

Diciembre 2011

TÍTULO

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes

Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de la Norma Europea EN 1998-5:2004.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE-ENV 1998-5:1998.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 49449:2011

© AENOR 2011
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

41 Páginas

Grupo 26

Versión en español

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes
Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2004-04-16.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	6
1 GENERALIDADES	10
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	10
1.2 Normas para consulta	10
1.2.1 Normas generales para consulta	10
1.3 Hipótesis	10
1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación	11
1.5 Términos y definiciones	11
1.5.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos.....	11
1.5.2 Términos adicionales utilizados en esta norma.....	11
1.6 Símbolos	11
1.7 Unidades del S.I.	13
2 ACCIÓN SÍSMICA.....	13
2.1 Definición de la acción sísmica	13
2.2 Representación temporal.....	13
3 PROPIEDADES DEL TERRENO	13
3.1 Parámetros de resistencia	13
3.2 Parámetros de rigidez y amortiguamiento.....	14
4 REQUISITOS DEL EMPLAZAMIENTO Y DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	14
4.1 Emplazamiento.....	14
4.1.1 Criterios generales.....	14
4.1.2 Proximidad a fallas sísmicamente activas	14
4.1.3 Estabilidad de taludes	15
4.1.3.1 Requisitos generales	15
4.1.3.2 Acción sísmica.....	15
4.1.3.3 Métodos de análisis.....	15
4.1.3.4 Comprobación de la seguridad mediante el método pseudo-estático.	16
4.1.4 Suelos potencialmente licuables	16
4.1.5 Asientos excesivos de suelos bajo cargas cíclicas	18
4.2 Prospección y estudios del terreno.....	18
4.2.1 Criterios generales.....	18
4.2.2 Determinación del tipo de terreno para la definición de las acciones sísmicas	18
4.2.3 Variación de la rigidez y del amortiguamiento del suelo en función del nivel de deformación	19
5 SISTEMA DE CIMENTACIÓN.....	19
5.1 Requisitos generales	19
5.2 Reglas básicas del diseño conceptual.....	20
5.3 Efectos de las acciones de cálculo.....	20
5.3.1 Dependencia del diseño estructural	20
5.3.2 Transferencia de los efectos de las acciones al terreno.....	20
5.4 Comprobaciones y criterios de dimensionamiento	21

5.4.1	Cimentaciones directas (superficiales o enterradas)	21
5.4.1.1	Zapatas (cálculo en estado límite último).....	21
5.4.1.2	Uniones horizontales en la cimentación.....	22
5.4.1.3	Zapatas corridas y losas.....	23
5.4.1.4	Cimentaciones en cajón.....	24
5.4.2	Pilas y pilotes.....	24
6	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	25
7	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS	25
7.1	Requisitos generales	25
7.2	Selección del tipo de estructura y consideraciones generales de proyecto.....	25
7.3	Métodos de análisis.....	25
7.3.1	Métodos generales	25
7.3.2	Métodos simplificados: análisis pseudo-estático	26
7.3.2.1	Modelos básicos	26
7.3.2.2	Acción sísmica.....	26
7.3.2.3	Valores de cálculo del empuje de tierras y de la presión del agua	27
7.3.2.4	Presión hidrodinámica sobre la cara exterior del muro	28
7.4	Comprobaciones de la estabilidad y la resistencia.....	28
7.4.1	Estabilidad del suelo de cimentación	28
7.4.2	Anclajes	28
7.4.3	Resistencia estructural	28
ANEXO A (Informativo)	COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA	30
ANEXO B (Normativo)	CURVAS EMPÍRICAS PARA EL ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE LA LICUEFACCIÓN	31
ANEXO C (Informativo)	RIGIDEZ ESTÁTICA DE PILOTES.....	33
ANEXO D (Informativo)	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA EFECTOS GENERALES Y TRASCENDENCIA	34
ANEXO E (Normativo)	ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS	35
ANEXO F (Informativo)	CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOMETIDAS A CARGAS SÍSMICAS	39

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1998-5 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de mayo de 2005, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Este Eurocódigo anula y sustituye a la Norma Experimental ENV 1998-5:1994.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

PRÓLOGO DEL PROGRAMA DE EUROCÓDIGOS

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el diseño de obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados miembros y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados miembros de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo¹⁾ entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de norma europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos y las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y/o las Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo de 89/106/CEE sobre productos de construcción –DPC– y la Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50//CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990	Eurocódigo:	Bases de cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones en estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

ESTATUS Y CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Los Estados miembros de la UE y AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para diseñar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, EN; y documentos de idoneidad técnica europeos, DITE).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que se hace referencia en el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. Por ello, los Comités Técnicos de CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de uso cotidiano en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional de un experto.

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar métodos para relacionar estas clases o niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de proyecto y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.
- c) servir como referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los documentos de idoneidad técnica europeos.

Los Eurocódigos, de facto, juegan un papel similar en el ámbito del RE 1 y RE 2.

LAS NORMAS NACIONALES DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos) tal y como se publique por CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y puede tener a continuación un anexo nacional.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el Estado correspondiente, es decir,

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- las decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- una referencia a la información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

VÍNCULOS ENTRE EUROCÓDIGOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ARMONIZADAS (EN Y DITE) DE PRODUCTOS

Existe una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de productos de la construcción y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debería mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

INFORMACIÓN ADICIONAL ESPECÍFICA DE LA NORMA EN 1998-5

El objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 8 se define en el apartado **1.1.1** de la Norma EN 1998-1:2004, y el objeto y campo de aplicación de esta parte del Eurocódigo 8 se define en el apartado **1.1**. Las otras partes del Eurocódigo 8 se enumeran en el apartado **1.1.3**.

La Norma EN 1998-5:2004 está concebida para su uso por:

- clientes (por ejemplo para la especificación de sus requisitos sobre niveles de fiabilidad y durabilidad);
- proyectistas y constructores;
- administraciones competentes.

Las disposiciones contenidas en esta norma se deben aplicar junto con las disposiciones contenidas en otras partes relevantes del Eurocódigo 8 y otros Eurocódigos para el proyecto de estructuras en regiones sísmicas. Las disposiciones contenidas en esta norma complementan, en particular, las incluidas en la Norma EN 1997-1:2004, que no cubre los requisitos específicos del proyecto sísmico.

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2.2 del Documento Interpretativo nº 1.

Debido a la combinación de incertidumbres en las acciones sísmicas y las propiedades del terreno esta norma no cubre detalladamente cualquier posible situación de cálculo, por lo que su uso apropiado puede precisar valoraciones y experiencia especializadas en ingeniería.

ANEXO NACIONAL DE LA NORMA EN 1998-5

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican dónde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional que adopte la Norma EN 1998-5 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese Estado determinado.

Se permite ejercer la opción nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1998-5:2004:

Referencia	Elementos
1.1 (4)	Anexos informativos A, C, D y F
3.1 (3)	Coefficientes parciales de seguridad para propiedades de materiales
4.1.4 (11)	Límite superior de la tensión para la susceptibilidad a licuefacción
5.2 (2)c)	Reducción de la aceleración máxima del suelo con la profundidad desde la superficie del terreno

1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1)P Esta norma establece los requisitos, criterios y reglas para el emplazamiento y para el terreno de la cimentación de las estructuras sismorresistentes. Cubre el proyecto y cálculo de diferentes sistemas de cimentación, el diseño de estructuras de contención de tierras y la interacción suelo-estructura bajo acciones sísmicas. Como tal, complementa al Eurocódigo 7, que no cubre los requisitos específicos del proyecto sísmico.

(2)P Las especificaciones contenidas en esta norma son aplicables a edificios (EN 1998-1), puentes (EN 1998-2), torres, mástiles y chimeneas (EN 1988-6) y silos, depósitos y tuberías (EN 1994-4).

(3)P Los requisitos especiales para el proyecto de la cimentación de ciertos tipos de estructuras se deben buscar, cuando sea necesario, en las partes correspondientes del Eurocódigo 8.

(4) El anexo B de este Eurocódigo proporciona gráficos empíricos para la evaluación del potencial de licuefacción, mientras que el anexo E suministra un procedimiento simplificado para el análisis sísmico de estructuras de contención de tierras.

NOTA 1 El anexo informativo A contiene información sobre los coeficientes de amplificación topográfica.

NOTA 2 El anexo informativo C contiene información sobre las rigideces estáticas de pilotes.

NOTA 3 El anexo informativo D contiene información sobre la interacción dinámica suelo-estructura.

NOTA 4 El anexo informativo F contiene información sobre la capacidad portante de cimentaciones superficiales sometidas a cargas sísmicas.

1.2 Normas para consulta

(1)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

1.2.1 Normas generales para consulta

EN 1990 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

EN 1997-1 *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.*

EN 1997-2 *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio.*

EN 1998-1 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.*

EN 1998-2 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes.*

EN 1998-4 *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 4: Silos, depósitos y tuberías.*

EN 1998-6 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 6: Torres, mástiles y chimeneas.*

1.3 Hipótesis

(1)P Se aplican las hipótesis generales del apartado 1.3 de la Norma EN 1990:2002.

1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

(1)P Se aplican las reglas del apartado **1.4** de la Norma EN 1990:2002.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos

(1)P Se aplican los términos y definiciones del apartado **1.5** de la Norma EN 1990:2002.

(2)P Se aplican los términos y definiciones comunes a todos los Eurocódigos del apartado **1.5.1** de la Norma EN 1998-1:2004.

1.5.2 Términos adicionales utilizados en esta norma

(1)P Se aplica la definición de terreno dada en el apartado **1.5.2** de la Norma EN 1997-1:2004, mientras que las de otros términos geotécnicos específicamente relacionados con los terremotos (como licuefacción) se dan en el texto.

(2) Se aplican los términos definidos en el apartado **1.5.2** de la Norma EN 1998-1:2004.

1.6 Símbolos

Para los fines de esta norma se utilizan los símbolos siguientes. Todos los símbolos empleados en esta norma se definen en el texto cuando aparecen por primera vez para facilitar su uso. A continuación se da una lista de los símbolos utilizados; algunos símbolos que se utilizan sólo en los anexos se definen en los mismos.

E_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones
E_{pd}	Resistencia lateral de una zapata debida al empuje pasivo de tierras
ER	Cociente de energías medido en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
F_H	Valor de cálculo de la fuerza de inercia sísmica horizontal
F_V	Valor de cálculo de la fuerza de inercia sísmica vertical
F_{Rd}	Valor de cálculo de la fuerza de rozamiento entre la base horizontal de la zapata y el terreno
G	Módulo de elasticidad transversal
$G_{máx.}$	Módulo de elasticidad transversal para pequeñas deformaciones
L_e	Distancia de los anclajes al muro en condiciones dinámicas
L_s	Distancia de los anclajes al muro en condiciones estáticas
M_{Ed}	Momento de cálculo
$N_1(60)$	Valor de penetración estándar normalizado por los efectos de presión total de tierras y cociente de energías
N_{Ed}	Fuerza axial de cálculo sobre el plano horizontal
N_{SPT}	Número de golpes medido en el Ensayo de Penetración Estándar
PI	Índice de plasticidad del suelo

R_d	Resistencia de cálculo del suelo
S	Coeficiente de suelo definido en la Norma EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
S_T	Coeficiente de amplificación topográfica
V_{Ed}	Fuerza tangencial horizontal de cálculo
W	Peso de la masa deslizante
a_g	Valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
a_{gR}	Aceleración máxima de referencia en un terreno tipo A
a_{vg}	Valor de cálculo de la aceleración del suelo en la dirección vertical
c'	Cohesión del suelo en tensiones efectivas
c_u	Resistencia a esfuerzo cortante del suelo en el ensayo sin drenaje
d	Diámetro de pilote
d_r	Desplazamiento de los muros de contención
g	Aceleración de la gravedad
k_h	Coeficiente sísmico horizontal
k_v	Coeficiente sísmico vertical
q_u	Resistencia a compresión sin confinamiento
r	Coeficiente para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal (tabla 7.1)
v_s	Velocidad de propagación de las ondas de corte
$v_{s,máx.}$	Valor medio de la velocidad de propagación de las ondas de corte para pequeñas deformaciones ($< 10^{-5}$)
α	Cociente entre el valor de cálculo de la aceleración en un terreno tipo A, a_g , y la aceleración de la gravedad, g
γ	Peso específico del suelo
γ_d	Peso específico del suelo seco
γ_I	Coeficiente de importancia
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{Rd}	Coeficiente parcial del modelo
γ_w	Peso específico del agua
δ	Ángulo de rozamiento entre el terreno y la zapata o muro de contención
ϕ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo

ρ	Densidad
σ_{vo}	Presión total de tierras (tensión vertical total)
σ'_{vo}	Presión efectiva de tierras (tensión vertical efectiva)
$\tau_{cy,u}$	Resistencia a esfuerzo cortante cíclico del suelo sin drenaje
τ_e	Tensión tangencial inducida por el sismo

1.7 Unidades del S.I.

(1)P Debe usarse el sistema internacional de unidades (S.I.) de acuerdo con la Norma ISO 1000.

(2) Se aplican además las unidades recomendadas en el apartado 1.7 de la Norma EN 1998-1:2004.

NOTA Para los cálculos geotécnicos se debería hacer referencia al punto (2) del apartado 1.6 de la Norma EN 1997-1:2004.

2 ACCIÓN SÍSMICA

2.1 Definición de la acción sísmica

(1)P La acción sísmica debe ser coherente con los conceptos fundamentales y las definiciones dadas en el apartado 3.2 de la Norma EN 1998-1:2004, teniendo en cuenta las disposiciones dadas en el apartado 4.2.2.

(2)P Las combinaciones de la acción sísmica con otras acciones deben realizarse según los apartados 6.4.3.4 de la Normas EN 1990:2002 y 3.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004.

(3) En esta norma se introducen, cuando procede, simplificaciones en la elección de la acción sísmica.

2.2 Representación temporal

(1)P Si se realiza el análisis en el dominio del tiempo, pueden usarse tanto acelerogramas artificiales como movimientos reales registrados. Sus valores máximos y su contenido frecuencial deben ser conformes a lo especificado en el apartado 3.2.3.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2) En las verificaciones de la estabilidad dinámica que incluyan cálculos de deformaciones permanentes del terreno, la excitación debería definirse preferentemente mediante acelerogramas de terremotos reales registrados en suelos, ya que éstos poseen un contenido realista de bajas frecuencias y una adecuada correlación de tiempos entre las componentes horizontales y la componente vertical del movimiento. La duración de la fase de movimiento fuerte debería seleccionarse de forma coherente con el apartado 3.2.3.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

3 PROPIEDADES DEL TERRENO

3.1 Parámetros de resistencia

(1) Generalmente se pueden utilizar los parámetros de resistencia del suelo bajo condiciones estáticas sin drenaje. Para materiales cohesivos el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia a esfuerzo cortante sin drenaje c_u -ajustada por la velocidad (rápida) de aplicación de la carga y los efectos de degradación cíclica del suelo bajo carga sísmica- cuando tal ajuste sea necesario y se justifique mediante la correspondiente evidencia experimental. Para suelos no cohesivos el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia a esfuerzo cortante cíclico sin drenaje, $\tau_{cy,u}$, que debería tener en cuenta el posible crecimiento de la presión intersticial dinámica en el proceso de carga.

(2) Como alternativa, pueden usarse los valores de los parámetros de resistencia efectivos con una presión intersticial igual a la generada durante el proceso cíclico de carga. Para rocas puede usarse la resistencia a compresión no confinada, q_u .

(3) Los coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para los parámetros del terreno c_u , $\tau_{cy,u}$, y q_u , se denotan como γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$, γ_{qu} , ϕ' y $\gamma_{\phi'}$, respectivamente.

NOTA Los valores de γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$, γ_{qu} , y $\gamma_{\phi'}$ para su uso en un Estado se definen en el anexo nacional de ese país. Los valores recomendados son: $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{\tau cy} = 1,25$, $\gamma_{qu} = 1,4$, y $\gamma_{\phi'} = 1,25$.

3.2 Parámetros de rigidez y amortiguamiento

(1) Debido a su influencia en las acciones sísmicas de cálculo, el principal parámetro de rigidez del terreno bajo cargas sísmicas es el módulo de elasticidad transversal G , dado por:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.1)$$

donde ρ es la densidad del suelo y v_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte en el terreno.

(2) Los criterios para la determinación de v_s , incluyendo su dependencia del nivel de deformación del terreno, se dan en los apartados 4.2.2 y 4.2.3.

(3) El amortiguamiento debería considerarse como una propiedad adicional del terreno en aquellos casos en los que se tengan en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura especificados en el capítulo 6.

(4) Se deberían considerar por separado el amortiguamiento interno, causado por el comportamiento inelástico del suelo bajo cargas cíclicas, y el amortiguamiento geométrico, causado por la propagación de las ondas sísmicas más allá de la cimentación.

4 REQUISITOS DEL EMPLAZAMIENTO Y DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

4.1 Emplazamiento

4.1.1 Criterios generales

(1)P Debe realizarse una evaluación del emplazamiento elegido para la construcción que asegure que el terreno de cimentación es el adecuado para minimizar los peligros de rotura, de inestabilidad de taludes, de licuefacción y de susceptibilidad a una densificación elevada en el caso en que se produzca un terremoto.

(2)P La posibilidad de que se produzcan estos fenómenos adversos se debe investigar según se especifica en los siguientes apartados.

4.1.2 Proximidad a fallas sísmicamente activas

(1)P Las edificaciones de clases II, III, IV, definidas en el apartado 4.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004, no deben construirse en las proximidades de fallas tectónicas clasificadas como sísmicamente activas en documentos oficiales elaborados por las autoridades nacionales competentes.

(2) La ausencia de movimientos en el Cuaternario Superior puede usarse como criterio para identificar fallas no activas para la mayor parte de las estructuras que no sean críticas para la seguridad pública.

(3)P Se debe realizar estudios geológicos especiales para los planes de urbanización y para estructuras importantes que se construyan cerca de fallas potencialmente activas en zonas de alta sismicidad, con el fin de determinar la peligrosidad en términos de rotura del terreno y de magnitud del movimiento sísmico.

4.1.3 Estabilidad de taludes

4.1.3.1 Requisitos generales

(1)P Se debe comprobar la estabilidad del terreno para aquellas estructuras que vayan a construirse sobre o cerca de taludes naturales o artificiales, con el fin de asegurar que se preserven la seguridad y/o las condiciones de servicio de estructuras sometidas al terremoto de cálculo.

(2)P Bajo condiciones de carga sísmica, el estado límite para los taludes corresponde a la aparición de desplazamientos inaceptablemente grandes de la masa de suelo a profundidades que puedan afectar el comportamiento mecánico y funcional de las estructuras.

(3) La comprobación de la estabilidad puede omitirse para edificios de categoría de importancia I si se sabe, por estudios comparativos o experiencia contrastada, que el suelo en el emplazamiento elegido es estable.

4.1.3.2 Acción sísmica

(1)P La acción sísmica de cálculo que se emplee para comprobar la estabilidad debe estar de acuerdo con las definiciones dadas en el apartado 2.1.

(2)P En el caso de comprobación de la estabilidad de estructuras con un coeficiente de importancia γ_I mayor de 1,0, situadas cerca de o sobre taludes, la acción sísmica de cálculo debe mayorarse mediante un coeficiente de amplificación topográfica.

NOTA En el anexo informativo A se dan pautas para la determinación del coeficiente de amplificación topográfica.

(3) La definición de la acción sísmica puede simplificarse como se especifica en el apartado 4.1.3.3.

4.1.3.3 Métodos de análisis

(1)P La respuesta de los taludes del suelo al terremoto de cálculo debe determinarse mediante métodos reconocidos de análisis dinámico, tales como los modelos de elementos finitos o de bloques rígidos, o mediante métodos pseudo-estáticos simplificados sujetos a las limitaciones que se exponen en los puntos (3) y (8) de este apartado.

(2)P Al modelizar el comportamiento mecánico del suelo se debe tener en cuenta la degradación del material al aumentar el nivel de deformación y los posibles efectos del incremento de la presión de agua en los poros bajo carga dinámica.

(3) La comprobación de la estabilidad puede llevarse a cabo mediante métodos pseudo-estáticos simplificados en aquellos casos en los que la topografía de la superficie del terreno y la estratigrafía de éste no presenten irregularidades muy acusadas.

(4) Los métodos pseudo-estáticos de análisis de la estabilidad son similares a los indicados en el apartado 11.5 de la Norma EN 1997-1:2004, exceptuando la introducción de fuerzas de inercia horizontal y vertical aplicadas a la masa de suelo y cualquier carga gravitatoria que actúe en la parte superior del talud.

(5)P Las fuerzas de inercia sísmicas, F_H y F_V que actúan sobre la masa del terreno, en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, deben tomarse en el análisis pseudo-estático como:

$$F_H = 0,5 \alpha \cdot S \cdot W \quad (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ es mayor de } 0,6 \quad (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ no es mayor de } 0,6 \quad (4.3)$$

donde

α el cociente entre el valor de cálculo de la aceleración para un terreno tipo A, a_g , y la aceleración de la gravedad, g .

a_{vg} el valor de cálculo de la aceleración en la dirección vertical.

a_g el valor de cálculo de la aceleración para un terreno tipo A.

S el parámetro del suelo dado en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

W el peso de la masa deslizante.

Se debe aplicar a a_g un coeficiente de amplificación topográfica de acuerdo con el punto (2) del apartado 4.1.3.2.

(6)P Debe asimismo comprobarse la condición de estado límite para la superficie de deslizamiento potencial (la menos segura).

(7) La condición de estado límite de servicio puede comprobarse calculando el desplazamiento permanente de la masa deslizante mediante un modelo dinámico simplificado consistente en un bloque rígido que desliza con rozamiento sobre el talud. En este modelo, la acción sísmica debería consistir en un acelerograma de acuerdo con el apartado 2.2, y basarse en el valor de cálculo de la aceleración no reducida.

(8)P Los métodos simplificados, tales como los métodos pseudo-estáticos mencionados en los puntos (3) a (6) de este apartado, no deben utilizarse en el caso de suelos capaces de desarrollar altas presiones intersticiales o de sufrir una importante degradación en su rigidez bajo carga cíclica.

(9) El incremento de la presión de agua en los poros se debería evaluar mediante ensayos apropiados. En el caso de que no se disponga de dichos ensayos, y en los estudios preliminares, puede estimarse a partir de correlaciones empíricas.

4.1.3.4 Comprobación de la seguridad mediante el método pseudo-estático

(1)P En el caso de suelos saturados en zonas con $\alpha \cdot S > 0,15$ se debe considerar la posible degradación de su resistencia y el incremento de la presión de agua en los poros debido a la carga sísmica, de acuerdo con las limitaciones expuestas en el punto (8) del apartado 4.1.3.3.

(2) En el estudio de zonas con deslizamientos frecuentes cuya posibilidad de que se reactiven bajo el efecto de los terremotos sea alta, deberían utilizarse valores de los parámetros resistentes del terreno asociados a grandes deformaciones. En el caso de materiales sin cohesión susceptibles de sufrir incrementos cíclicos de la presión de agua en los poros dentro de los límites establecidos en el apartado 4.1.3.3, este último efecto puede tenerse en cuenta disminuyendo la fuerza de rozamiento resistente mediante un parámetro apropiado de presión intersticial, proporcional al incremento máximo de la presión de agua en los poros. Dicho incremento puede estimarse como se indica en el punto (9) del apartado 4.1.3.3.

(3) No es necesario aplicar una reducción de la resistencia tangencial en el caso de los suelos sin cohesión muy dilatantes, como sucede con las arenas densas.

(4)P La comprobación de la seguridad de los taludes de suelos debe realizarse de acuerdo con los principios de la Norma EN 1997-1:2004.

4.1.4 Suelos potencialmente licuables

(1)P La disminución de resistencia y/o rigidez causada por el incremento de la presión de agua en los poros que se produce en terrenos sin cohesión sometidos a un movimiento sísmico, dando lugar a deformaciones permanentes importantes e incluso a una condición de tensiones efectivas casi nulas en el suelo, se debe denominar en lo sucesivo licuefacción.

(2)P Se debe evaluar la susceptibilidad a la licuefacción cuando el terreno de la cimentación esté formado por capas extendidas o potentes lentejones de arena suelta, situados bajo el nivel freático tanto si presentan finos -limos o arcillas- como si no, y cuando dicho nivel esté próximo a la superficie del terreno. Esta evaluación se debe realizar para las condiciones de campo libre en el emplazamiento (posición de la superficie del terreno, posición del nivel freático) que vayan a predominar durante la vida de la estructura.

(3)P Las investigaciones del terreno requeridas para dicha evaluación deben incluir, como mínimo, la realización de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) o Ensayos de Penetración Estática con el Cono Mecánico (CPT), así como la determinación de las curvas granulométricas en el laboratorio.

(4)P En el caso del ensayo SPT, los valores medidos del índice de penetración N_{SPT} , expresados en golpes/30 cm, se deben normalizar para una presión efectiva del terreno de 100 kPa, así como para una energía de impacto que sea el 0,6 de la energía teórica de caída libre. Para profundidades menores de 3 m, los valores medidos del ensayo SPT deberían reducirse un 25%.

(5) La normalización respecto a los efectos de la sobrecarga de tierras puede realizarse multiplicando el valor medido de N_{SPT} por el coeficiente $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, donde σ'_{vo} (kPa) es la presión efectiva que actúa a la profundidad a la que se haya realizado el ensayo SPT, en el momento de su ejecución. El coeficiente de normalización $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ no debería ser menor de 0,5 ni mayor de 2.

(6) La normalización de la energía de impacto requiere multiplicar el valor del índice de penetración obtenido en el punto (5) anterior por el coeficiente $ER/60$, donde ER es cien veces el cociente de energía específico para el equipo de ensayo.

(7) Para edificaciones con cimentación poco profunda, la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción puede omitirse cuando la capa de suelo arenoso saturado se encuentre a una profundidad mayor de 15 m medida desde la superficie del terreno.

(8) Se permite no tener en cuenta el peligro de licuefacción cuando $\alpha \cdot S < 0,15$ y se cumpla, al menos, una de las condiciones siguientes:

- la arena tiene un contenido en arcillas mayor del 20% con un índice de plasticidad $IP > 10$;
- la arena tiene un contenido de limo mayor que el 35% y, al mismo tiempo, el número de golpes SPT normalizado para los efectos de la presión total de tierras y para el cociente de energía $N_1(60)$ mayor que 20;
- la arena es limpia, con un número de golpes SPT normalizado para los efectos de presión total de tierras y para el cociente de energía $N_1(60)$ mayor que 30.

(9)P Cuando no se cumpla ninguna de las condiciones anteriores, el peligro de licuefacción se debe evaluar como mínimo mediante los métodos usuales en ingeniería geotécnica, basados en correlaciones entre las mediciones *in situ* y las tensiones tangenciales cíclicas críticas que han causado licuefacción en terremotos anteriores.

(10) En el anexo B se dan gráficos, obtenidos empíricamente, que muestran estas correlaciones para diferentes tipos de mediciones *in situ*. En estos gráficos puede estimarse la tensión tangencial sísmica, τ_e , a partir de la expresión simplificada siguiente:

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo} \quad (4.4)$$

donde σ_{vo} es la presión vertical total ejercida por el terreno y el resto de variables son las mismas que las de las expresiones (4.1) a (4.3). Esta fórmula no puede usarse para profundidades superiores a 20 m.

(11)P Si se emplean correlaciones con medidas *in situ*, se debe considerar que un terreno con superficie horizontal es susceptible a licuefacción si la tensión tangencial inducida por el terremoto supera una cierta fracción λ de la tensión crítica que se sabe ha causado licuefacción en terremotos anteriores.

NOTA El valor de λ para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es $\lambda = 0,8$, lo que supone un coeficiente parcial de seguridad de 1,25.

(12)P Si se concluye que el suelo es susceptible de licuar y sus efectos son capaces de afectar a la capacidad portante o a la estabilidad de las cimentaciones, deben adoptarse medidas para conseguir que la seguridad de la cimentación sea la adecuada, ya sea mediante métodos de mejora del terreno o mediante pilotajes (para transmitir la carga a estratos de suelo no licuables).

(13) La mejora del terreno para evitar la licuefacción debería consistir bien en la compactación del suelo, para incrementar su resistencia a la penetración por encima de valores críticos, o bien en la utilización de drenaje, para reducir el exceso de presión intersticial generado por el movimiento del terreno.

NOTA La posibilidad de compactación del terreno depende principalmente de su contenido en finos y la profundidad.

(14) El empleo exclusivo de pilotes se debería considerar con prudencia, debido a las fuerzas importantes que se inducen en los pilotes al perder el suelo su capacidad portante en las capas licuables, así como por las inevitables incertidumbres asociadas a la localización y espesor de dichas capas.

4.1.5 Asientos excesivos de suelos bajo cargas cíclicas

(1)P Se debe tener en cuenta la susceptibilidad del terreno de cimentación a la densificación y a sufrir asientos excesivos causados por las tensiones cíclicas inducidas por los terremotos, cuando existan capas extendidas o potentes lentejones de materiales sueltos, sin cohesión, no saturados y a poca profundidad.

(2) Se pueden producir también asientos excesivos en arcillas muy blandas debidos a la degradación cíclica de su resistencia a cortante al ser sometidas a movimientos sísmicos del terreno de larga duración.

(3) La densificación y el asiento potencial de los suelos anteriores deberían evaluarse mediante los métodos tradicionales de ingeniería geotécnica recurriendo, cuando sea necesario, a la realización de ensayos estáticos y dinámicos de laboratorio apropiados con muestras representativas de los materiales investigados.

(4) Si los asientos causados por densificación o degradación cíclica pudieran llegar a afectar a la estabilidad de las cimentaciones, se debería considerar la aplicación de métodos apropiados de mejora del terreno.

4.2 Prospección y estudios del terreno

4.2.1 Criterios generales

(1)P La prospección y el estudio del terreno de cimentación en zonas sísmicas deben seguir los mismos criterios adoptados para zonas no sísmicas definidos en el capítulo 3 de la Norma EN 1997-1:2004.

(2) Excepto para edificaciones de clase de importancia I se deberían incluir en la exploración del terreno, siempre que sea factible, ensayos de penetración estática (CPT) a ser posible con medida de presiones intersticiales, ya que proporcionan un registro continuo de las características mecánicas del suelo en función de la profundidad.

(3)P En los casos indicados en los apartados 4.1 y 4.2.2, pueden requerirse investigaciones y exploraciones específicas del terreno, orientadas hacia la definición de sus propiedades dinámicas.

4.2.2 Determinación del tipo de terreno para la definición de las acciones sísmicas

(1)P Se deben recopilar los suficientes datos geológicos y geotécnicos del emplazamiento de las obras para poder determinar un tipo medio de terreno y/o el espectro de respuesta asociado al mismo, tal como se define en los apartados 3.1 y 3.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2) Con este fin se recomienda incorporar datos de otras zonas próximas de características geológicas similares a los datos recogidos *in situ*.

(3) Se deberían tener en cuenta los mapas y criterios de microzonación sísmica existentes, siempre que cumplan con lo dispuesto en el punto (1)P y que estén corroborados por investigaciones del terreno realizadas en el emplazamiento de las obras.

(4)P En terrenos estables, se debe considerar al perfil de velocidades de propagación de las ondas de corte en el terreno, v_s , como el indicador más fiable en que basar la determinación de las características de la acción sísmica que dependan del tipo de emplazamiento.

(5) En regiones de alta sismicidad, especialmente en terrenos de tipo D, S₁, o S₂, debería obtenerse *in situ* el perfil de v_s mediante la aplicación de métodos geofísicos en el interior de los sondeos.

(6) En cualquier otro caso, cuando se deban determinar los periodos naturales de vibración del terreno, el perfil v_s puede estimarse mediante correlaciones empíricas con la resistencia a la penetración *in situ* u otras propiedades geotécnicas, teniendo en cuenta la dispersión de dichas correlaciones.

(7) Se debería medir el amortiguamiento interno del terreno mediante ensayos de laboratorio o de campo apropiados. A falta de medidas directas, si el producto $a_g \cdot S$ es menor de 0,1 g (es decir menor de 0,98 m/s²), se debería usar un coeficiente de amortiguamiento de 0,03. Los suelos cementados y las rocas blandas pueden requerir una consideración especial.

4.2.3 Variación de la rigidez y del amortiguamiento del suelo en función del nivel de deformación

(1)P En todos los cálculos que incluyan las propiedades dinámicas del terreno en condiciones estables se debe tener en cuenta la diferencia entre los valores de v_s para pequeñas deformaciones (como son los valores medidos en ensayos *in situ*), y los valores de v_s compatibles con los niveles de deformación inducidos por el terremoto de cálculo.

(2) En el caso de condiciones locales del terreno de tipos C o D, con un nivel freático somero y en ausencia de materiales con índice de plasticidad $IP > 40$, se pueden usar los coeficientes de reducción de v_s dados en la tabla 4.1 a falta de datos específicos. Para terrenos más rígidos y con un nivel freático más profundo la magnitud de la reducción debería ser proporcionalmente menor (y el rango de variación debería reducirse).

(3) En ausencia de mediciones específicas, si el producto $a_g \cdot S$ es mayor o igual que 0,1 g (es decir, mayor o igual que 0,98 m/s²) deberían usarse los coeficientes de amortiguamiento interno del terreno dados en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 – Coeficientes medios de amortiguamiento del terreno y coeficientes medios de reducción (\pm una desviación típica) para la velocidad de propagación de las ondas de corte, v_s , y el módulo de elasticidad transversal, G , en los primeros 20 m de profundidad

Cociente de aceleración del terreno, $\alpha \cdot S$	Coeficiente de amortiguamiento	$\frac{v_s}{v_{s,\text{máx.}}}$	$\frac{G}{G_{\text{máx.}}}$
0,10	0,03	0,90 (\pm 0,07)	0,80 (\pm 0,10)
0,20	0,06	0,70 (\pm 0,15)	0,50 (\pm 0,20)
0,30	0,10	0,60 (\pm 0,15)	0,36 (\pm 0,20)

$v_{s,\text{máx.}}$ es el valor medio de v_s para pequeñas deformaciones ($< 10^{-5}$); sin superar 360 m/s;

$G_{\text{máx.}}$ es el valor medio del módulo de elasticidad transversal para pequeñas deformaciones.

NOTA Utilizando el intervalo \pm una desviación típica, el proyectista puede ser más o menos conservador, dependiendo de factores tales como la rigidez y la estratificación del perfil del terreno. Por ejemplo, pueden usarse valores de $v_s/v_{s,\text{máx.}}$ y $G/G_{\text{máx.}}$ por encima del valor medio para terrenos más duros y valores de $v_s/v_{s,\text{máx.}}$ y $G/G_{\text{máx.}}$ por debajo del valor medio para terrenos más blandos.

5 SISTEMA DE CIMENTACIÓN

5.1 Requisitos generales

(1)P Además de las reglas generales de la Norma EN 1997-1:2004, la cimentación de una estructura en zona sísmica debe cumplir los siguientes requisitos:

- Las cargas relevantes de la superestructura se deben transmitir al terreno sin deformaciones permanentes importantes, de acuerdo con los criterios del apartado 5.3.2.

- b) Las deformaciones del terreno inducidas sísmicamente son compatibles con los requisitos funcionales esenciales de la estructura.
- c) La cimentación debe concebirse, proyectarse y construirse cumpliendo las reglas dadas en apartado 5.2 y las medidas mínimas del apartado 5.4, de forma que se limite el riesgo asociado a la incertidumbre de la respuesta sísmica.

(2)P Debe tenerse en cuenta la dependencia de las propiedades dinámicas del suelo respecto del nivel de deformaciones (véase 4.2.3), así como los efectos relacionados con la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas. Se deben considerar las propiedades de los suelos mejorados *in situ* o incluso sustituidos, si se hace necesaria la mejora o sustitución del suelo original debido a su susceptibilidad a la licuefacción o a la densificación.

(3) Cuando sea apropiado (o necesario) se puede usar propiedades o coeficientes de resistencia del suelo distintos de los mencionados en el punto (3) del apartado 3.1, siempre que correspondan al mismo nivel de seguridad.

NOTA Son ejemplo de lo anterior los coeficientes de resistencia aplicados a los resultados de ensayos de carga de pilotes.

5.2 Reglas básicas del diseño conceptual

(1)P En el caso de estructuras distintas de los puentes y tuberías, las cimentaciones mixtas (por ejemplo pilotes y cimentaciones superficiales) sólo deben usarse si se realiza un estudio específico que demuestre la validez de dicha solución. Las cimentaciones de tipo mixto pueden usarse en unidades dinámicamente independientes de la misma estructura.

(2)P Al seleccionar el tipo de cimentación se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La rigidez de la cimentación debe ser adecuada para transmitir al terreno, de la forma más uniforme posible, las acciones localizadas recibidas de la superestructura.
- b) Los efectos de los desplazamientos horizontales relativos entre elementos verticales deben tenerse en cuenta al seleccionar la rigidez de la cimentación en el plano horizontal.
- c) Si se tiene en cuenta la disminución de la amplitud del movimiento sísmico con la profundidad, dicho efecto debe justificarse mediante un estudio apropiado y, en ningún caso, se disminuirá la aceleración máxima por debajo de una cierta fracción p del valor $\alpha \cdot S$ en la superficie del terreno.

NOTA El valor de p para un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $p = 0,65$.

5.3 Efectos de las acciones de cálculo

5.3.1 Dependencia del diseño estructural

(1)P *Estructuras disipativas*. Los efectos de las acciones en la cimentación de estructuras disipativas se deben basar en las consideraciones del dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta el desarrollo de una posible reserva de resistencia (sobrerresistencia). La evaluación de estos efectos se debe realizar conforme a las prescripciones adecuadas de las normas pertinentes del Eurocódigo 8. En particular, para edificios se debe aplicar la limitación indicada en el punto (2)P del apartado 4.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2)P *Estructuras no disipativas*. Los efectos de las acciones sísmicas en la cimentación de estructuras no disipativas se deben obtener del análisis en la situación sísmica de cálculo sin consideración del dimensionamiento por capacidad. Véase también el punto (3) del apartado 4.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004.

5.3.2 Transferencia de los efectos de las acciones al terreno

(1)P Para cumplir con los requisitos del punto (1)P a) del apartado 5.1 del sistema de cimentación, se deben adoptar los siguientes criterios de transferencia de los esfuerzos horizontal y normal, así como del momento flector, al terreno. Para pilas y pilotes se deben tener en cuenta los criterios adicionales especificados en el apartado 5.4.2.

(2)P *Esfuerzo Horizontal*. La transferencia de la fuerza cortante horizontal de cálculo, V_{Ed} , se debe realizar conforme a los siguientes mecanismos:

- a) mediante una fuerza de rozamiento de cálculo, F_{Rd} , entre la base horizontal de una zapata o losa y el terreno, según se describe en el apartado 5.4.1.1;
- b) mediante una resistencia cortante de cálculo entre las paredes verticales de la cimentación y el terreno;
- c) mediante los empujes resistentes de cálculo del terreno sobre la cimentación, según las limitaciones y condiciones establecidas en los apartados 5.4.1.1, 5.4.1.3 y 5.4.2.

(3)P Se debe permitir la combinación de la resistencia al esfuerzo cortante con hasta un 30% de la resistencia obtenida en el caso de movilización completa del empuje pasivo de tierras.

(4)P *Fuerza axil y momento flector*. Las acciones de cálculo (fuerza axil, N_{Ed} y momento flector, M_{Ed}), se deben transmitir al terreno mediante uno o varios de los siguientes mecanismos:

- a) mediante el valor de cálculo de las fuerzas verticales resistentes actuando en la base de la cimentación;
- b) mediante el valor de cálculo de los momentos flectores producidos por las fuerzas tangenciales resistentes de cálculo entre el terreno y la superficie lateral de los elementos de la cimentación profunda (pilotes, cajones, caissons) conforme a las limitaciones establecidas en los apartados 5.4.1.3 y 5.4.2;
- c) mediante el valor de cálculo de la resistencia vertical a esfuerzo cortante entre el terreno y la superficie lateral de las cimentaciones profundas enterradas (cajones, pilotes, pilotes de gran diámetro y caissons).

5.4 Comprobaciones y criterios de dimensionamiento

5.4.1 Cimentaciones directas (superficiales o enterradas)

(1)P Se deben aplicar los criterios siguientes para la comprobación y el dimensionamiento de zapatas superficiales o enterradas apoyadas directamente sobre el suelo subyacente.

5.4.1.1 Zapatas (cálculo en estado límite último)

(1)P De acuerdo con los criterios de proyecto para el estado límite último las zapatas deben comprobarse frente a fallo por deslizamiento, así como por capacidad portante.

(2)P *Fallo por deslizamiento*. En el caso de cimentaciones cuya base se localice por encima del nivel freático, el fallo se debe evitar mediante la fuerza de rozamiento y, bajo las condiciones especificadas en el punto (5) de este apartado, mediante el empuje lateral de tierras.

(3) En ausencia de estudios más específicos, el valor de cálculo de la fuerza de rozamiento por encima del nivel freático, F_{Rd} , se puede obtener de la expresión siguiente:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (5.1)$$

donde

N_{Ed} es la fuerza axil de cálculo en la base horizontal;

δ es el ángulo de rozamiento suelo-estructura en la base de la zapata, que puede evaluarse de acuerdo al apartado 6.5.3 de la Norma EN 1997-1:2004.

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad aplicado a las propiedades del material, tomado con un valor igual que el aplicable a $\tan \phi'$ (véase 3.1 (3)).

(4)P En el caso de cimentaciones bajo el nivel freático, el valor de cálculo de la fuerza de rozamiento debe evaluarse a partir de la resistencia sin drenaje, de acuerdo con el apartado 6.5.3 de la Norma EN 1997-1:2004.

(5) La resistencia lateral de cálculo E_{pd} como consecuencia del empuje pasivo sobre los lados de la zapata se puede tener en cuenta como se especifica en el apartado 5.3.2, siempre que se asegure que se han tomado las medidas apropiadas en el emplazamiento, como una correcta compactación del material de relleno contra los lados de la zapata, la construcción de un muro vertical de cimentación en el suelo, o la ejecución de las zapatas mediante vertido directo del hormigón sobre una cara limpia y vertical de suelo.

(6)P Para prevenir el fallo por deslizamiento en la base horizontal, debe cumplirse la siguiente desigualdad:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (5.2)$$

(7) En el caso de cimentaciones sobre el nivel freático, se puede admitir un pequeño deslizamiento de la cimentación si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- las propiedades del suelo permanecen inalteradas durante el terremoto;
- el deslizamiento de la cimentación no afecta las prestaciones de las redes de instalaciones conectadas a la estructura (por ejemplo: agua, gas, accesos o telecomunicaciones);

La magnitud del terremoto debería ser razonable al considerar el comportamiento global de la estructura.

(8)P *Fallo por capacidad portante.* Para satisfacer el requisito a) del punto (1)P del apartado 5.1, debe comprobarse la capacidad portante de la cimentación sometida a una combinación de los efectos de las acciones de cálculo N_{Ed} , V_{Ed} y M_{Ed} .

NOTA Para comprobar la capacidad portante de la cimentación sometida a acciones sísmicas, pueden usarse la expresión general y los criterios de proyecto que se presentan en el anexo informativo F, los cuales permiten tener en cuenta la inclinación y la excentricidad de la carga debidas a las fuerzas de inercia de la estructura, así como considerar los posibles efectos de las fuerzas de inercia en el propio suelo.

(9) Se destaca el hecho de que, bajo carga dinámica, algunas arcillas tixotrópicas pueden sufrir degradación de sus resistencias a cortante, así como que algunos materiales no cohesivos son susceptibles de desarrollar un incremento de la presión intersticial y una posterior disipación de la misma después del terremoto al moverse el agua hacia la superficie del terreno por efecto del exceso de presión intersticial acumulada en capas subyacentes.

(10) La evaluación de la capacidad portante de un suelo bajo carga sísmica debería considerar adecuadamente los posibles mecanismos de degradación de su resistencia y rigidez que pueden producirse incluso con niveles de deformación relativamente bajos. Si se consideran estos efectos, se pueden reducir los coeficientes parciales de seguridad del material. En caso contrario, deberían usarse los valores especificados en el punto (3) del apartado 3.1.

(11) Debería considerarse el aumento de la presión intersticial bajo carga cíclica, bien teniendo en cuenta su efecto en la resistencia sin drenaje (en un análisis en presiones totales) o bien en la presión intersticial inicial (análisis en presiones efectivas). Para aquellas estructuras en las que el coeficiente de importancia γ_i sea mayor de 1,0, debería considerarse un comportamiento no lineal del suelo de cara a determinar las posibles deformaciones permanentes en terremotos.

5.4.1.2 Uniones horizontales en la cimentación

(1)P De acuerdo con el apartado 5.2 se deben evaluar los efectos adicionales de las acciones inducidas en la estructura por los desplazamientos horizontales relativos en la cimentación, adoptándose en el proyecto las medidas adecuadas.

(2) Para edificios, los requisitos establecidos en el punto (1)P de este apartado se consideran satisfechos si toda la cimentación se encuentra en el mismo plano horizontal y se disponen vigas de atado o una losa de cimentación al nivel de las zapatas o de las cabezas de los pilotes. Estas medidas no son obligatorias en los casos siguientes: a) para terrenos de tipo A; y b) para terrenos de tipo B en zonas de baja sismicidad.

(3) Las vigas del piso inferior de un edificio pueden considerarse como vigas de atado siempre que se encuentren a menos de 1,0 m de la cara inferior de las zapatas o de las cabezas de los pilotes. Una losa de cimentación podría sustituir a las vigas de atado si ésta se encuentra también a menos de 1,0 m de la cara inferior de las zapatas o de las cabezas de los pilotes.

(4) La resistencia a tracción necesaria en estos elementos de unión puede estimarse mediante métodos simplificados.

(5)P En el caso de no disponer de reglas o métodos de cálculo más precisos, las uniones de cimentación que cumplan las condiciones establecidas en los puntos (6) y (7) de este apartado se deben considerar adecuadas.

(6) *Vigas de atado*

Deberían adoptarse las siguientes medidas:

- a) las vigas de atado deberían dimensionarse para soportar un esfuerzo axial, tanto de tensión como de compresión, igual a:

$$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \quad \text{para terrenos tipo B}$$

$$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \quad \text{para terrenos tipo C}$$

$$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \quad \text{para terrenos tipo D}$$

donde N_{Ed} es el valor medio, en la situación sísmica de cálculo, de las fuerzas axiales de cálculo en los elementos verticales conectados.

- b) las armaduras longitudinales deberían anclarse completamente en el cuerpo de la zapata o en las otras vigas de atado concurrentes con la viga considerada.

(7) *Losa de cimentación*

Deberían adoptarse las siguientes medidas:

- a) Las zonas de unión deberían dimensionarse para soportar fuerzas axiales iguales a las dadas en el punto (6) a) de este apartado.
- b) Las armaduras longitudinales de las zonas de unión deberían anclarse totalmente en el cuerpo de las zapatas o en la losa continua.

5.4.1.3 Zapatas corridas y losas

(1) Todas las especificaciones dadas en el apartado 5.4.1.1 se aplican a zapatas corridas y/o losas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) En el caso de una única losa de cimentación puede considerarse la resistencia global por rozamiento. Para mallas simples de zapatas corridas, puede considerarse el área de una zapata equivalente en cada uno de los cruces.
- b) Las zapatas corridas y/o las losas de cimentación pueden considerarse como elementos de unión; la regla para su dimensionamiento es aplicable a una anchura eficaz igual a la de la zapata corrida o a una anchura de losa igual a diez veces su espesor.

(2) Puede ser también necesario realizar una comprobación del conjunto de zapatas corridas y/o losas en su propio plano (diafragma), sometidas a sus propias fuerzas laterales de inercia y a las fuerzas horizontales inducidas por la superestructura.

5.4.1.4 Cimentaciones en cajón

(1) Todas las especificaciones descritas en el apartado 5.4.1.3 se aplican a las cimentaciones en cajón. Además puede considerarse, para todas las categorías de suelos y con las limitaciones indicadas anteriormente, la resistencia lateral del suelo especificada en los puntos (2) del apartado 5.3.2 y (5) del apartado 5.4.1.1.

5.4.2 Pilas y pilotes

(1)P Las pilas y los pilotes deben dimensionarse para resistir los dos tipos de efectos siguientes debidos a las acciones sísmicas:

- a) *Fuerzas de inercia* de la superestructura. Estas fuerzas, combinadas con las cargas estáticas, permiten obtener los valores de cálculo N_{Ed} , V_{Ed} y M_{Ed} especificados en el apartado 5.3.2.
- b) *Fuerzas cinemáticas* generadas por la deformación del suelo colindante al paso de las ondas sísmicas.

(2)P La resistencia transversal última de los pilotes se debe comprobar de acuerdo con los principios establecidos en el apartado 7.7 de la Norma EN 1997-1:2004.

(3)P Los análisis para determinar las fuerzas internas a lo largo del pilote, así como el desplazamiento y el giro en cabeza del mismo, se deben basar en modelos discretos o continuos que reproduzcan de forma realista (aunque sea aproximada):

- la rigidez a flexión del pilote;
- las reacciones del suelo a lo largo del pilote, considerando los efectos de carga cíclica y la magnitud de las deformaciones del suelo;
- los efectos de interacción dinámica entre pilotes (también llamados "efectos dinámicos de grupo");
- el grado de libertad de la rotación en/de la cabeza del pilote, o de la unión entre pilote y estructura.

NOTA Para calcular la rigidez del pilote pueden emplearse como guía las expresiones que aparecen en el anexo informativo C.

(4)P Debe ignorarse la resistencia lateral de los estratos de suelos susceptibles de licuar o de sufrir una degradación sustancial en su resistencia bajo carga cíclica.

(5) Si se emplean pilotes inclinados, deberían dimensionarse de forma que soporten con seguridad tanto esfuerzos axiales como momentos flectores.

NOTA Los pilotes inclinados no son recomendables para transmitir cargas laterales al suelo.

(6)P Los momentos flectores producidos por la interacción cinemática se deben calcular sólo cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- el perfil de suelo es de tipo D, S₁ o S₂, y contiene capas consecutivas con rigideces que varían mucho unas con respecto a otras;
- el emplazamiento es de sismicidad moderada o alta, es decir el producto $a_g \cdot S$ es mayor de 0,10 g (mayor de 0,98 m/s²) y la estructura es de clase III o IV.

(7)P En principio, los pilotes deberían dimensionarse para que permanezcan en régimen elástico, aunque en determinadas condiciones puedan producirse rótulas plásticas en las cabezas de los mismos. Las zonas de de formación potencial de rótulas plásticas deberían dimensionarse de acuerdo con el apartado 5.8.4 de la Norma EN 1998-1:2004.

6 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

(1)P Se deben tener en cuenta los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura en los siguientes casos:

- a) estructuras en las que los efectos P- δ (de segundo orden) jueguen un papel relevante;
- b) estructuras con cimentaciones masivas y profundas, como pilas de puentes, cajones offshore y silos;
- c) estructuras altas y esbeltas, tales como torres y chimeneas, cubiertas por la Norma EN 1998-6:2004;
- d) estructuras cimentadas en suelos muy blandos, con una velocidad media de propagación de las ondas de corte, $v_{s,\text{máx}}$, (definida en la tabla 4.1) menor de 100 m/s, como ocurre en los suelos tipo S₁.

NOTA En el anexo informativo D se incluye información sobre los efectos generales y la importancia de la interacción dinámica suelo-estructura.

(2)P Los efectos de la interacción suelo-estructura en pilotes se deben evaluar de acuerdo con el apartado 5.4.2 para todas las estructuras.

7 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

7.1 Requisitos generales

(1)P Las estructuras de contención de tierras se deben dimensionar de modo que cumplan su función durante y después del terremoto, sin que sufran daños estructurales de consideración.

(2) Los desplazamientos permanentes, en forma de combinaciones de deslizamiento y giro (éste último debido a deformaciones irreversibles en el suelo de cimentación) pueden ser aceptables si se demuestra que son compatibles con los requisitos funcionales y/o estéticos de la estructura.

7.2 Selección del tipo de estructura y consideraciones generales de proyecto

(1)P La selección del tipo de estructura debe basarse en las condiciones normales de servicio, de acuerdo con los principios generales que se establecen en el capítulo 9 de la Norma EN 1997-1:2004.

(2)P Debe prestarse una atención especial al hecho de que pueda ser necesario ajustar y, ocasionalmente, elegir un tipo de estructura más adecuado para cumplir todos los requisitos sísmicos adicionales.

(3)P La granulometría del material de relleno del trasdós de la estructura se debe elegir cuidadosamente y compactar *in situ*, para lograr la mayor homogeneidad posible con la masa de suelo preexistente.

(4)P Los sistemas de drenaje en el trasdós de la estructura deben tener capacidad suficiente para absorber los movimientos transitorios y permanentes sin que su funcionamiento se vea afectado.

(5)P En particular, en el caso de suelos no cohesivos que contengan agua, el drenaje debe ser eficaz hasta una profundidad sensiblemente mayor que la de la superficie de fallo potencial tras la estructura de contención.

(6)P Debe asegurarse que el suelo del trasdós tiene un margen de resistencia suficiente frente a la licuefacción cuando se somete al terremoto de cálculo.

7.3 Métodos de análisis

7.3.1 Métodos generales

(1)P Cualquier método basado en los procedimientos de la dinámica de estructuras y la dinámica de suelos, y contrastado por la experiencia y observaciones, es en principio aceptable para evaluar la seguridad de una estructura de contención de tierras.

(2) Deberían tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) el comportamiento generalmente no lineal del suelo durante su interacción dinámica con la estructura de contención;
- b) los efectos de las fuerzas inerciales asociadas a las masas del suelo y a la estructura, así como el resto de las fuerzas de masa que pudieran contribuir al proceso de interacción;
- c) los efectos hidrodinámicos generados por la presencia de agua en el suelo del trasdós del muro y/o por el agua existente en la cara exterior del mismo;
- d) la compatibilidad entre las deformaciones del suelo, del muro y de los anclajes, cuando los haya.

7.3.2 Métodos simplificados: análisis pseudo-estático

7.3.2.1 Modelos básicos

(1)P El modelo básico para el análisis pseudo-estático debe incluir la estructura de contención y su cimentación, la cuña de suelo tras la estructura (que se supone que está en estado de equilibrio límite activo, si la estructura es suficientemente flexible), las sobrecargas actuando en la cuña del suelo y, cuando proceda, una masa de suelo en el pie del muro supuesta en estado de equilibrio pasivo.

(2) Para que se genere un estado activo en el suelo tiene que producirse un movimiento del muro de magnitud suficiente durante el terremoto de cálculo, bien debido a flexión en estructuras de contención flexibles, o a deslizamiento y/o giro en estructuras de contención rígidas. El movimiento del muro necesario para que se desarrolle un estado límite activo se describe en el apartado 9.5.3 de la Norma EN 1997-1:2004.

(3) En el caso de estructuras rígidas, como muros de sótano o muros de gravedad cimentados sobre roca o pilotes, se desarrollan empujes superiores a los activos y, en este caso, es más apropiado suponer un estado de suelo en reposo como se indica en el capítulo E.9. Esta misma hipótesis se debería suponer para muros de contención anclados en los que no se permita movimiento alguno.

7.3.2.2 Acción sísmica

(1)P Cuando se vaya a realizar un análisis pseudo-estático, la acción sísmica se debe representar como un conjunto de fuerzas horizontales y verticales estáticas, obtenidas como producto de las fuerzas gravitatorias por un coeficiente sísmico.

(2)P Se debe considerar que la acción sísmica vertical actúa hacia arriba o hacia abajo de modo que produzca el efecto más desfavorable.

(3) La intensidad de estas fuerzas sísmicas equivalentes depende, para una zona sísmica dada, de la magnitud del desplazamiento permanente que sea al mismo tiempo aceptable y permitido en la práctica para la solución estructural adoptada.

(4)P En ausencia de estudios específicos, los coeficientes sísmicos horizontal (k_h) y vertical (k_v) que afectan a todas las masas se deben tomar como:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ es mayor de } 0,6 \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \quad \text{en cualquier otro caso} \quad (7.3)$$

donde los valores del coeficiente r se muestran en la tabla 7.1, en función del tipo de estructura de contención. Para muros con altura menor de 10 m, el coeficiente sísmico debe considerarse constante en toda su altura.

Tabla 7.1 – Valores de r para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal

Tipo de estructura de contención	r
Muros de gravedad sin coacciones con desplazamiento máximo $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Muros de gravedad sin coacciones con desplazamiento máximo $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Muros flexibles de hormigón armado, muros anclados o apuntalados, muros de hormigón armado cimentados sobre pilotes verticales, muros de sótano con movimientos restringidos y estribos de puentes	1

(5) En presencia de suelos saturados no cohesivos susceptibles de desarrollar presiones intersticiales elevadas:

- a) el coeficiente r de la tabla 7.1 no debería tomarse mayor de 1,0;
- b) el coeficiente de seguridad frente a la licuefacción no debería tomarse menor de 2.

NOTA El valor de 2 para el coeficiente de seguridad procede de la aplicación del punto (6)P del apartado 7.2 en el contexto del método simplificado propuesto en el apartado 7.3.2.

(6) En el caso de estructuras de contención con altura mayor de 10 m, y para más información sobre el coeficiente r , véase el capítulo E.2.

(7) Para muros distintos de muros de gravedad, pueden despreciarse los efectos de la aceleración vertical en las estructuras de contención.

7.3.2.3 Valores de cálculo del empuje de tierras y de la presión del agua

(1)P La fuerza total de cálculo actuando sobre un muro en condiciones sísmicas debe calcularse considerando la condición de equilibrio límite del modelo descrito en el apartado 7.3.2.1.

(2) Esta fuerza puede determinarse según se indica en el anexo E.

(3) Se debería considerar que la fuerza de cálculo descrita en el punto (1)P es la resultante de los empujes de tierras estáticos y dinámicos.

(4)P Se debe tomar como punto de aplicación de la fuerza debida a los empujes dinámicos de tierras el situado a media altura del muro, siempre y cuando no exista un estudio más detallado que considere la rigidez relativa, el tipo de movimientos y la masa relativa de la estructura de contención.

(5) En el caso de muros que puedan rotar libremente en torno a su pie, puede suponerse que la fuerza dinámica se aplica en el mismo punto que la fuerza la estática.

(6)P Se debe considerar que la inclinación de la distribución total de presiones, estáticas y dinámicas, con respecto a la normal al muro no es mayor que $(2/3)\phi'$ para el estado activo e igual a cero para el estado pasivo.

(7)P Para el suelo bajo el nivel freático se debe distinguir entre condiciones de permeabilidad dinámica, en las que el agua puede moverse libremente por el esqueleto sólido, y de impermeabilidad dinámica, en las que esencialmente no se puede producir drenaje bajo la acción sísmica.

(8) En la mayoría de las situaciones y para suelos con coeficiente de permeabilidad menor de 5×10^{-4} m/s, el agua intersticial no puede moverse libremente entre los poros; la acción sísmica se produce por tanto esencialmente en ausencia de drenaje y el suelo se puede tratar como un medio de una sola fase.

(9)P Para las condiciones de impermeabilidad dinámica se deben aplicar todas las consideraciones anteriores, modificando de forma apropiada el peso específico del suelo y el coeficiente sísmico horizontal.

(10) Las modificaciones necesarias de las condiciones de impermeabilidad dinámica pueden realizarse de acuerdo con los capítulos E.6 y E.7.

(11)P Para el caso de rellenos en condiciones de permeabilidad dinámica, se debe suponer que los efectos inducidos por la acción sísmica en el suelo y en el agua están desacoplados.

(12) Por lo tanto, debería añadirse a la presión intersticial hidrostática una presión hidrodinámica de acuerdo con el capítulo E.7. El punto de aplicación de la fuerza resultante de la presión hidrodinámica puede tomarse a una profundidad igual al 60% del espesor de la capa saturada, medida desde el nivel freático.

7.3.2.4 Presión hidrodinámica sobre la cara exterior del muro

(1)P Se debe tener en cuenta la variación máxima de la presión (positiva o negativa) respecto a la presión hidrostática existente, debida a la oscilación del agua en la cara exterior del muro.

(2) Esta presión se puede evaluar de acuerdo con el capítulo E.8.

7.4 Comprobaciones de la estabilidad y la resistencia

7.4.1 Estabilidad del suelo de cimentación

(1)P Son necesarias las siguientes comprobaciones:

- estabilidad general;
- fallo local del suelo.

(2)P La comprobación de la estabilidad general se debe realizar de acuerdo con las reglas dadas en el apartado 4.1.3.4.

(3)P La capacidad última de la cimentación se debe comprobar frente a fallo por deslizamiento y frente a fallo por capacidad portante (véase 5.4.1.1).

7.4.2 Anclajes

(1)P Los anclajes (incluyendo tirantes, mecanismos de anclaje, cabezas y elementos de sujeción) deben tener una resistencia y longitud suficientes para asegurar el equilibrio de la cuña crítica de suelo frente a condiciones sísmicas (véase 7.3.2.1), así como la capacidad necesaria para adaptarse a las deformaciones sísmicas del suelo.

(2)P La resistencia del anclaje se debe determinar de acuerdo con las reglas establecidas en la Norma EN 1997-1:2004 para las situaciones de cálculo permanentes y transitorias de los estados límite últimos.

(3)P Se debe asegurar que el suelo anclado mantiene la resistencia requerida para el funcionamiento del anclaje durante el terremoto de cálculo, y en particular, que posee un margen de seguridad suficiente frente a la licuefacción.

(4)P La distancia entre el punto de anclaje y el muro, L_e , debe ser mayor que la distancia L_s , requerida para cargas estáticas.

(5) La distancia L_e para anclajes en un depósito de suelo con superficie horizontal y características similares a las del suelo en el trasdós del muro, puede evaluarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad (7.4)$$

7.4.3 Resistencia estructural

(1)P Debe demostrarse que, bajo la combinación de la acción sísmica con otras posibles cargas, se alcanza el equilibrio sin superar las resistencias de cálculo del muro y de los elementos estructurales de apoyo.

(2)P Para ello, se deben considerar las situaciones de estados límite pertinentes que puedan producir el fallo de la estructura, según el apartado 8.5 de la Norma EN 1997-1:2004.

(3)P Se debe comprobar que todos los elementos estructurales satisfacen la siguiente condición:

$$R_d > E_d \quad (7.5)$$

donde

R_d es la resistencia de cálculo del elemento, determinada de la misma forma que en la situación no sísmica;

E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones, obtenido según el análisis descrito en el apartado **7.3**.

ANEXO A (Informativo)**COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA**

A.1 En este anexo se dan algunos coeficientes simplificados de amplificación de la acción sísmica que se utilizan para comprobar la estabilidad de taludes. Dichos coeficientes, designados S_T , constituyen una primera aproximación y se consideran independientes del período fundamental de la vibración, por lo que multiplican por un factor constante las ordenadas del espectro de respuesta elástico de cálculo dado en la Norma EN 1998-1:2004. Estos coeficientes de amplificación deberían aplicarse preferentemente en el caso de taludes que formen parte de irregularidades topográficas bidimensionales, tales como crestas y acantilados de gran longitud y altura mayor de 30 m.

A.2 En taludes cuya pendiente media sea menor de 15° se pueden despreciar los efectos de la topografía, siendo recomendable realizar un estudio específico en el caso de que localmente existan fuertes irregularidades topográficas. Para pendientes mayores, se aplican las siguientes directrices:

- a) *Laderas y acantilados aislados.* Debería emplearse un valor de $S_T \geq 1,2$ para emplazamientos próximos al borde superior.
- b) *Crestones con anchura en la parte superior significativamente menor que en la base.* Se debería emplear un valor de $S_T \geq 1,4$ en las proximidades de la coronación del talud si la pendiente media es mayor de 30° y $S_T \geq 1,2$ para ángulos menores.
- c) *Presencia de una capa superficial floja.* Si existe una capa superficial floja, el menor valor S_T de los dados en a) y b) debería incrementarse al menos en un 20%.
- d) *Variación espacial del coeficiente de amplificación.* Se puede suponer que el coeficiente S_T disminuye linealmente con la altura por encima de la base del crestón o acantilado, hasta un valor igual a la unidad en su base.

A.3 En general, la amplificación sísmica disminuye también rápidamente con la profundidad dentro del crestón. Por tanto, los efectos topográficos a considerar en los análisis de estabilidad son mayores y principalmente de tipo superficial en la coronación de las crestas, y muchos menores para deslizamientos profundos con superficies de rotura que pasen cerca de la base de los taludes. En este último caso, si se emplea un método de cálculo pseudo-estático, se pueden despreciar los efectos topográficos.

ANEXO B (Normativo)

CURVAS EMPÍRICAS PARA EL ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE LA LICUEFACCIÓN

B.1 Generalidades

Las curvas empíricas utilizadas para el análisis simplificado de la licuefacción representan las correlaciones entre mediciones *in situ* y tensiones tangenciales cíclicas que se sabe que han producido licuefacción en anteriores terremotos. En el eje horizontal de esos gráficos se representa una propiedad del suelo medida *in situ*, como por ejemplo la resistencia normalizada a la penetración o la velocidad de propagación de las ondas de corte, v_s , mientras que en el eje vertical se representa la tensión tangencial cíclica inducida por el sismo, τ_c , generalmente normalizada por la presión efectiva inicial, σ'_{v0} . En todos los gráficos se muestra una curva límite de la resistencia cíclica que separa la zona de no licuefacción (a la derecha) de la zona donde la licuefacción es posible (a la izquierda y por encima de la curva). En algunos casos se da más de una curva; por ejemplo para suelos con diferente contenido de finos o para terremotos de diferentes magnitudes.

Excepto cuando se utilice la resistencia CPT, es preferible no aplicar los criterios empíricos de licuefacción en los casos en que los suelos potencialmente licuables se presenten en capas o lentejones de espesor no superior a unas decenas de centímetros.

En suelos con un contenido importante de grava, no puede descartarse la susceptibilidad a la licuefacción si bien los datos de observaciones disponibles son insuficientes por ahora para construir un gráfico de licuefacción fiable.

B.2 Curvas basadas en el índice SPT

Entre los gráficos de uso más común se encuentran las curvas representadas en la figura B.1 para arenas limpias y arenas limosas. El índice SPT normalizado, corregido por los efectos de la presión y el cociente de energías, $N_1(60)$, se obtiene como se indica en el apartado 4.1.4.

No es probable que se produzca licuefacción por debajo de un cierto umbral de τ_c porque el suelo se comporta elásticamente y no se generan incrementos de presión intersticial dinámica. Por tanto, la curva límite no se puede extrapolar hacia el origen. Para aplicar el presente criterio a terremotos de magnitud diferente de $M_S = 7,5$ (donde M_S es la magnitud de ondas superficiales), los valores de las ordenadas de las curvas de la figura B.1 se deberían multiplicar por el coeficiente CM indicado en la tabla B.1.

Tabla B.1 – Valores del coeficiente CM

M_S	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

B.3 Curvas basadas en la resistencia obtenida con el ensayo CPT

Se han establecido curvas de proyecto similares a las de la figura B.1 en base a numerosos estudios sobre la correlación entre la resistencia a la penetración estática, CPT, y la resistencia del suelo a la licuefacción. Estas correlaciones directas se deben preferir a las correlaciones indirectas que utilizan la relación existente entre el índice SPT y el parámetro CPT (índice de penetración con el cono mecánico).

B.4 Curvas basadas en la velocidad de las ondas de corte, v_s

Esta propiedad tiene un futuro prometedor como índice de campo para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción de los suelos de difícil muestreo (tales como limos y arenas) o difíciles de penetrar (gravas). Además, en los últimos años se han producido avances significativos en la medición in situ del parámetro v_s . No obstante, las correlaciones entre v_s y la resistencia del suelo a la licuefacción están aún en fase de desarrollo y no deberían usarse sin la asistencia técnica de un especialista en este campo.

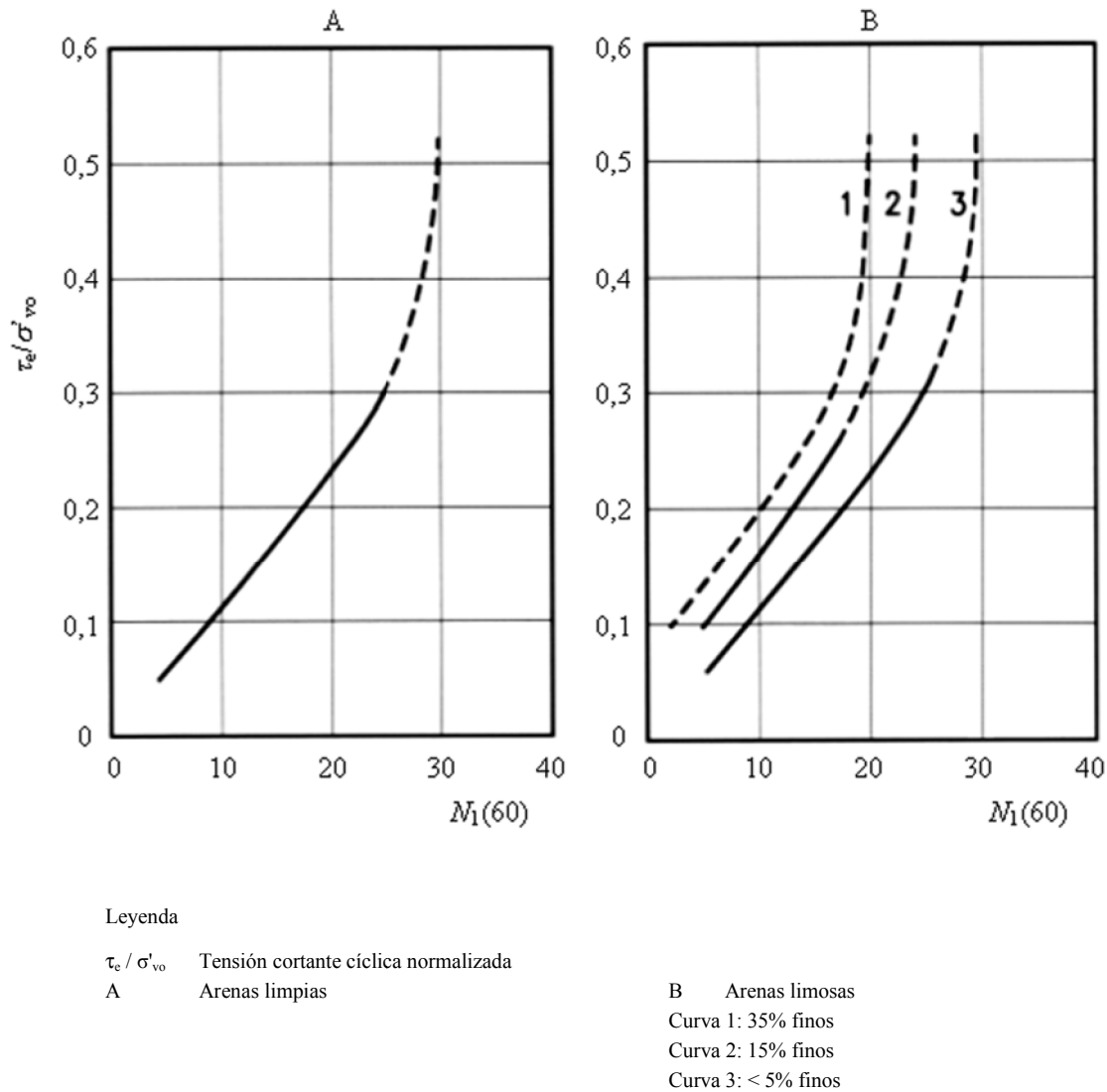


Figura B.1 – Relación entre el cociente de tensiones que producen licuefacción y los valores $N_1(60)$ para arenas limpias y arenas limosas sometidas a terremotos de magnitud $M_s = 7,5$

ANEXO C (Informativo)

RIGIDEZ ESTÁTICA DE PILOTES

C.1 La rigidez del pilote se define como la fuerza (momento) a aplicar en la cabeza del mismo para producir un desplazamiento (giro) unitario en la misma dirección (siendo los desplazamientos/giros nulos en las otras direcciones); se designa como K_{HH} , (rigidez horizontal), K_{MM} , (rigidez a flexión) y $K_{HM} = K_{MH}$ (rigidez mixta).

En la tabla C.1 se utiliza la siguiente notación:

E es el Módulo de Young del suelo, igual a $3G$;

E_p es el Módulo de Young del material del pilote;

E_s es el Módulo de Young del suelo a una profundidad igual al diámetro del pilote;

d es el diámetro del pilote;

z es la profundidad.

Tabla C.1 – Expresiones de la rigidez estática de pilotes flexibles cimentados en tres modelos de suelo diferentes

Modelo de suelo	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$
$E = E_s z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

ANEXO D (Informativo)**INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA
EFECTOS GENERALES Y TRASCENDENCIA**

D.1 Como resultado de la interacción dinámica suelo-estructura, la respuesta sísmica de una estructura con cimentación flexible, es decir una estructura cimentada sobre terreno deformable, diferirá en varios aspectos de la respuesta de la misma estructura cimentada sobre terreno rígido (base fija) y sometida a la misma excitación en campo libre por las razones siguientes:

- a) el movimiento de la cimentación de una estructura apoyada en una base flexible diferirá del movimiento en campo libre y puede incluir una componente de giro importante que no se producirá en el caso de base rígida;
- b) el período fundamental de vibración de una estructura con cimentación flexible será mayor que el de una estructura sobre base fija;
- c) los períodos naturales, los modos de vibración y los coeficientes de distribución modal de una estructura cimentada sobre base flexible serán diferentes de los correspondientes a una estructura sobre base fija;
- d) el amortiguamiento global de una estructura con cimentación flexible incluirá tanto el amortiguamiento geométrico como el amortiguamiento interno del suelo, además del amortiguamiento asociado a la superestructura.

D.2 Para la mayoría de las estructuras usuales de edificación, los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura tienden a ser beneficiosos ya que reducen los momentos flectores y los esfuerzos cortantes en los distintos elementos de la superestructura. Sin embargo, para las estructuras enumeradas en el capítulo 6 dichos efectos pueden ser perjudiciales.

ANEXO E (Normativo)

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

E.1 Conceptualmente, el coeficiente r se define como el cociente entre el valor de la aceleración que produce el desplazamiento máximo permanente compatible con las coacciones existentes y el valor correspondiente al estado de equilibrio límite (aparición de los desplazamientos). Por tanto, r es mayor para muros que pueden tolerar mayores desplazamientos.

E.2 Para estructuras de contención de más de 10 m de altura puede hacerse un análisis unidimensional en campo libre de la propagación vertical de las ondas, lo que permite mejorar la estimación de α a efectos de la expresión (7.1), considerando un valor medio de las aceleraciones máximas horizontales del suelo trasdosado a lo largo de la altura de la estructura.

E.3 La fuerza total de cálculo, E_d , que actúa sobre el trasdós de una estructura de contención viene dada por:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (E.1)$$

donde

H es la altura del muro;

E_{ws} es la fuerza estática del agua;

E_{wd} es la fuerza dinámica del agua (definida a continuación);

γ^* es el peso específico del suelo (definido en las fórmulas (E.5) a (E.7) siguientes);

K es el coeficiente de empuje de tierras (estático + dinámico);

k_v es el coeficiente sísmico vertical (véanse las expresiones (7.2) y (7.3)).

E.4 El coeficiente de empuje de tierras se puede calcular a partir de la expresión de Mononobe-Okabe:

Para estados activos:

si $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi'_d + \delta_d) \sin (\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin (\psi - \theta - \delta_d) \sin (\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (E.2)$$

si $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\psi - \theta - \delta_d)} \quad (E.3)$$

Para estados pasivos (sin rozamiento entre el suelo y el muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{E.4})$$

En las expresiones anteriores se ha utilizado la siguiente notación:

ϕ'_d es el valor de cálculo del ángulo de resistencia al corte del suelo, es decir

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

ψ y β son los ángulos de inclinación del trasdós del muro y de la superficie del relleno medidos desde la horizontal, como se muestra en la figura E.1;

δ_d es el valor de cálculo del ángulo de rozamiento entre el muro y el suelo es decir

$$\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

θ es el ángulo definido en los capítulos E.5 a E.7 siguientes.

Las expresiones del estado pasivo se deberían utilizar preferentemente para muros de pared vertical ($\psi = 90^\circ$).

E.5 Nivel freático por debajo de la base del muro de contención. Coeficiente de empuje de tierras

Se aplican los siguientes parámetros:

γ^* es el peso específico γ del suelo (E.5)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (\text{E.6})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.7})$$

donde

k_h es el coeficiente sísmico horizontal (véase la expresión (7.1)).

Como alternativa se pueden utilizar las tablas y los gráficos aplicables al caso estático (con cargas gravitatorias únicamente), con las siguientes modificaciones:

siendo

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (\text{E.8})$$

y

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (\text{E.9})$$

se gira el sistema muro-suelo completo, de forma apropiada, con un ángulo adicional θ_A o θ_B . La aceleración de la gravedad se sustituye por el valor siguiente:

$$g_A = \frac{g(1+k_v)}{\cos \theta_A} \quad (\text{E.10})$$

o

$$g_B = \frac{g(1-k_v)}{\cos \theta_B} \quad (\text{E.11})$$

E.6 Suelo bajo el nivel freático en condiciones de impermeabilidad dinámica. Coeficiente de empuje de tierras

Se utilizan los siguientes parámetros:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.12})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (\text{E.13})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.14})$$

donde

γ es el peso específico (total) del suelo saturado;

γ_w es el peso específico del agua.

E.7 Suelo bajo el nivel freático en condiciones de (alta) permeabilidad dinámica. Coeficiente de empuje de tierras

Se utilizan los siguientes parámetros:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.15})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (\text{E.16})$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad (\text{E.17})$$

donde

γ_d es el peso específico del suelo seco;

H' es la altura del nivel freático medida desde la base del muro.

E.8 Presión hidrodinámica en el paramento exterior del muro

Esta presión, $q(z)$, se puede estimar de la siguiente forma:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{E.18})$$

donde

k_h es el coeficiente sísmico horizontal con $r = 1$ (véase la expresión (7.1));

h es la altura de la superficie del agua;

z es la coordenada vertical, medida hacia abajo, con el origen en la superficie del agua.

E.9 Empuje de tierras en estructuras rígidas

En estructuras rígidas que estén completamente fijas, y por lo tanto no se puedan desarrollar estados activos en el suelo, y en muros verticales con el relleno del trasdós horizontal, el incremento dinámico del empuje de tierras se puede tomar igual a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{E.19})$$

donde

H es la altura del muro.

El punto de aplicación se puede tomar a media altura del muro

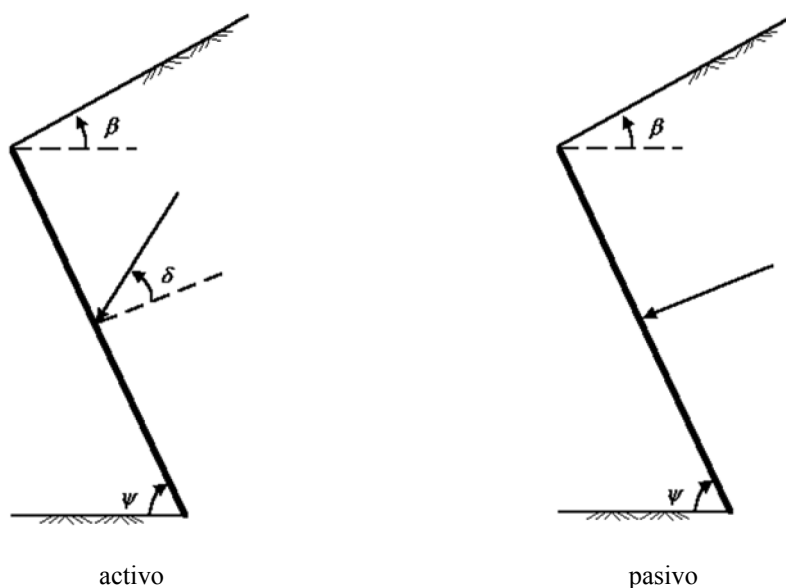


Figura E.1 – Convenio para la medida de los ángulos utilizados en las fórmulas de cálculo del coeficiente de empuje de tierras

ANEXO F (Informativo)

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES SOMETIDAS A CARGAS SÍSMICAS

F.1 Expresión general

La estabilidad frente a fallo por capacidad portante de una zapata superficial apoyada en la superficie de un suelo homogéneo y sometida a carga sísmica puede comprobarse utilizando la siguiente expresión, que relaciona la resistencia del suelo con los efectos de las acciones de cálculo al nivel de la cimentación (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) y con las fuerzas de inercia en el suelo:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (\text{F.1})$$

donde

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{m\acute{a}x.}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{m\acute{a}x.}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{m\acute{a}x.}} \quad (\text{F.2})$$

\bar{N} es la capacidad portante última de la cimentación para una carga vertical centrada (definida en los capítulos F.2 y F.3);

$N_{m\acute{a}x.}$ es la anchura de la cimentación;

B es la fuerza adimensional de inercia del suelo (definida en los capítulos F.2 y F.3);

\bar{F} es el coeficiente parcial del modelo (en el capítulo F.6 se dan valores de este parámetro).

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ son parámetros numéricos que dependen del tipo de suelo, definidos en el capítulo F.4.

F.2 Suelo puramente cohesivo

Para suelos puramente cohesivos o suelos saturados sin cohesión la capacidad portante última para una carga vertical centrada, $N_{m\acute{a}x.}$, viene dada por:

$$N_{m\acute{a}x.} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (\text{F.3})$$

donde:

\bar{c} es la resistencia a esfuerzo cortante del suelo sin drenaje, c_u , para un suelo cohesivo, o resistencia a esfuerzo cortante cíclico sin drenaje, $\tau_{cy,u}$, para un suelo sin cohesión;

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad para las propiedades materiales del suelo (véase 3.1 (3)).

La fuerza adimensional de inercia \bar{F} del suelo viene dada por:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (\text{F.4})$$

donde

ρ es la densidad del suelo

a_g es la valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} es la aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A

γ_I es el coeficiente de importancia

S es el coeficiente de suelo definido en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

Las siguientes limitaciones se aplican a la expresión general de la capacidad portante:

$$0 < \bar{N} \leq 1, \quad |\bar{V}| \leq 1 \quad (\text{F.5})$$

F.3 Suelo sin cohesión

Para suelos puramente granulares, sin cohesión, bien secos o saturados sin crecimiento apreciable de la presión intersticial dinámica, la capacidad portante última de la cimentación para una carga vertical centrada, $N_{\text{máx.}}$, viene dada por:

$$N_{\text{máx.}} = \frac{1}{2} \rho \cdot g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (\text{F.6})$$

donde

g es la aceleración de la gravedad

a_v es la aceleración vertical del terreno (puede tomarse igual a $0,5 a_g \cdot S$)

N_γ es el coeficiente de capacidad portante, que es función del valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno del suelo, ϕ'_d (el cual incluye el coeficiente parcial de seguridad, γ_M , del punto (3) del apartado 3.1) para la propiedad material correspondiente (véase E.4).

La fuerza adimensional de inercia, \bar{F} , del suelo viene dada por:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} \quad (\text{F.7})$$

La siguiente limitación es aplicable a la expresión general de la capacidad portante en este caso:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad (\text{F.8})$$

F.4 Parámetros numéricos

Los valores de los parámetros numéricos en la expresión general de la capacidad portante se dan en la tabla F.1, en función de los tipos de suelo identificados en los capítulos F.2 y F.3.

Tabla F.1 – Valores de los parámetros numéricos usados en la expresión (F.1)

	Suelo puramente cohesivo	Suelo sin cohesión
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

F.5 En la mayoría de los casos \bar{F} puede tomarse igual a 0 para suelos cohesivos. Para suelos sin cohesión \bar{F} puede despreciarse si $a_g \cdot S < 0,1$ g (es decir si $a_g \cdot S < 0,98$ m/s²).

F.6 Los valores del coeficiente parcial del modelo, γ_{Rd} , se indican en la tabla F.2 en función del tipo de suelo.

Tabla F.2 – Valores del coeficiente parcial del modelo, γ_{Rd}

Arena media o densa	Arena suelta seca	Arena suelta saturada	Arcilla no sensitiva	Arcilla sensitiva (tixotrópica)
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032