, ni modificaciones sensibles de la topografía. Las características del perfil de estos suelos tienen una marcada influencia en las vibraciones transmitidas a las estructuras por las modificaciones que

producen en su respuesta con relación al suelo Tipo I considerado como referencia.

b) Suelos "dinámicamente inestables"

Son aquellos que bajo los niveles de excitación sísmica especificados dejan de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción a causa de sufrir notables deformaciones y desplazamientos relativos o a consecuencia de la pérdida transitoria de su capacidad portante, o que sufren fenómenos tales que implican cambios en la configuración topográfica de la zona.

Se deberá estudiar el riesgo potencial de desarrollo de problemas derivados de la "inestabilidad dinámica de suelos", así como también disponer, cuando resulte posible, las medidas adecuadas para eliminar o mitigar sus efectos.

17.3. PROBLEMAS EN SUELOS "DINÁMICAMENTE INESTABLES"

Cuando los antecedentes y condiciones generales del sitio en que se emplazará una construcción o grupo de construcciones, indiquen la posibilidad de un comportamiento inestable del suelo como consecuencia de los niveles de acciones sísmicas previstas en el presente Reglamento, se deberán realizar estudios e investigaciones específicas para determinar los riesgos potenciales de que se produzcan algunos de los fenómenos siguientes:

- Considerables desplazamientos y asentamientos diferenciales permanentes a causa del decaimiento de la respuesta frente a acciones cíclicas de origen sísmico.
- Licuefacción de suelos saturados predominantemente granulares (arenas y limos poco a medianamente densos).
- Inestabilidad de taludes, laderas y terraplenes. Avalanchas. Desprendimientos.
- Roturas en la superficie del terreno como consecuencia de movimientos producidos en fallas o fracturas próximas, situadas en la base del perfil de suelo considerado.

Los estudios e investigaciones precedentemente indicados, se efectuarán según los procedimientos de la Sismología, Geología y Geotécnica, y abarcarán un área conveniente que puede extenderse fuera de la zona de la construcción.

17.3.1. Se evitará ubicar construcciones del grupo A_0 en zonas donde se presenten fallas o fracturas generadas por fenómenos sísmicos anteriores o preexistentes que puedan ser activadas por futuros movimientos tectónicos.

Para las construcciones correspondientes a los grupos restantes, se evitarán emplazamientos sobre fallas o fracturas potencialmente peligrosas o en su inmediata vecindad.

17.3.2. Se evitarán emplazamientos de construcciones al pie de laderas potencialmente inestables, o se tomarán las medidas adecuadas para eliminar dicha posibilidad.

17.3.3. Problemas de licuefacción

Licuefacción es el fenómeno que se produce en un suelo granular saturado que disminuye notablemente su resistencia al corte con desarrollo de elevadas presiones de poros y grandes deformaciones como consecuencia de la perturbación dinámica inducida por una acción sísmica.

Se evaluarán las posibilidades de que se produzca el fenómeno de licuefacción así como sus consecuencias y se establecerán los márgenes de seguridad correspondientes. Para ello, se comenzará por realizar un análisis preliminar utilizando los datos geotécnicos convencionales (perfiles estratigráficos, análisis granulométricos, límites de plasticidad, número de golpes del ensayo de penetración normalizado, etc.). Si como consecuencia de este análisis preliminar resulta que puede excluirse toda posibilidad de licuefacción, en general no son necesarios estudios posteriores. Por el contrario, si se encuentran posibilidades de desarrollo de fenómenos de licuefacción, resulta necesario efectuar estudios ulteriores.

17.3.3.1. Análisis preliminar.

Las alternativas que deben considerarse como consecuencia de un análisis preliminar son las siguientes:

a) Licuefacción muy probable.

Se supondrá que existen elevadas probabilidades de licuefacción bajo los niveles de excitación sísmica prescriptos, cuando se presentan simultáneamente las condiciones siguientes:

- Existen mantos completos o lentes de arena o limos saturados (o que puedan saturarse en el futuro), cuyo techo se encuentra a

profundidades menores que 25 m.

- El análisis granulométrico indica que el diámetro medio D_{50} de los granos se encuentra comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm.

- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o menor que:

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

siendo:

$A_1 + A_2$ las constantes que dependen de la zona sísmica considerada y se obtienen de la Tabla 16;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

b) Licuefacción improbable.

Se admitirá que razonablemente puedan excluirse probabilidades de licuefacción cuando se presente alguna de las siguientes condiciones:

- No existen mantos o lentes de arena o limos saturados cuyo techo se encuentra a una profundidad menor que 25 m.

- El diámetro medio de los granos es mayor que 3,5 mm (gravas) o menor que 0,01 mm (arcillas).

- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o mayor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

$B_1 + B_2$ las constantes que se obtienen de la Tabla 16 en función de la zona sísmica correspondiente;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

c) Probabilidades intermedias de licuefacción.

Corresponde a situaciones que no resultan incluidas en las alternativas a) y b) precedentemente señaladas. Es decir, cuando existen mantos o lentes de arena o limos saturados con profundidades de techo menores que 25 m, y se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm y el número de golpes del ensayo de penetración normalizado está comprendido entre

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

y

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

$A_1 + A_2$ las constantes que se obtienen de la Tabla 16, en función de la zona sísmica correspondiente;

$B_1 + B_2$ las constantes que se obtienen de la Tabla 16, en función de la zona sísmica correspondiente;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,01 mm y 0,07 mm o entre 1,2 mm y 3,5 mm, y además, el número de golpes del ensayo de penetración normalizado es menor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

$B_1 + B_2$ las constantes que se obtienen de la Tabla 16 en función de la zona sísmica correspondiente;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

Cuando se verifique esta alternativa, se aplicará el procedimiento indicado en el artículo 17.3.3.2.

Tabla 16. Valores de las constantes A_1 , A_2 , B_1 y B_2 para el análisis preliminar de licuefacción.

Zona sísmica	A_1	A_2	B_1	B_2
4	10	1	20	1,60
3	9	0,95	18,5	1,50
2	6	0,60	12	1,20
1	3,5	0,35	7	0,7

17.3.3.2. Procedimiento de evaluación del potencial de licuefacción.

En general, se aplicará este procedimiento cuando se presente la alternativa c) del análisis preliminar, y en todos aquellos casos de construcciones correspondientes al grupo A_0 que vayan a emplazarse sobre suelos que presenten mantos o lentes de arenas o limos saturados y que se ubiquen en las zonas sísmicas 4, 3 ó 2.

La evaluación del potencial de licuefacción consiste en comparar la tensión de corte τ_s inducida por la excitación sísmica de diseño, con la tensión cíclica τ_L que produce la licuefacción del suelo.

La determinación de la tensión τ_s inducida por la excitación sísmica se realizará mediante el análisis dinámico de la respuesta de estratos de suelos.

La respuesta se transformará posteriormente a un número de ciclos equivalentes de tensiones de corte de amplitud constante en el tiempo.

Una forma aproximada de establecer el valor de la tensión de corte τ_s inducida consiste en aplicar la siguiente expresión:

$$\tau_s = 0,65 \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \cdot a_s$$

siendo:

τ_s la tensión de corte inducida;

γ el peso específico del suelo considerado;

r_d el factor de reducción de tensiones determinado mediante la siguiente expresión:

$$r_d = 1 - 0,01 \cdot z$$

z la profundidad expresada en metros, del nivel analizado con respecto a la superficie libre del terreno;

a_s la máxima aceleración del terreno en la zona sísmica considerada, expresada como fracción de la gravedad.

Las tensiones cíclicas que producen la licuefacción de un suelo determinado, pueden establecerse mediante ensayos cíclicos de laboratorio que reproduzcan razonablemente las condiciones del sitio o mediante correlaciones entre dichas condiciones y comportamientos observados utilizando, por ejemplo, el ensayo de penetración normalizado.

El factor de seguridad, definido como el cociente entre la tensión de corte cíclica τ_L que produce la licuefacción y la tensión de corte τ_s inducida por el sismo de diseño, será por lo menos igual a 1,4 cuando se empleen datos basados en ensayos de laboratorio para la evaluación de τ_L , y por lo menos 1,6 cuando se utilicen correlaciones fundamentadas en observaciones directas.

Podrán adoptarse valores menores de dicha relación sólo si se realizan detallados estudios geológicos, sismológicos y geotécnicos, y además se efectúan minuciosos análisis de la respuesta.

17.3.3.3. Medidas a adoptar.

Si los análisis anteriormente especificados indicaran la posibilidad de licuefacción o que los márgenes de seguridad no son suficientes, se adoptarán las medidas necesarias para prevenirla o para evitar sus consecuencias.

Las medidas tendientes a evitar el fenómeno de licuefacción pueden consistir en compactación del manto o lente peligroso, su excavación y reemplazo, o una combinación de dichos procedimientos.

Cuando sea posible, podrá emplearse el sistema de fundaciones por pilotes que sobrepasen la profundidad crítica encontrada.

En tal eventualidad, los pilotes deberán diseñarse en la hipótesis de ausencia de restricciones en la zona de terreno potencialmente crítica para la licuefacción y teniendo en cuenta eventuales empujes del suelo sobre los pilotes.

17.4. ASENTAMIENTOS

Se evaluará la posibilidad de asentamientos diferenciales que surjan como consecuencia de heterogeneidades del suelo sometido a las excitaciones sísmicas.

En este tipo de problemas, no siempre resulta posible cuantificar precisamente acciones o deformaciones para el diseño, por lo que se enfatiza la necesidad de prever adecuadas medidas y dispositivos resistentes de manera que las deformaciones impuestas a la estructura puedan ser resistidas.

17.5. FUNDACIONES

17.5.1. Criterios fundamentales de proyecto

- El sistema de fundación deberá ser capaz de transferir al suelo las acciones sísmicas y gravitatorias indicadas en el presente Reglamento sin que supere la capacidad portante del suelo correspondiente al nivel de excitación sísmica previsto y sin que se produzcan movimientos relativos entre los elementos de fundación que puedan originar inaceptables deformaciones impuestas en la estructura.

- Para la comprobación de la seguridad (verificación de tensiones y equilibrios) no se considerarán tracciones entre fundaciones y terreno. Sin embargo podrán admitirse esfuerzos de tracción entre la subestructura y elementos tales como pilotes, pozos, cilindros, etc., siempre que los mismos hayan sido especialmente diseñados para soportar dichas tracciones.

- El estado tensional inducido en el suelo deberá resultar compatible con las características resistentes del terreno bajo los niveles de excitación sísmica considerados, debiéndose tener en cuenta las fluctuaciones del nivel freático que presumiblemente puedan desarrollarse a través del tiempo.

- Los desplazamientos relativos que eventualmente pueden sufrir los distintos elementos de fundación, deberán ser tales que no comprometan la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

- Cada uno de los bloques estructuralmente independientes en que una construcción pueda estar fraccionada, tendrá un sistema de fundación único (homogéneo). No se admitirán sistemas diversos dentro de una misma unidad (por ejemplo: algunas columnas sobre pilotes y otras sobre bases directas).

- Si el suelo presenta discontinuidades, las fundaciones se dispondrán en forma tal que las situadas a cada lado de la discontinuidad sean unidades independientes.

- Se adoptarán especiales precauciones cuando la cota de fundación se encuentre en una zona en que resulten apreciables las variaciones de humedad estacionales del suelo.

- La resistencia conferida a la fundación considerando los efectos de cargas gravitatorias y acciones sísmicas, no deberá resultar menor que la requerida por las demás combinaciones de cargas que no incluyan acciones sísmicas.

17.5.2. Fundaciones superficiales. Comprobación de tensiones verticales

Para los estados de carga especificados en el Capítulo 10 que incluyen las acciones sísmicas, se comprobará que las tensiones obtenidas no superen los valores límites $\sigma_{s\lim}$ correspondientes.

Los valores de las tensiones límites se establecerán teniendo en cuenta la incidencia de los siguientes factores:

- Comportamiento del suelo bajo los niveles de excitación dinámica provocada por los sismos de diseño.
- Corta duración y accidentalidad de la acción sísmica prescripta.

En ausencia de datos precisos, corroborados por pruebas dinámicas específicas, los valores de las tensiones límites se obtendrán de la siguiente manera:

Se partirá de las tensiones admisibles del suelo σ_{sadm} determinadas por los procedimientos usuales empleados para los estados

de carga estática y se multiplicarán por el factor f_t que tiene en cuenta el comportamiento dinámico del suelo así como la corta duración y accidentalidad de la acción sísmica:

$$\sigma_{slim} = f_t \cdot \sigma_{sadm}$$

siendo:

σ_{slim} la tensión límite;

f_t un factor que depende de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica correspondiente indicado en la Tabla 17;

σ_{sadm} la tensión admisible del suelo.

17.5.3. Arriostramiento de apoyos

Los apoyos de la estructura deben vincularse entre sí mediante un sistema de riostras o losa que asegure el movimiento conjunto de todos los elementos, evitando apreciables desplazamientos diferenciales entre ellos que impliquen deformaciones impuestas a la estructura.

Tabla 17. Valores del factor f_t en función de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica.

SUELO	Números de golpes de la P.P.N. ⁽¹⁾ N	ZONA SÍSMICA			
		4	3	2	1
Rocas y suelos cohesivos muy rígidos (cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	≥ 30	1,8	1,8	1,8	1,8
Suelos cohesivos duros (cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	15 a 30	1,6	1,7	1,8	1,8
Suelos cohesivos blandos (cohesión menor que 0,05 MN/m ²)	< 8	1,2	1,3	1,4	1,5
Arenas muy densas (densidad relativa mayor que 85%)	> 25	1,4	1,5	1,6	1,7
Arenas densas (densidad relativa entre 65% y 85%)	15 a 25	1,1	1,2	1,3	1,4
Arenas poco a medianamente densas (densidad relativa menor que 65%)	< 15	0,9	0,9	1,0	1,1

(1) P.P.N. (prueba de penetración normalizada)

17.5.3.1. Procedimiento general para diseño de arriostramientos de fundaciones superficiales (bases, plateas, etc.).

Los elementos arriostantes o losa del plano de fundación se dimensionarán teniendo en cuenta las siguientes fuerzas:

- Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.
- Fuerzas horizontales friccionales en la interfase suelo-fundación.

Para determinar las sollicitaciones de cada componente o zona del sistema de arriostramiento se considerarán diversas hipótesis sobre la presencia de las fuerzas friccionales. Para ello se supondrán anuladas las fuerzas friccionales en bases o sectores de platea de manera de obtener los valores máximos de sollicitaciones sobre cada componente o zona del sistema de arriostramiento.

En cada hipótesis de análisis, se limitará la fuerza friccional que pueda desarrollar cada base o zona de platea al valor de:

$$tg \phi^* \cdot N_{m\acute{a}x}$$

siendo:

ϕ^* el ángulo de fricción entre suelo y material de la base, indicado en la Tabla 18;

$N_{m\acute{a}x}$ el valor máximo del esfuerzo normal al plano de fundación en la base o sector de platea considerado.

Si la anterior limitación se hace efectiva para el dimensionamiento de los elementos arriostados, las fuerzas de corte indicadas en a) se reducirán proporcionalmente a la capacidad friccional total de la hipótesis considerada. Los valores de sollicitaciones

obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

17.5.3.2. Procedimiento general para el diseño de arriostramientos de fundaciones profundas.

Los elementos arriostrantes se dimensionarán considerando las sollicitaciones que surgen de las siguientes fuerzas:

- a) Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.
- b) Reacciones horizontales del sistema de fundación determinadas en función de las rigideces de los grupos suelo-pilotes.

Los valores obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

Tabla 18. Angulos de fricción entre suelos y estructura de hormigón (1).

Características del suelo	Angulos de fricción ϕ^* (1)
Roca sana.	35° a 45°
Gravas. Gravas arenosas. Arenas gruesas.	28° a 32°
Arenas medianas. Arenas limosas medianas a gruesas. Gravas limosas. Gravas arcillosas.	24° a 29°
Arenas finas. Arenas limosas o arcillosas medianas a finas.	19° a 24°
Limos arenosos. Limos no plásticos.	17° a 19°
Arcillas muy duras preconsolidadas.	22° a 26°
Arcillas medianamente duras a duras. Limos arcillosos.	16° a 19°

(1) Los valores indicados suponen que la superficie de contacto suelo-hormigón se origina mediante hormigonado masivo directo sobre la superficie del suelo. Los valores de fricción para superficies de hormigón coladas en encofrados, en contacto con alguno de estos suelos, son considerablemente menores.

17.5.3.3. Procedimiento aproximado para el diseño de riostras.

Los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundación (bases aisladas, cabezales de pilotes, pozos romanos, etc.) se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares y que sean capaces de resistir por lo menos un esfuerzo de tracción o compresión determinado mediante la siguiente expresión:

$$N_{ru} \geq \gamma_t \cdot C \cdot N^*$$

siendo:

N_{ru} el esfuerzo de tracción o compresión;

C el coeficiente sísmico de diseño según el artículo 14.1.1.2.;

γ_t el coeficiente que depende del tipo de suelo indicado en la Tabla 19;

N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

Tabla 19. Valores del coeficiente γ_t en función del tipo de suelo.

Suelo Tipo	I	II	III
γ_t	1,0	1,1	1,3

En el caso de bases superficiales aisladas, adicionalmente se comprobará que la riostra sea capaz de soportar un esfuerzo de tracción o compresión determinado por la siguiente expresión:

$$N_{ru} \geq \text{tg } \phi^* \cdot N^*$$

siendo:

N_{ru} el esfuerzo de tracción o compresión;

ϕ^* el ángulo de fricción entre base y suelo dado en la Tabla 18;

N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

- Las riostras se dispondrán preferentemente en un nivel tal que interconecten los cuerpos de bases o cabezales de pilotes o pozos.

- Cuando por su ubicación y/o rigidez el elemento arriostrante pueda estar sometido a flexiones considerables derivadas de las acciones laterales, dichas flexiones deberán ser tenidas en cuenta en el dimensionamiento.

En los sistemas de fundaciones continuas (plateas) se tendrán en cuenta fuerzas de compresión y tracción equivalentes a las indicadas precedentemente.

- En las Zonas Sísmicas 3 y 4 con suelos del tipo III, el sistema de arriostramiento debe ser tal que el plano definido por los puntos de apoyo sea rígido. En tales casos, se recurrirá a riostras diagonales o losas que aseguren la indeformabilidad indicada anteriormente.

17.5.3.4. Dimensiones y armaduras mínimas de riostras de Hormigón Armado.

Las riostras indicadas en el artículo 17.5.3.3. serán preferentemente de hormigón armado. Según las zonas sísmicas y el tipo de suelo, se adoptarán los valores mínimos de dimensiones y armaduras indicados en la Tabla 20.

Tabla 20. Valores mínimos de dimensiones y armaduras de las riostras. (1)

Zona sísmica	Suelo	Sección Hormigón (cm x cm)	Armadura longitudinal	Estribos
1 y 2	Tipo I	20 x 20	4d _s = 10 mm	d _s = 4,2 c/12 cm
	Tipos II y III	20 x 20	4d _s = 12 mm	d _s = 6 c/15 cm
3 y 4	Tipo I	20 x 20	4d _s = 12 mm	d _s = 6 c/15 cm
	Tipos II y III	25 x 25	4d _s = 14 mm	d _s = 6 c/15 cm

(1) Los valores indicados corresponden a aceros con límite de fluencia de 420 N/mm²; para aceros con tensión de fluencia de 220 N/mm² se adoptarán secciones 1,5 veces mayores.

La separación entre estribos se reducirá a la mitad de la indicada, en las zonas próximas a los nudos, en una longitud igual a tres veces la mayor dimensión de la sección transversal de la riostra.

17.5.3.5. Prescindencia de arriostramientos.

Cuando la estructura posea apoyos muy separados (por ejemplo en construcciones industriales, salones, etc.) los arriostramientos precedentemente especificados pueden resultar ineficaces o imposibles de construir. En tal caso se procederá a verificar que la estructura soporte adecuadamente desplazamientos relativos horizontales entre los puntos de apoyo, y en la dirección en que se prescinde del arriostramiento.

El posible desplazamiento relativo entre puntos de apoyo, que deberá considerarse como deformación impuesta a la estructura, se evaluará en función de las características del suelo, de la estructura y del nivel de excitación sísmica prescrita para la zona.

Como valor aproximado del desplazamiento relativo entre apoyos, para suelos con características geotécnicas prácticamente uniformes, se adoptarán los valores mínimos que resultan de la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{L}{K_d} \quad \text{con } \Delta L \geq 2 \text{ cm}$$

siendo:

L la distancia entre los puntos de apoyo considerados;

ΔL el desplazamiento relativo a considerar como deformación impuesta a la estructura. No se tomarán valores inferiores a 2 cm;

K_d el coeficiente que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo sobre el que se emplaza la construcción, y cuyos valores se indican en la Tabla 21.

Tabla 21. Valores del coeficiente K_d .

ZONA SÍSMICA	SUELO TIPO I	SUELO TIPO II	SUELO TIPO III
4	1.000	750	650
3	1.100	850	750
2	1.200	950	850
1	1.300	1.050	950

Para valores de L mayores que 120 m, se tomará L = 120 m en el cálculo del desplazamiento relativo.

Las longitudes de apoyo de elementos de la superestructura serán, como mínimo, igual a cuatro veces los valores de ΔL anteriormente indicados.

Cuando se plantean incertidumbres sobre la efectividad de arriostramientos, ya sea por sus dimensiones o por sus características constructivas, se procederá a verificar la estructura según las deformaciones impuestas, anteriormente especificadas.

17.5.4. Arriostramiento de apoyos en la zona sísmica 0

En la zona sísmica 0, los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundaciones superficiales sobre suelos tipos II y III, se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, las cuales serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 7% de la carga axial en el elemento arriostrado.

Los elementos de fundaciones profundas tales como cabezales de pilotes, pozos romanos, etc., se vincularán mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, y serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 10% de la carga axial en el elemento arriostrado.

La sección mínima de hormigón será de 20 cm x 20 cm, con armadura longitudinal mínima de 4 barras de $d_s = 10$ mm (d_s es el diámetro de las barras de acero) y estribos de $d_s = 6$ mm cada 20 cm como mínimo.

17.5.5. Requerimientos especiales para pilotes

- Se determinarán las cargas límites de cada pilote y del conjunto, evaluando el efecto de la disminución de la resistencia friccional a causa de las vibraciones provocadas por el sismo.
- El dimensionamiento y la verificación de los pilotes, se realizará considerando las acciones verticales y horizontales que transmite la estructura y la interacción suelo-pilote.
- Se prescindirá de la contribución de las estructuras de cabezales y riostras que se apoyen sobre el terreno para la evaluación de la capacidad portante a cargas verticales y horizontales.
- Las deformaciones de pilotes sometidos a fuerzas horizontales se determinarán mediante la teoría de viga sobre fundación elástica adoptando valores adecuados de las características del suelo.
- La capacidad portante de los pilotes y/o suelo bajo las acciones horizontales transmitidas por la estructura se comprobará aplicando métodos basados en esquemas de rotura producidos por agotamiento del suelo y/o pilotes.
- Para la aplicación del procedimiento de rotura se requiere un coeficiente de seguridad no menor que 2,1 en la comparación entre la acción resistente última y la sollicitación derivada de la aplicación de las acciones sísmicas prescriptas en el presente Reglamento.
- Se verificará que los pilotes puedan resistir en cualquier punto de su desarrollo, considerando el esfuerzo axial que resulte más

desfavorable, un momento último cuyo valor no resulte inferior a:

a) 0,7 del momento de agotamiento correspondiente a la zona superior del pilote.

b) $M_u = 1,8 \cdot D \cdot H_u$

siendo:

M_u el momento último;

D el diámetro del pilote considerado;

H_u la fuerza horizontal correspondiente al pilote considerado, determinada en base a las acciones de diseño que incluyen la acción sísmica.

17.5.5.1. Métodos de dimensionamiento y verificación

Se aplicarán los procedimientos de cálculo de resistencia seccional a solicitaciones normales y a esfuerzos de corte indicados en la Parte II: "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado"

17.5.5.2. Ductilidad.

El dimensionamiento y disposición de las armaduras se realizará de manera que el pilote resulte provisto de adecuada ductilidad.

Se densificarán las armaduras en zonas críticas tales como cabeza, punta y separaciones de estratos de suelos de distinta consistencia.

17.5.5.3. Armaduras mínimas.

Según las zonas sísmicas, se adoptarán los valores que se indican a continuación:

17.5.5.3.1. Zonas Sísmicas 1 y 2.

a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 12 mm.

b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,003 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes.

Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,01 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes.

c) En general, se adoptarán como estribos mínimos, barras de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 25 cm.

d) Densificación de estribos.

A los efectos de conferir adecuada ductilidad, se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza y punta de pilote.

Para ello, en una longitud igual al diámetro del pilote pero no menor de 70 cm, se colocarán, como mínimo, estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 cm.

La densificación de estribos en la punta, se aplicará a los pilotes hincados y a los pilotes in situ que trabajen predominantemente de punta.

17.5.5.3.2. Zonas Sísmicas 3 y 4.

a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 14 mm.

b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,005 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,012 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

c) En general, el diámetro mínimo de los estribos será $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 20 cm.

d) Densificación de estribos

A los efectos de conferir adecuada ductilidad se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza del pilote. Para ello, en una longitud igual al doble del diámetro del pilote pero no menor de 140 cm, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm. Cuando el diámetro del pilote supere los 70 cm, los estribos precedentemente indicados serán por lo menos de $d_s = 10$ mm.

En la zona de cabeza de los pilotes hincados y de los pilotes in situ que trabajan predominantemente de punta, en una longitud igual a una vez y media el diámetro, pero no menor de un metro, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm.

17.5.5.4. Pilotes traccionados.

Cuando por la posición relativa del pilote con respecto al centroide del conjunto, puedan aparecer esfuerzos de tracción, deberá verificarse la capacidad portante del pilote a dicho esfuerzo, considerando el comportamiento del suelo que rodea al pilote bajo la excitación sísmica.