

Bases del anejo nacional español del Eurocódigo EC-7 (proyecto geotécnico)

Theoretical framework for the Spanish National Annex to Eurocode 7 (Geotechnical Project)

José Estaire Gepp^{1*}, Fernando Pardo de Santayana Carrillo¹ y Áurea Perucho Martínez¹

Palabras clave

Eurocódigo 7; anejo nacional; geotecnia; cimentaciones; pantallas;

Resumen

El objetivo de este texto es presentar el contenido del Anejo Nacional Español al Eurocódigo EC-7 que, desde un punto de vista conceptual, engloba dos aspectos básicos: elección del enfoque de Proyecto que se debe utilizar para el proyecto de cada actuación geotécnica y determinación de los valores de los factores parciales que afectan a las acciones o a los efectos de las acciones, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias.

La determinación de dichos aspectos básicos se ha hecho con la máxima de conseguir un nivel de seguridad similar al que se tiene en la práctica geotécnica española habitual, de tal manera que el Anejo Nacional Español ha optado por:

- el Enfoque de Proyecto 2 para todas las actuaciones geotécnicas, excepto para el cálculo de la estabilidad global y de taludes, para el que se ha optado por el Enfoque de Proyecto 3. Se ha optado por el Enfoque de Proyecto 2, dado que al no minorar los parámetros geotécnicos, es el más parecido a la práctica habitual en España, aspecto éste que se ha considerado primordial mantener sin cambios
- considerar que los valores de los factores parciales para las acciones deben ser los recogidos en el Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-1 “Acciones en estructuras”, con el fin de cumplir la filosofía de los Eurocódigos, en el sentido de considerar toda la estructura, incluida la cimentación, como un todo único, y
- una serie de valores de los factores parciales de resistencias, para que el dimensionamiento de las actuaciones geotécnicas de acuerdo con el EC-7 no difiera del dimensionamiento que se hace actualmente.

En el texto se explican las razones que han llevado a la elección de estos valores de los factores parciales de resistencias relativos a las siguientes actuaciones geotécnicas y estados límite últimos:

- Cimentaciones superficiales: hundimiento y deslizamiento.
- Cimentaciones por pilotes: hundimiento, arrancamiento y capacidad portante por rotura horizontal del terreno.
- Estructuras de contención: estabilidad propia de la pantalla.
- Estabilidad de taludes y terraplenes y estado límite último de estabilidad global.

Keywords

Eurocode 7; national annex; geotechnics; foundations; retaining structures;

Abstract

This paper describes the normative frame developed in EC7, based on the method of partial factors, and explains the formal content that a National Annex must have, which makes reference, from a conceptual point of view, to two basic aspects:

- *Design Approach to be adopted in each geotechnical work.*
- *Values of the partial factors that affect actions or effects of actions, geotechnical parameters and resistances.*

The respective decisions have been made with a view to attaining a safety level similar to the level applied in standard Spanish geotechnical practice.

The geotechnical works analyzed in the National Annex, through the determination of the partial factors, are: shallow and pile foundations, retaining structures, anchorages, and overall stability and stability of slopes and embankments.

* Autor de contacto: jose.estaire@cedex.es

¹ Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, España.

1. ANEJO NACIONAL DEL EC-7

1.1. Ideas básicas

El Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico (EC-7) propugna, en concordancia con los demás eurocódigos estructurales, la utilización del método de los factores parciales para la verificación de los diferentes estados límite últimos. A este respecto, el EC-7 distingue los siguientes tipos de estados límite últimos: de equilibrio estático (tipo EQU), de rotura o deformación excesiva de un elemento estructural (tipo STR) o de una sección del terreno (tipo GEO), de comprobación hidráulica de la subpresión (tipo UPL) y de fallo por levantamiento o inestabilidad hidráulica (tipo HYD).

En el caso de los estado límite últimos de rotura o deformación excesiva (STR y GEO), la verificación se realiza mediante la expresión $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones y R_d es el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

Por su parte, el Anejo Nacional es un documento que define todos aquellos aspectos y valores que cada uno de los diferentes eurocódigos deja abiertos para ser fijados por los distintos países que aceptan el marco normativo de los eurocódigos.

En el texto del EC-7 hay 45 cláusulas abiertas para que el Anejo Nacional correspondiente indique, en cada caso, la opción o los valores elegidos por cada país. Desde un punto de vista conceptual, estas 45 cláusulas hacen referencia a dos aspectos básicos:

- Enfoque de Proyecto (“Design Approach”, en su terminología en inglés) que se debe utilizar para el proyecto de cada actuación geotécnica.
- Valores de los factores parciales que afectan a las acciones o a los efectos de las acciones, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias.

Adicionalmente, el Anejo Nacional puede indicar el contenido mínimo exigido que debe tener cualquier proyecto geotécnico y los valores límite de los movimientos permitidos en cada actuación geotécnica. Asimismo puede contener información complementaria que sirva como guía de aplicación del marco normativo del propio EC-7.

1.2. El Anejo Nacional Español

1.2.1. Introducción

El Anejo Nacional Español se ha redactado por un comité formado básicamente por personal técnico del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, apoyado por personas de la comunidad geotécnica nacional, pertenecientes al mundo de la universidad y de las empresas consultoras y constructoras.

El principal objetivo del Anejo Nacional ha sido definir tanto el enfoque de proyecto a utilizar en cada caso como los valores de los factores parciales para cada una de las actuaciones geotécnicas recogidas explícitamente en el EC-7.

La determinación de los valores de los factores parciales se ha realizado teniendo como principio básico que se consiga un nivel de seguridad similar al que se tiene en la práctica geotécnica española habitual.

Sin embargo, el primer problema que se plantea para conseguir dicho objetivo es la inexistencia de un procedimiento único que se pudiera denominar “español”, puesto que existen tres documentos de carácter geotécnico, con diferente rango normativo como son la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera (2002), las Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5-05, 2005) y el Documento Básico SE-C Cimientos del Código Técnico de la Edificación (2006), que presentan diferentes formulaciones que conducen, en ocasiones y como es bien sabido, a dimensionamientos dispares.

1.2.2. Enfoque de proyecto

El análisis de los diferentes Enfoques de Proyecto existentes en el EC-7 ha hecho que el Anejo Nacional Español haya optado por el Enfoque de Proyecto 2 para todas las actuaciones geotécnicas, excepto para el cálculo de la estabilidad global y de taludes, para el que se ha optado por el Enfoque de Proyecto 3.

Cabe recordar que, con objeto de dar cabida a las diferentes maneras de abordar el dimensionamiento geotécnico existentes en los distintos países, el EC-7 define tres Enfoques de Proyecto distintos que se diferencian básicamente en los parámetros a los que se aplican simultáneamente los factores parciales: acciones (o los efectos de las acciones), materiales o resistencias, tal como se muestra simplificada en la tabla 1.

Tabla 1. Uso de los factores parciales en los diferentes Enfoques de Proyecto

Enfoque de Proyecto	Mayoración de acciones	Minoración de parámetros geotécnicos	Minoración de resistencias
1	X		
2	X ^(b)		X ^(a)
3	X ^(b)	X	

Notas: ^(a) sólo pilotes cargados axialmente y anclajes; ^(b) o efectos de las acciones

El análisis de esta tabla permite realizar las siguientes consideraciones:

- En el Enfoque de Proyecto 1 se deben realizar dos cálculos complementarios: en la Combinación 1 únicamente se mayoran las acciones, mientras que en la Combinación 2, las acciones se mantienen con su valor representativo y se minoran los parámetros geotécnicos y las resistencias.
- En el Enfoque de Proyecto 2 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran las resistencias, dejando sin minorar los valores de los parámetros geotécnicos.
- En el Enfoque de Proyecto 3 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran los valores de los parámetros geotécnicos.

En el Anejo Nacional se ha elegido el Enfoque de Proyecto 2 porque al no minorar los parámetros geotécnicos es el más parecido a la práctica habitual en España, aspecto éste que se ha considerado primordial mantener sin cambios.

Sin embargo, la gran diferencia entre el método tradicionalmente utilizado en España y el que se preconiza en el Anejo Nacional Español es el tratamiento de las acciones. En la práctica tradicional, los cálculos geotécnicos se hacen con acciones y efectos de las acciones sin mayorar, mientras que el Enfoque de Proyecto elegido implica la mayoración de las acciones o de los efectos de las acciones, siguiendo los criterios emanados en el Eurocódigo 1 de “Acciones en estructuras”.

Como referencia de lo preconizado en el Anejo Nacional Español, en la tabla 2 y en la figura 1 se recogen los Enfoques de Proyecto elegidos por el resto de países que han adoptado los Eurocódigos como marco normativo.

Tabla 2. Enfoques de Proyecto elegidos por los diferentes países europeos

País	Enfoque de Proyecto	País	Enfoque de Proyecto
Alemania	2 / 2*	Hungría	2 / 2*
Austria	2	Irlanda	1 / 2 / 3
Bélgica	1	Islandia	1
Chipre	2 / 2*	Italia	1 / 2
Croacia	2	Lituania	1
Dinamarca	3	Luxemburgo	2
Eslovaquia	2	Noruega	3
Eslovenia	2	Polonia	2 / 2*
Estonia	2	Portugal	1
Finlandia	2 / 2*	República Checa	1 / 2 / 3
Francia	2	Rumanía	1
Gran Bretaña	1	Suecia	3
Grecia	2 / 2*	Suiza	3
Holanda	3		

Nota: El Enfoque de Proyecto 2* es una variante del Enfoque de Proyecto 2

1.2.3. Valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones

Una vez optado por el Enfoque de Proyecto 2, el siguiente paso fue determinar los valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones. Para ello, primeramente, en el Anejo Nacional Español se ha propuesto que la mayoración se realice sobre las acciones, por lo que las actuaciones geotécnicas se van a dimensionar con el efecto de las acciones que se obtienen de combinar las acciones previamente mayoradas, tal como se recoge en la ecuación 1, tomada del EC-0 “Bases de cálculo de estructuras”:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

donde γ_G , γ_P y γ_Q son los factores parciales de mayoración de cargas, ψ son los coeficientes de combinación de las acciones variables, G son las acciones permanentes, P es la acción del pretensado y Q son las acciones variables.

En la figura 2 se muestra esquemáticamente esta forma de cálculo, considerando únicamente por simplicidad las cargas verticales, donde V_d es el efecto de las acciones y $R_{v,d}$ es la resistencia de cálculo del terreno frente a las acciones verticales.

En el Anejo Nacional se ha optado por considerar que los valores de los factores parciales para las acciones deben ser los recogidos en el Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-1 “Acciones en estructuras”.

Esta elección se ha realizado para cumplir fielmente la filosofía de los Eurocódigos, en el sentido de considerar toda la estructura, incluida la cimentación, como un todo único por lo que las combinaciones de acciones, convenientemente ponderadas y mayoradas, se deben utilizar para el dimensionamiento de todos los elementos tanto estructurales como de cimentación.

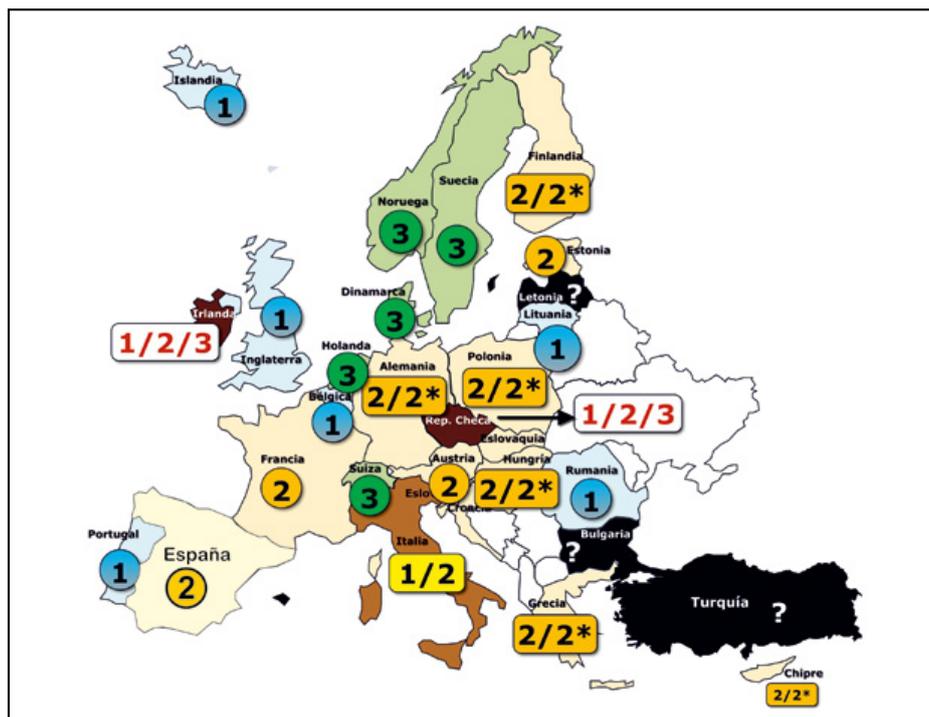


Figura 1. Enfoques de Proyecto elegidos en los Anejos Nacionales de los diferentes países europeos [Tomada de Bond (2012)].

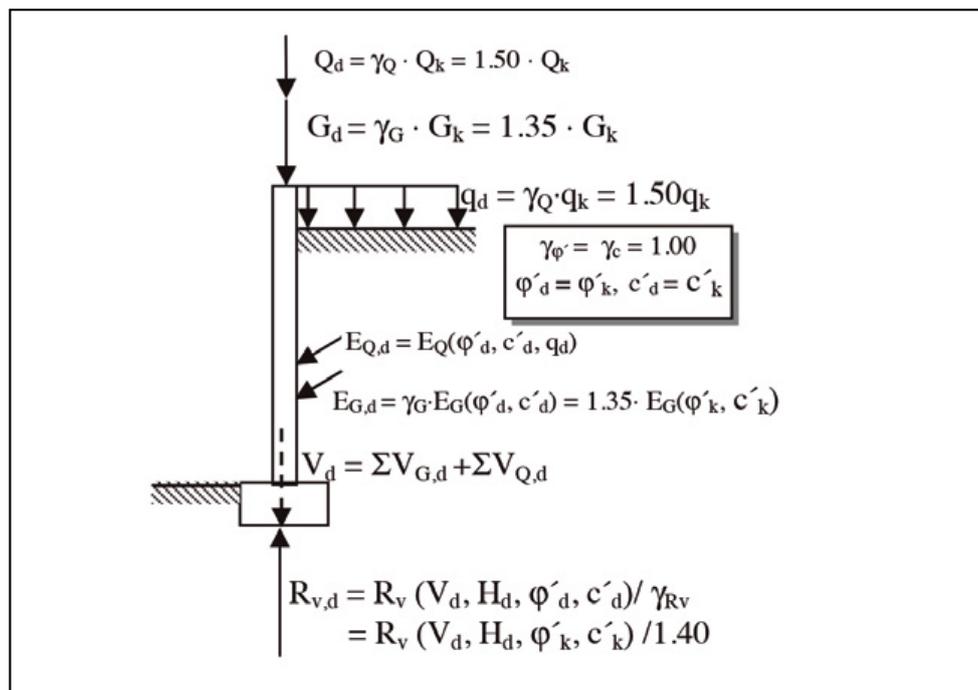


Figura 2. Método de mayoración de acciones para la verificación del estado límite de hundimiento de una cimentación superficial (por simplicidad, sólo se muestran las acciones verticales desfavorables) [Tomada de Frank et al. (2007)].

1.2.4. Valores de los factores parciales de minoración de resistencias

Una vez elegidos los valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones, el siguiente paso consistió en determinar los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para las diferentes actuaciones geotécnicas recogidas explícitamente en el EC-7 que son las siguientes: cimentaciones superficiales y profundas, taludes y estabilidad global, estructuras de contención tipo pantallas y anclajes.

Este paso es el que se desarrolla más pormenorizadamente en los siguientes apartados.

2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.1. Introducción

En este apartado se analiza el procedimiento utilizado para la determinación de los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para los diferentes estados límite últimos relativos a cimentaciones superficiales que son los siguientes: hundimiento, deslizamiento por la base, vuelco rígido, estabilidad global y capacidad estructural.

El estado límite último de hundimiento es, en general, el más determinante y específico de esta actuación geotécnica, junto con el correspondiente al deslizamiento por la base.

Por su parte, el estado límite de vuelco rígido es un estado límite de equilibrio (tipo EQU) en el que las resistencias de los materiales no intervienen, el estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se decía anteriormente, y el estado límite de capacidad estructural se debe analizar como una estructura de hormigón armado, mediante el EC-2 "Proyecto de estructuras de hormigón".

2.2. Estado límite último de hundimiento

2.2.1. Determinación de la carga de hundimiento a partir de fórmulas analíticas

El estudio del estado límite de hundimiento se realizó mediante el análisis de las expresiones contenidas en la figura 3, en cuya columna izquierda se esquematiza el sistema de proyecto utilizado en la práctica geotécnica habitual en España, y en la derecha el método preconizado por el EC-7 con el Enfoque de Proyecto 2.

El esquema comparativo de ambos métodos de dimensionamiento lleva a la conclusión de que el coeficiente global (FS) habitualmente utilizado, se puede equiparar al producto de los factores parciales de acciones (γ_F) y de resistencias (γ_R). Esto implica que la incertidumbre con la que se plantea habitualmente el dimensionamiento con el método de los coeficientes globales se debe considerar dividida, al aplicar el EC-7, en dos conceptos: una parte que afecta a la cuantificación de las cargas y otra parte que se refiere a la determinación de las resistencias del terreno. Por tanto, el uso de la expresión anterior [$FS = \gamma_R \cdot \gamma_F$] permite determinar el valor del factor parcial de minoración de resistencias si se tienen en cuenta los valores de los factores parciales de mayoración de acciones y del FS utilizado normalmente.

A este respecto y a efectos cuantitativos globales, se puede hacer la suposición de que, en general, las cargas permanentes suponen 2/3 del total, teniendo el tercio restante carácter variable, por lo que, en ese caso global, el factor parcial de acciones γ_F toma un valor medio de 1,40, ya que las acciones variables se mayoran por 1,35 y las permanentes por 1,50. Por otra parte, las normativas y guías españolas de carácter geotécnico, en particular la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, aboga por un coeficiente de seguridad frente al hundimiento de 2,60, para

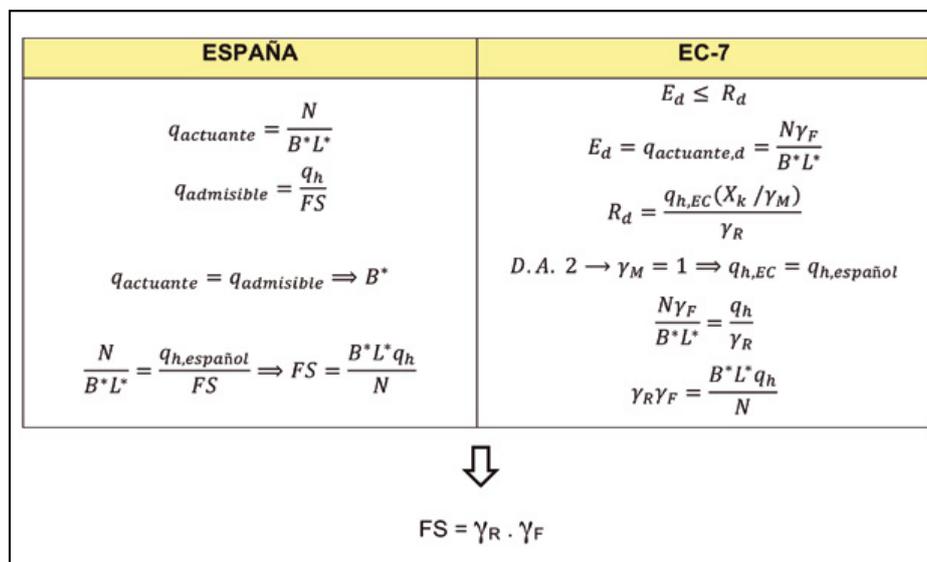


Figura 3. Esquema comparativo del análisis del estado límite último de hundimiento por el sistema habitual español y por el EC-7.

la combinación de acciones características que se puede asimilar a la combinación característica de las situaciones persistentes y transitorias.

Por tanto, teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, el factor parcial de resistencia se puede obtener tal y como se muestra a continuación:

$$FS = \gamma_R \cdot 1,40 = 2,60 \Rightarrow \gamma_R = 1,85$$

A la vista de lo recogido en este apartado, la propuesta que se hace en el Anejo Nacional Español sobre el valor del factor parcial de resistencia en el cálculo del estado límite de hundimiento de cimentación superficial es de 1,85.

Un esquema semejante de comparación fue el utilizado en la determinación de los factores parciales del Anejo Nacional de Alemania (Frank et al., 2007). Este mismo resultado fue obtenido por Estaire y Perucho (2008) en un estudio en el que se calcularon unos 60.000 casos diferentes de cimentaciones superficiales de diferentes geometrías y sometidas a distintos sistemas de cargas.

A efectos comparativos, en la tabla 3 se recoge el valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales indicado en el Anexo Nacional de alguno de los países que han elegido el Enfoque de Proyecto 2.

Tabla 3. Valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales

País	γ_R
España	1,85
EC-7 (valor recomendado)	1,40
Alemania	1,40
Francia	1,40
Chipre	1,40
Finlandia	1,55
Italia	2,30

Es conveniente señalar que el valor indicado para este coeficiente en el Anejo Nacional de Alemania es bajo (1,40), comparado con el propuesto en España (1,85), debido a que en ese país el coeficiente de seguridad global utilizado para el estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales era habitualmente de 2,0, tal como puede verse en los valores de la DIN 1054, mostrados en la figura 4. Además, hay que considerar que, aunque no establecido oficialmente, había una cierta tradición de minorar los parámetros geotécnicos, antes de realizar el cálculo (con un valor de 1,3...) para la cohesión y 1,1 para la tangente del ángulo de rozamiento) (Lesny, 2013) lo que iguala en parte el dimensionamiento que se pudiera obtener.

	Caso de carga*		
	1	2	3
Frente al hundimiento	2	1,5	1,3
Frente al deslizamiento	1,5	1,35	1,2
Frente a la subpresión	1,1	1,1	1,05

* Caso 1: Cargas permanentes y sobrecargas de actuación frecuente (incluido el viento).
 Caso 2: Sobrecargas que actúan además de las del caso 1, pero no de forma regular. Cargas de construcción.
 Caso 3: Sobrecargas extraordinarias superpuestas a las del caso 2, como los efectos sísmicos, derrumbe de instalaciones de obra, etc.

Figura 4. Coeficientes de seguridad DIN 1054 (Nov. 1969) [Tomado de Rdez. Ortiz (1989)].

Por su parte, Francia utiliza en el cálculo de hundimiento de cimentaciones superficiales, además de este factor parcial de resistencias, un coeficiente de modelo de valor 1,20, lo que hace que, a efectos comparativos, pueda equipararse a un factor parcial de 1,70.

Por último, se debe indicar que los valores representativos o característicos de la carga de hundimiento se pueden obtener de las formulaciones analíticas que se consideren convenientes, ya sean las indicadas en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, en la ROM 0.5-05, en el Código Técnico de la Edificación o en cualquier otro texto, incluida la formulación que recoge el EC-7 en su Anejo D, que tiene carácter únicamente informativo.

2.2.2. Determinación de la carga de hundimiento basada en ensayos geotécnicos de campo

El EC-7, en su apartado 6.5.2.3, también permite estimar la carga de hundimiento del terreno a partir de ensayos geotécnicos de campo, mediante la aplicación de métodos semi-empíricos. De hecho, en el Anejo E se indica la expresión que permite el uso de la presión límite equivalente neta de cálculo (p^*_{le}) obtenida en un ensayo presiométrico, para obtener la carga de hundimiento de cálculo (R_d) tal como se recoge a continuación.

$$\frac{R_d}{A'} = \sigma_{v,0} + k \cdot p^*_{le} \quad (2)$$

La ecuación 2 implica que no se utiliza ningún factor parcial de resistencias o de materiales en la estimación de la carga de hundimiento de cálculo.

Esta forma de abordar el cálculo no es equiparable a la práctica geotécnica española, en la que la carga que se estima con esas expresiones se minorra posteriormente con un coeficiente de seguridad global que, en muchos casos, toma valor de 3,0. Este aspecto se ha indicado en el Anejo Nacional para equiparar el nivel de seguridad con el que se realicen este tipo de cálculos.

Por último, se debe indicar que este esquema de cálculo es susceptible de ser extendido a los resultados obtenidos de otros ensayos de campo, como pueden ser los ensayos de penetración estática.

2.3. Estado límite último de deslizamiento

El análisis del estado límite de deslizamiento por la base se realiza de acuerdo a lo recogido en la cláusula 6.5.3 del EC-7, en la que se utiliza la siguiente expresión:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (3)$$

En dicha expresión H_d es la componente de las cargas de cálculo actuantes en el plano de deslizamiento que debe incluir los valores de cálculo de todos los empujes activos actuantes sobre la cimentación, R_d es el valor de cálculo de la resistencia al deslizamiento, dado por el rozamiento en la base, y $R_{p,d}$ debe englobar todas las fuerzas resistentes causadas por empujes de tierra, es decir, los empujes pasivos. A este respecto, el Anejo Nacional indica un valor de 2,0 para el factor parcial de minoración de esta resistencia debida al empuje pasivo, lo que implica, en el fondo, considerar únicamente, en el cálculo, la mitad del empuje pasivo total que además tiene en cuenta la dificultad de que se desarrolle totalmente dicho empuje dado los grandes desplazamientos necesarios para ello.

Por otra parte, la calibración del factor parcial de resistencia al deslizamiento por la base se ha realizado de manera análoga al estado límite de hundimiento, lo que implica la comparación del dimensionamiento de una cimentación superficial frente a dicho estado límite por el método habitual en España y el preconizado en el EC-7, tal como se recoge en la figura 5.

Como puede verse, la comparación lleva a la misma expresión indicada anteriormente para el estado límite de hundimiento. Por lo tanto, teniendo en cuenta la expresión anterior, los valores del factor parcial de las acciones, indicados anteriormente y que el coeficiente de seguridad global que se utiliza normalmente en la práctica geotécnica española para este estado límite tiene un valor de 1,50, para las situaciones permanentes y transitorias, el factor parcial de la resistencia (γ_R) toma un valor de 1,10, que es igual al valor recomendado en el Anexo A del EC-7.

2.4. Estado límite de servicio

La verificación del estado límite de servicio es un tema complejo dentro del marco de referencia del EC-7 ya que no existe el concepto de tensión admisible.

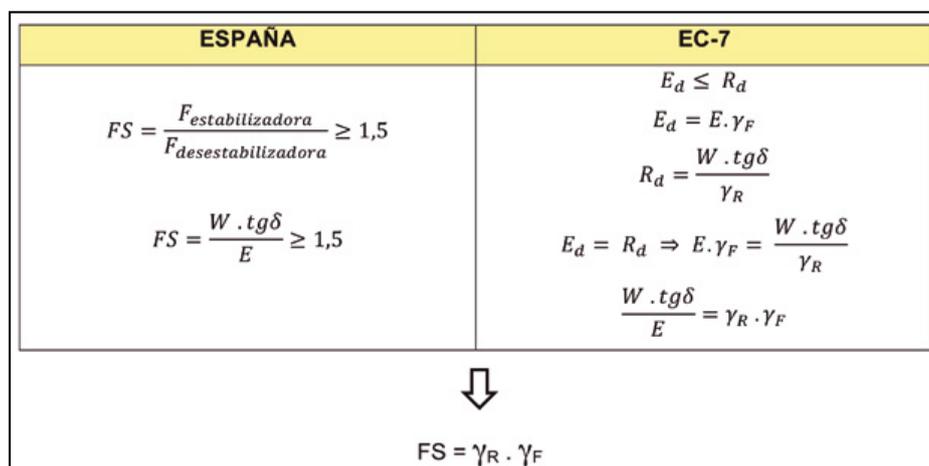


Figura 5. Esquema comparativo del análisis del estado límite último de deslizamiento por el sistema habitual español y por el EC-7.

Por una parte, desde el punto de vista del Anejo Nacional Español, este documento únicamente va a indicar que el estado límite de servicio se debe comprobar con las cargas de servicio, es decir, sin mayorar. Quedará comprobado cuando los movimientos de la cimentación (tanto asentamientos como giros) sean inferiores a los límites tolerables por la estructura. Estos valores límite se ha preferido no indicarlos de manera general en el Anejo Nacional y remitirse a que “se deberán especificar en cada proyecto concreto”.

Sin embargo, queda la cuestión de la forma en la que se debe realizar la verificación de este estado límite muy ligado al concepto de tensión admisible o de trabajo. A este respecto, hay que tener en cuenta que en el marco del EC-7 no aparece específicamente el concepto de tensión admisible

con el que efectuar una estimación inicial de los movimientos. Quizás la única indicación que se puede hacer es que el Anejo Geotécnico, adjunto a cada proyecto, realice una estimación de movimientos para diferentes cargas, de tal manera que el proyectista compruebe posteriormente que la carga de trabajo de la cimentación es compatible con los movimientos máximos permitidos.

3. CIMENTACIONES POR PILOTES

3.1. Introducción

El tema de las cimentaciones por pilotes se aborda, de manera muy amplia, en el Capítulo 7 del EC-7 que

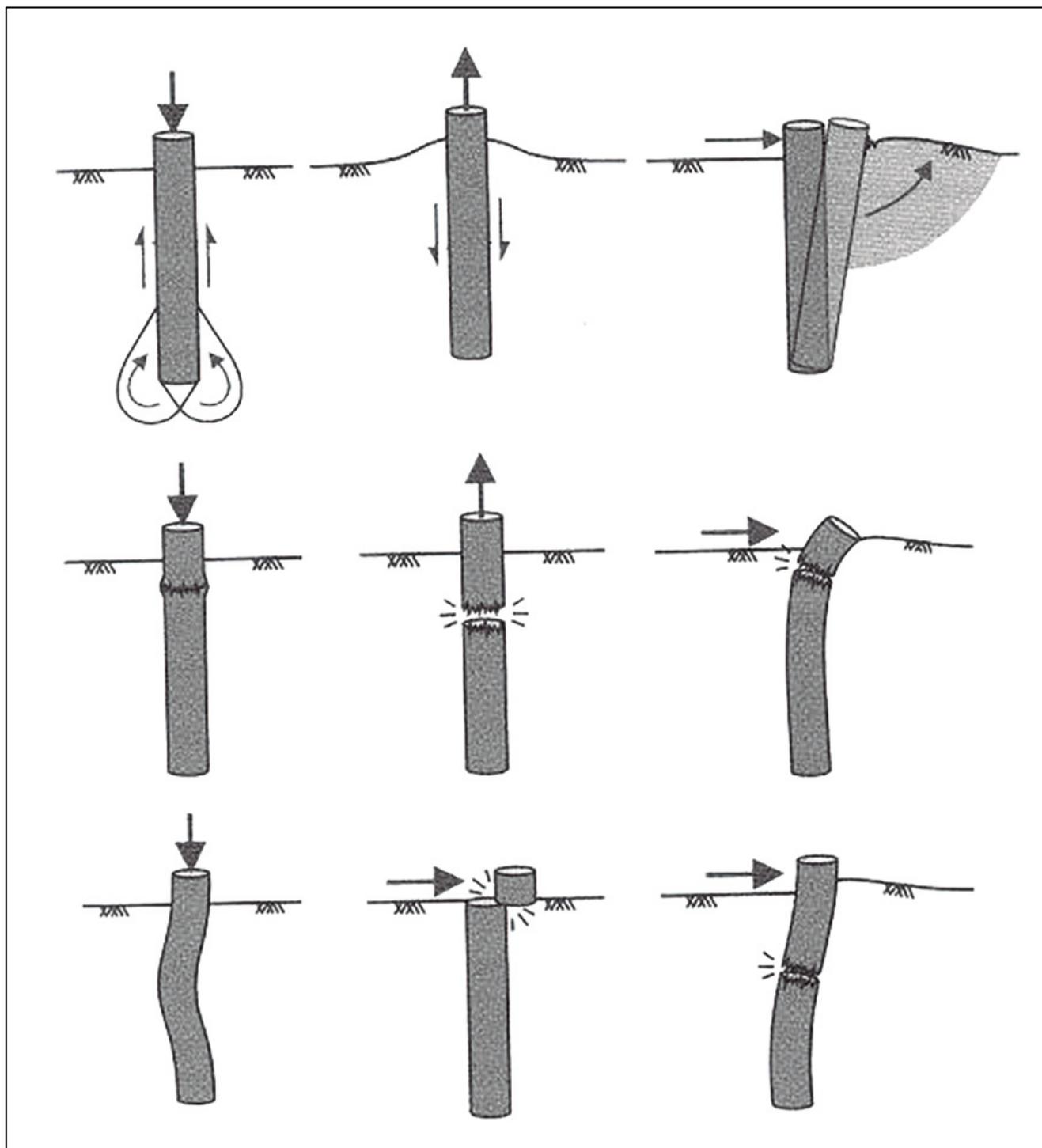


Figura 6. Algunos estados límite de cimentaciones por pilotes [Tomada de Bond (2008)].

comienza con la definición de los estados límite a considerar y con los métodos y consideraciones de cálculo, haciendo especial hincapié en las pruebas de carga en pilote. Se distingue entre pilotes cargados axialmente, tanto a compresión como a tracción y pilotes sometidos a carga lateral.

Los diferentes estados límite últimos relativos a cimentaciones por pilotes comprenden los siguientes conceptos:

- Capacidad portante: se analizan los modos de fallo relacionados con la falta de resistencia del terreno. Estos estados límite son los de hundimiento, arranque y rotura horizontal.
- Estabilidad global de la zona de apoyo: se analizan líneas de rotura que engloben toda la cimentación mediante las técnicas de cálculo de estabilidad de taludes.
- Rotura estructural: se analiza la resistencia estructural del pilote y del encepado.

En la figura 6 se muestran esquemáticamente algunos de estos estados límite últimos.

De los estados límite últimos relativos a la capacidad portante del terreno, el hundimiento es, en general, el más determinante de esta actuación geotécnica por lo que es el único que se trata específicamente con más detalle.

El estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se comentará posteriormente, y los estados límite relativos a la rotura estructural se deben analizar mediante el EC-2 “Proyecto de estructuras de hormigón”.

En lo que respecta a los métodos de cálculo, el dimensionamiento de las cimentaciones por pilotes, de acuerdo con el EC-7, puede realizarse, en términos generales, siguiendo los diferentes métodos recogidos en la tabla 4.

Tabla 4. Métodos de cálculo de las cimentaciones por pilotes

Método basado en:	Condiciones / limitaciones
Ensayos estáticos de carga	Se debe demostrar, por medio de cálculos u otros medios, que los resultados son consistentes con otras experiencias relevantes
Métodos de cálculo empíricos o analíticos	Se debe demostrar su validez mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables
Ensayos dinámicos de carga	Se debe demostrar su validez mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables
Comportamiento observado en una cimentación sobre pilotes similar	Enfoque apoyado por los resultados de un reconocimiento geotécnico del emplazamiento y de ensayos <i>in situ</i>

Como se puede deducir de la tabla anterior, en el dimensionamiento de las cimentaciones por pilotes el EC-7 da prioridad a los ensayos estáticos de carga, bien para efectuar el dimensionamiento directamente a partir de los resultados de estos ensayos, bien para utilizarlos de validación del dimensionamiento realizado por métodos empíricos o analíticos, o a partir de ensayos dinámicos de carga.

Sólo en el caso del método observacional no se hace referencia a los ensayos estáticos de carga.

En la práctica española, el dimensionamiento basado en cálculos mediante formulaciones analíticas o empíricas es, sin embargo, el más utilizado, lo cual crea un cierto problema en el enfoque inicial del asunto.

En este apartado se indican los métodos de cálculo y se proponen los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R).

3.2. Estado límite último de hundimiento

3.2.1. Ideas básicas

El estado límite de hundimiento implica la verificación de la expresión $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones y R_d es el valor de cálculo de la resistencia del terreno frente a una acción. La determinación del valor de cálculo de los efectos de las acciones (E_d) ya se ha comentado en el Apartado 1.2.3 de este artículo. Por su parte, el valor de cálculo de la resistencia del terreno que, en este caso, es la carga de hundimiento de cálculo del terreno ($R_{c,d}$) se obtiene de la suma de la resistencia de cálculo por punta ($R_{b,d}$) y por fuste ($R_{s,d}$), tal como se recoge en la ecuación 4:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad (4)$$

Las resistencias de cálculo por punta y por fuste se obtienen a partir de los valores característicos minorados por el factor parcial de resistencia correspondiente (γ_b para la resistencia por punta y γ_s para la resistencia por fuste), tal como se indica en las expresiones de la ecuación 5:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}; \quad R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \quad (5)$$

Esta resistencia de cálculo del terreno se puede determinar, de acuerdo con el EC-7, a partir de fórmulas analíticas, de ensayos geotécnicos de campo, de ensayos de carga estática o de ensayos de impacto dinámico, como se desarrolla en los apartados siguientes.

3.2.2. Resistencia última del terreno a partir de fórmulas analíticas

Se debe destacar en primer lugar que este procedimiento de cálculo se considera en el EC-7 un “procedimiento alternativo” que se desarrolla únicamente en la cláusula 7.6.3.2.(8). Sin embargo, en España es el procedimiento más utilizado para el dimensionamiento de pilotes.

En este método de cálculo, los valores representativos o característicos de las resistencias por punta y fuste se pueden obtener de las formulaciones analíticas que se consideren convenientes, ya sean las indicadas en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, en la ROM 0.5-05, en el Código Técnico de la Edificación o en cualquier otro texto, dado que el EC-7 no fija ninguna referencia en este aspecto.

Además, se deberá, de acuerdo con la propuesta contenida en el Anejo Nacional Español, utilizar un coeficiente de minoración adicional, denominado coeficiente de modelo ($\gamma_{R,d}$) que tenga en cuenta la incertidumbre asociada a no disponer de resultados de ensayos estáticos de carga

sobre pilotes de prueba que, como se decía anteriormente, es el método preferido por el EC-7. Por lo tanto, las resistencias de cálculo por punta y por fuste se obtienen a partir de las expresiones siguientes:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b \cdot \gamma_{R,d}}; \quad R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s \cdot \gamma_{R,d}} \quad (6)$$

Las resistencias características, de acuerdo con la cláusula 7.6.2.3 (8), pueden obtenerse a partir de los valores característicos de la resistencia por punta ($q_{b,k}$) y por fuste ($q_{s,i,k}$) de las diferentes capas del terreno (obtenidos, a su vez, de los parámetros geotécnicos de las mismas) y de las superficies de pilote correspondientes:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k}; \quad R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i,k} \quad (7)$$

Los valores de los coeficientes de minoración de resistencia por punta y fuste y del coeficiente de modelo se pueden determinar a partir de las ecuaciones 8 y 9, similares a la ecuación anteriormente deducida para las cimentaciones superficiales:

$$\text{Resistencia por punta} \Rightarrow FS_b = \gamma_F \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{R,d} \quad (8)$$

$$\text{Resistencia por fuste} \Rightarrow FS_s = \gamma_F \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{R,d} \quad (9)$$

Estas expresiones indican que el coeficiente de seguridad global actualmente en uso se puede entender como el producto de los factores parciales de acciones, de resistencia y de modelo.

El uso de estas expresiones permite determinar los factores parciales de resistencia por punta y por fuste, si se realizan las siguientes consideraciones:

- Los valores de los factores parciales de mayoración de acciones son los recogidos en el Anejo Nacional del EC-1.
- En la práctica geotécnica habitual española se suelen utilizar valores distintos para el coeficiente de seguridad global de resistencia por punta y por fuste, aunque existen argumentos para considerar que estos valores, en un estado límite último, deberían ser iguales.
- Unos valores de coeficientes de seguridad global que se pueden derivar de lo indicado en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras, para pilotes perforados, serían: 2,60 para la resistencia por punta y de 2,15 para la resistencia por fuste.
- Se ha elegido para el coeficiente de modelo un valor de 1,40 para que coincida con los valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4 , comentados posteriormente y, de esta forma, haya una cierta con-

tinuidad entre los resultados obtenidos mediante el método de cálculo a partir de fórmulas analíticas y a partir de ensayos geotécnicos de campo.

Teniendo en cuenta las observaciones anteriores, en el Anejo Nacional Español, se proponen, para los pilotes perforados, un factor parcial de resistencia por punta y por fuste de 1,35 y 1,10, respectivamente.

Por otra parte, con objeto de tener en cuenta el diferente grado de incertidumbre asociado a la ejecución de las distintas tipologías de pilotes (pilotes hincados y pilotes barrenados con y sin control de parámetros de ejecución), el Anejo Nacional ha optado por dar valores diferentes de los factores parciales para dichas tipologías de pilotes, tal como se recoge en la tabla 5.

Como se puede comprobar, los factores parciales para los pilotes hincados son menores que los de los pilotes perforados dado que se consideran más seguros por su método de ejecución mientras que los correspondientes a los pilotes barrenados son mayores por su mayor incertidumbre en la ejecución.

Por último, con objeto de comparar la propuesta española con la de otros países, en la siguiente tabla se recogen los valores indicados en los anejos nacionales de países que han elegido el Enfoque de Proyecto 2.

Tabla 6. Valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de pilotes perforados

País	γ_b	γ_s	$\gamma_t^{(a)}$	$\gamma_{R,d}$
España	1,35	1,10	1,25	1,40
EC-7 (valor recomendado)	1,10	1,10	1,10	$\geq 1,00^{(d)}$
Alemania	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,00 ^(e)
Francia	1,60	1,30	1,45	$\geq 1,00$
Chipre	1,10	1,10	1,10	1,25
Finlandia	1,20	1,20	1,20	1,60 ^(f) 1,95 ^(g) 1,40 ^(h)
Italia	1,35	1,15	1,25	1,00

Notas: (a) Coeficiente de minoración de resistencia total, comentado posteriormente

(b) Uso de ensayos estáticos y dinámicos de carga;

(c) En base a parámetros del terreno;

(d) El EC-7 indica que podrán ser necesarios valores superiores a 1,00 cuando la resistencia se obtenga a partir de parámetros del terreno;

(e) A partir de ensayos dinámicos, $\gamma_{R,d} = 0,85 \times 1,20$;

(f) Para pilotes a fricción;

(g) Para pilotes en terrenos cohesivos a corto plazo;

(h) Para pilotes en terrenos cohesivos a largo plazo.

Tabla 5. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes por el método analítico

Concepto	Símbolo	Pilotes hincados	Pilotes perforados	Pilotes de barrena continua con control de parámetros	Pilotes de barrena continua sin control de parámetros
Resistencia por punta	γ_b	1,25	1,35	1,45	1,50
Resistencia por fuste	γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20
Modelo	$\gamma_{R,d}$	1,40	1,40	1,40	1,40
Resistencia total	$\gamma_t^{(a)}$	1,15	1,25	1,30	1,35

Nota ^(a): Coeficiente de minoración de resistencia total, comentado posteriormente y utilizado en el método de cálculo basado en ensayos geotécnicos de campo.

3.2.3. Carga de hundimiento última del terreno a partir de ensayos geotécnicos de campo

El EC-7 también permite que se dimensionen las cimentaciones por pilotes a partir de los resultados de ensayos geotécnicos de campo. Es importante resaltar que, en este punto, en el EC-7 no se indican los ensayos concretos a los que se refiere este apartado, aunque los múltiples ejemplos de aplicación existentes en la literatura parecen hacer referencia, al menos, a los ensayos presiométricos y los ensayos tipo CPTU Frank et al (2004) y Orr (2005).

En este procedimiento de cálculo, los valores representativos o característicos de las resistencias por punta y fuste se obtendrán, por correlaciones con los resultados de los ensayos de campo, para cada uno de los emplazamientos de dichos ensayos, en los que se obtendrá un perfil del terreno. La resistencia total característica ($R_{c,k}$), obtenida como suma de la resistencia por punta y fuste, será la menor de los dos siguientes valores:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (10)$$

siendo $(R_{c,cal})_{medio}$ y $(R_{c,cal})_{min}$, los valores medio y mínimo de los valores calculados a partir de los resultados de los ensayos de campo y ξ_3 y ξ_4 , unos factores parciales que dependen del número de “perfiles de ensayos” que se hayan obtenido con los ensayos, tal como se refleja en la tabla 7.

Tabla 7. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos geotécnicos de campo

Número de perfiles de ensayos	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Nota: El concepto de “perfil de ensayo” puede entenderse como un emplazamiento en el que se haya ejecutado un ensayo tipo CPTU o perforado un sondeo en el que se hayan realizado ensayos presiométricos.

Dada la falta de experiencia en España de esta forma de cálculo, el Anejo Nacional ha optado por mantener los valores propuestos en el Anexo A del EC-7. Como puede verse en la tabla anterior, los coeficientes de correlación van

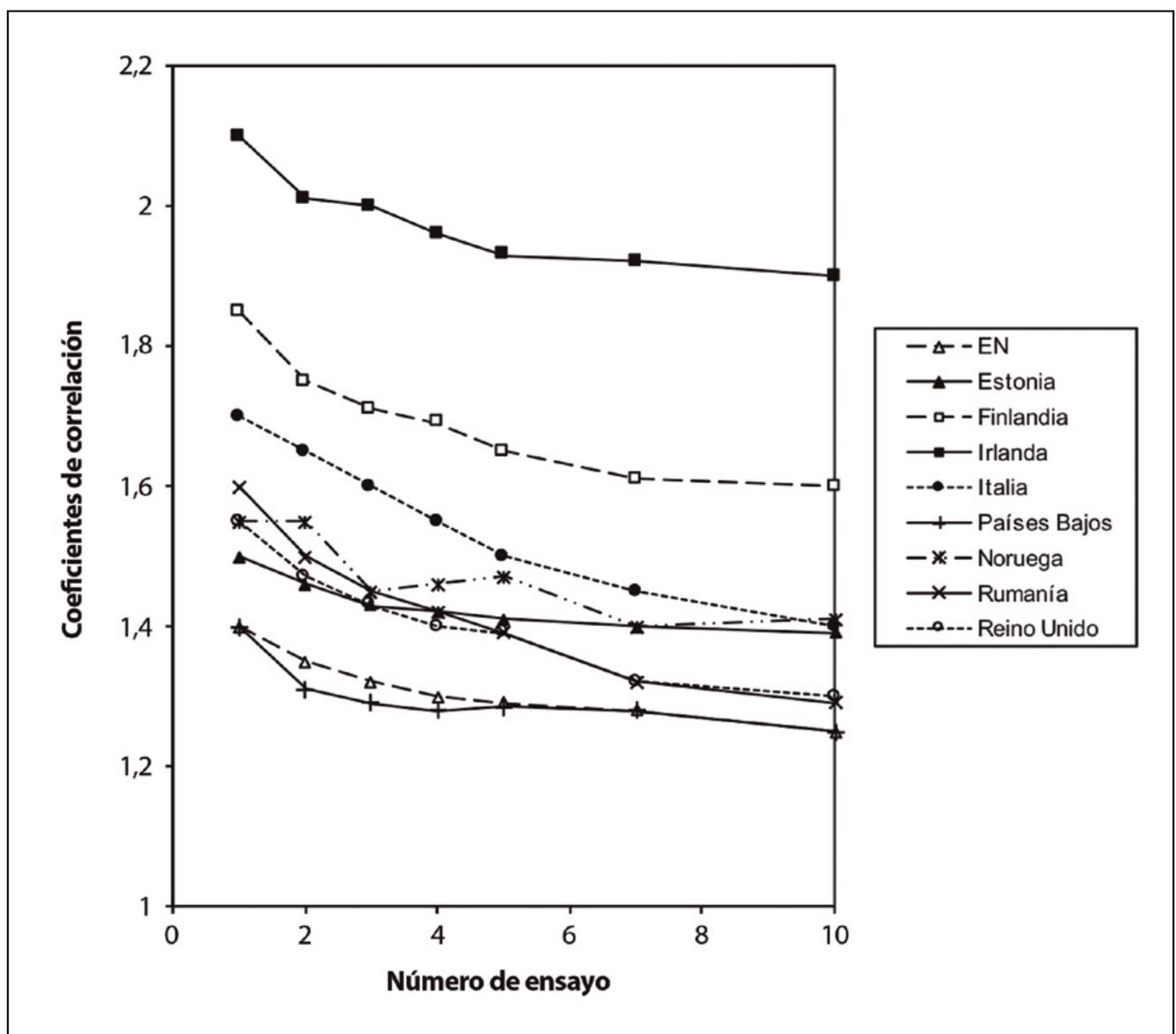


Figura 7. Valores del coeficiente de correlación ξ_3 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales. Tomada de Bond (2010).

disminuyendo a medida que se va aumentando el número de ensayos realizados.

A efectos comparativos, en la figura 7 se muestran los valores del coeficiente de minoración ξ_3 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene minorando dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_t), tal como se indica en la ecuación 11:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (11)$$

El valor que se propone en el Anejo Nacional Español para este coeficiente de minoración de resistencia total (γ_t), que tiene en cuenta de forma conjunta la resistencia por punta y por fuste, varía entre 1,15 y 1,35 para las diferentes tipologías de pilotes, tal como se indicaba en la tabla 5. Estos valores se han adoptado como valores intermedios entre los correspondientes a la resistencia por punta y fuste. En la tabla 6, recogida anteriormente, figuran los valores de este coeficiente de minoración de resistencias total propuestos por otros países.

Una vez descrito este procedimiento de determinación de la carga de hundimiento del terreno a partir de ensayos geotécnicos, se deben realizar las siguientes consideraciones:

- El concepto de “perfil de ensayo” no es muy claro y puede entenderse como un emplazamiento en el que se haya ejecutado un ensayo tipo CPTU o perforado un sondeo en el que se hayan realizado ensayos presiográficos.
- El número de emplazamientos o de “perfiles de terreno” no se relaciona con las dimensiones del solar en el que se implanta el edificio a cimentar o con el número de apoyos de la estructura a cimentar.
- No hay ninguna indicación en el EC-7 de la forma de valorar el número de ensayos que se hagan en un emplazamiento, siendo así que no debería valorarse de igual manera, por ejemplo, un sondeo con un presiómetro que con varios.

- Tampoco hay ninguna indicación sobre la forma de valorar los resultados de los diferentes ensayos realizados en un emplazamiento, en el caso de que haya varios. Así, por ejemplo, no se indica si se debe elegir el valor medio aritmético, el valor mínimo o algún otro intermedio matizado por la experiencia.
- Este procedimiento de determinación de la carga de hundimiento está basado en formulaciones empíricas (por ejemplo, la que relaciona la presión límite de un ensayo presiográfico con la resistencia por punta) que, de acuerdo con el EC-7, no se deben minorar con ningún coeficiente de modelo, a diferencia de lo que ocurre con las fórmulas analíticas, comentadas anteriormente. Se considera que este aspecto es de difícil justificación teórica.

3.2.4. Resistencia del terreno a partir de ensayos de carga estática

En este procedimiento de cálculo, el valor representativo o característico de la carga de hundimiento última del terreno será el menor de los dos valores siguientes:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{medio}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (12)$$

siendo $(R_{c,m})_{medio}$ y $(R_{c,m})_{min}$, los valores medio y mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos de carga, y ξ_1 y ξ_2 unos factores parciales que dependen del número de pilotes ensayados, tal como se refleja en la tabla 8.

Tabla 8. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos de carga estática

Número de pilotes ensayados	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

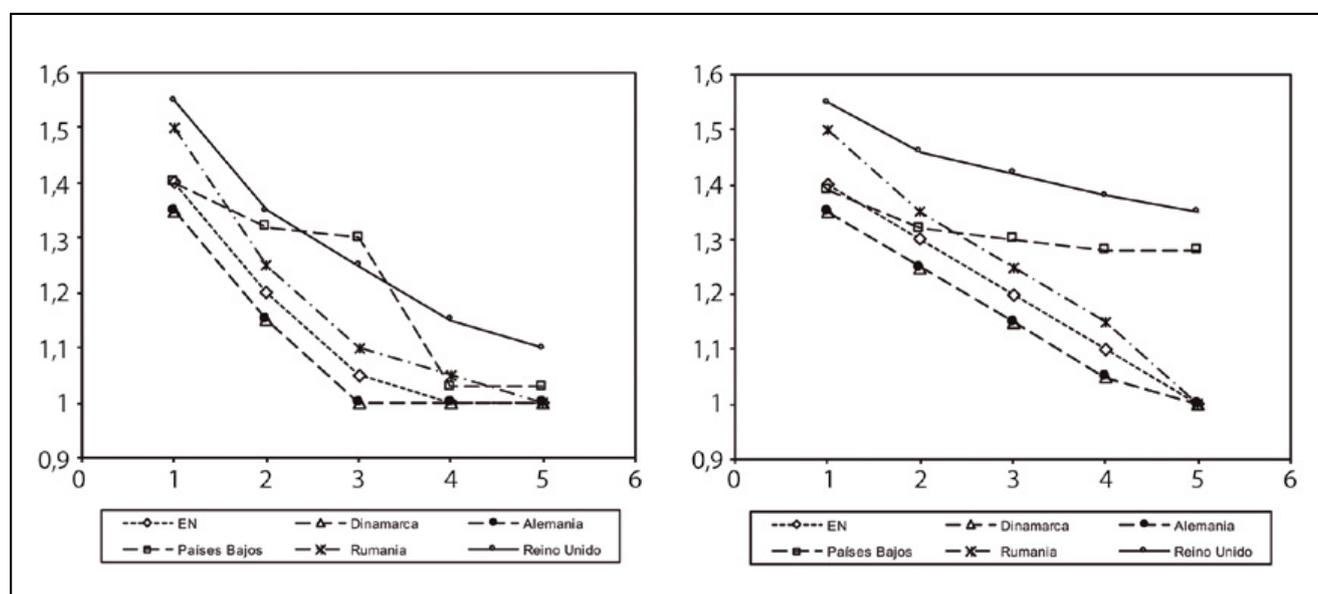


Figura 8. Valores de los coeficientes de minoración ξ_1 y ξ_2 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales [9]. Tomada de Bond (2010).

Al igual que lo dicho anteriormente, dada la falta de experiencia en España con este método de dimensionamiento, se han elegido los mismos valores que figuran en el EC-7, valores que disminuyen a medida que se va aumentando el número de ensayos realizados.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene dividiendo dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_r), cuyo valor ya se ha indicado previamente en la tabla 5.

La utilización de los valores anteriormente indicados es aproximadamente equivalente, en función de la distribución de cargas permanentes y transitorias, en cada caso, a considerar un coeficiente de seguridad global de 2,45, en el caso de que haya una sola prueba de carga, y de 1,75, cuando haya, al menos, 5 pruebas.

Por último, en la figura 8 se muestran los valores de los coeficientes de minoración ξ_1 y ξ_2 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales.

3.2.5. Resistencia del terreno a partir de ensayos de impacto dinámico

El EC-7 también permite determinar el valor representativo o característico de la carga de hundimiento última del terreno a partir de ensayos dinámicos de impacto, de acuerdo con la ecuación 13:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{medio}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad (13)$$

siendo $(R_{c,m})_{medio}$ y $(R_{c,m})_{min}$, los valores medio y mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos, y ξ_5 y ξ_6 unos factores parciales que dependen del número de pilotes ensayados, tal como se refleja en la tabla 9.

Tabla 9. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos dinámicos de impacto

Número de pilotes ensayados	≥2	≥5	≥10	≥15	≥20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Al igual que en el método anterior, se ha considerado conveniente utilizar los mismos valores que figuran en el EC-7, que van disminuyendo con el número de ensayos realizados.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene dividiendo dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_r).

Tabla 10. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de pilotes a tracción

Concepto	Símbolo	Pilotes hincados	Pilotes perforados	Pilotes de barrena continua con control de parámetros	Pilotes de barrena continua sin control de parámetros
Resistencia por fuste en pilotes a tracción	γ_{st}	1,05	1,10	1,15	1,20

3.3. Estado límite último de arrancamiento (pilotes a tracción)

El estado límite último de arrancamiento está basado en la resistencia de un pilote a tracción, la cual se debe únicamente a su resistencia por fuste, tal como se indica en la cláusula 7.6.3.3.(3), por lo que todo lo indicado anteriormente sobre la determinación de la resistencia por fuste es aplicable.

La única variación es el factor parcial de resistencia por fuste que para pilotes a tracción pasa a ser el factor γ_{st} cuyos valores se recogen en la tabla siguiente.

Respecto al cálculo de la resistencia a tracción, hay que tener en cuenta, como indica la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras (Cap. 5.11) que “la resistencia por fuste en condiciones de tiro es claramente menor que en condiciones de compresión” por lo que limita dicha resistencia por fuste al 70% de su valor. Por su parte, la ROM 0.5-05 limita dicha resistencia al 50%.

3.4. Estado límite último de capacidad portante por rotura horizontal del terreno

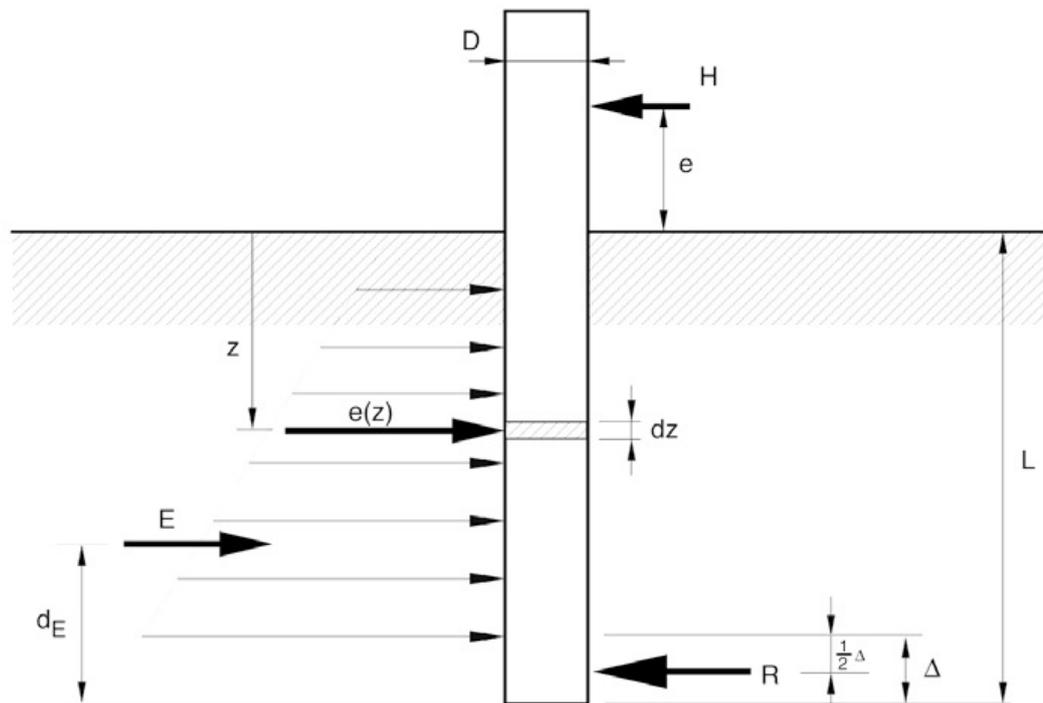
El estado último de capacidad portante por rotura horizontal del terreno está tratado en el EC-7 en el apartado 7.7, titulado “Pilotes cargados lateralmente”, en el que se indica que se deben tener en cuenta dos posibles mecanismos de rotura: para pilotes cortos se debe analizar la rotura del terreno, mientras que para pilotes largos, el mecanismo de fallo básico es la capacidad estructural del pilote.

La verificación de este estado límite último para pilotes cortos debe hacerse mediante la expresión $F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$, donde $F_{tr,d}$ es el valor de cálculo de la carga transversal aplicada al pilote y $R_{tr,d}$ es el valor de cálculo de la carga que agota la resistencia horizontal del terreno. El valor característico de esta carga ($R_{tr,k}$) puede determinarse utilizando los conocidos ábacos de Broms (1964) o el método recogido en la figura 9 procedente de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras.

El único elemento que quedaría por determinar, para adecuar este método de cálculo al marco normativo del EC-7, sería el valor del factor parcial de resistencia para esta situación de cálculo ($\gamma_{R,tr}$). Este paso podría hacerse aplicando un esquema similar al planteado para el estado límite de hundimiento en cimentaciones superficiales que da lugar a la siguiente expresión:

$$FS_{tr} = \gamma_F \cdot \gamma_{R,tr} \quad (13)$$

Por una parte, el factor parcial de acciones γ_F , aplicable a la carga H actuando en la cabeza del pilote, toma un valor medio de 1,40, como se exponía anteriormente. Por otra parte, las normativas y guías españolas de carácter



Datos del terreno c, ϕ, γ

Hipótesis admisible:

$$e(z) = \left(9c + 3\gamma z \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \cdot D$$

$$E = \int_0^{L-\Delta} e(z) \cdot dz \quad \Delta = \frac{R}{e(L)}$$

Condiciones de equilibrio:

$$H = E - R \quad H \cdot \left(e + L - \frac{1}{2} \Delta \right) = E \cdot \left(d_E - \frac{1}{2} \Delta \right)$$

Caso particular de desplazamiento rígido horizontal:

$$\Delta = 0, \quad R = 0 \quad H = \int_0^L e(z) \cdot dz$$

Figura 9. Determinación de la rotura horizontal del terreno causado por una fuerza horizontal actuando sobre un pilote [Tomada de Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras].

geotécnico abogan por un coeficiente de seguridad a la rotura horizontal del terreno muy variable: Código Técnico de Edificación: 3,50; Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras: 2,60 y ROM 0.5-05: 1,60. Teniendo en cuenta dichos valores, se ha considerado adecuado que el factor parcial de resistencia ($\gamma_{R, tr}$) para este estado límite tome un valor de 2,0, independientemente del tipo de pilote que se esté analizando.

Por lo que respecta a los pilotes largos, dado que el mecanismo de fallo, suele ser la capacidad estructural del pilote el problema se transforma en la determinación de la ley de momentos flectores actuantes. Para ello se puede utilizar el método de la longitud equivalente tal como se indica, por ejemplo, en la figura 10 tomada de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras, o cualquier otro método que se considere similar.

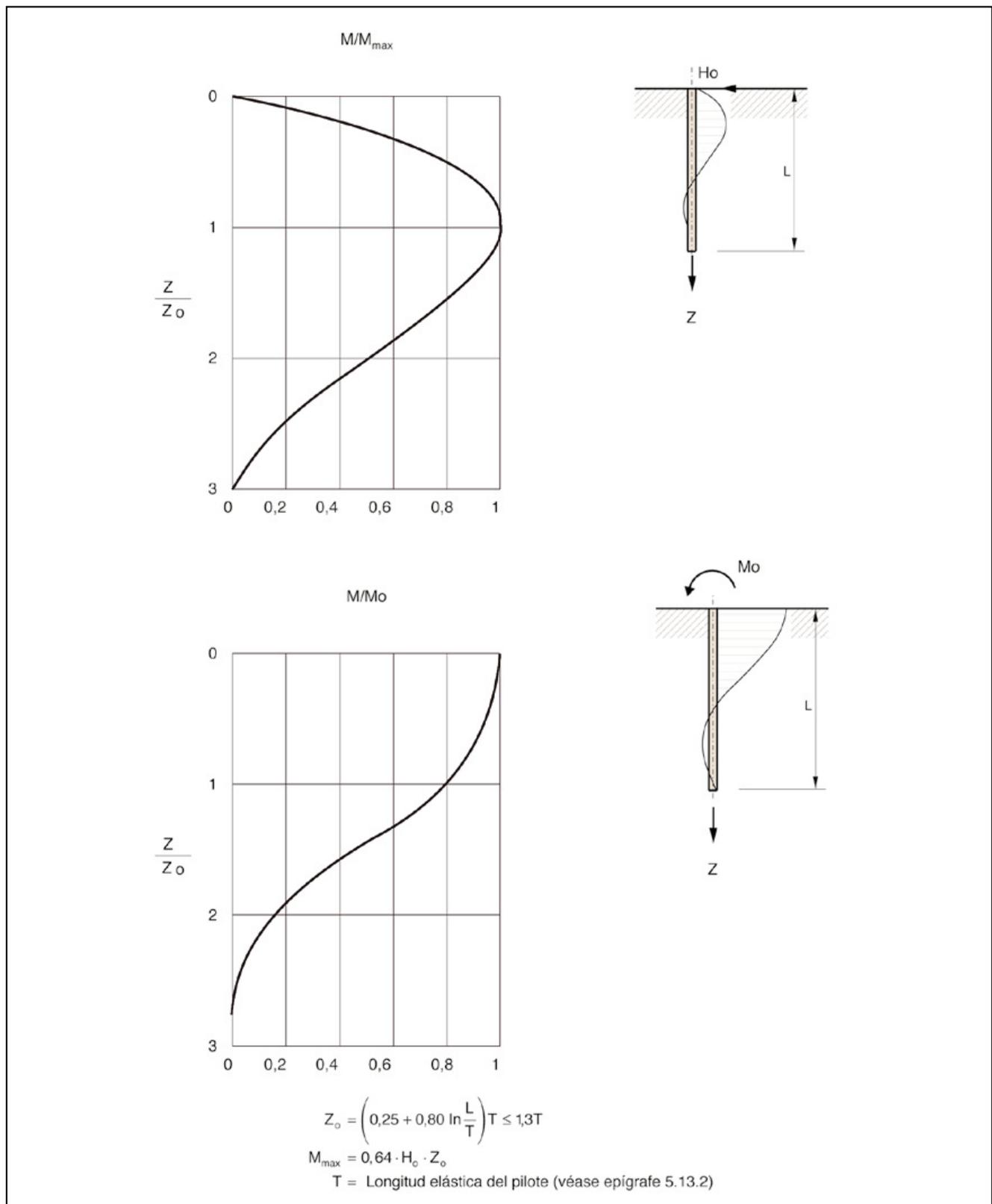


Figura 10. Determinación de las leyes de momentos flectores actuantes a lo largo del pilotes debidas a una carga horizontal y un momento aplicado en la cabeza del pilote [Tomada de Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras].

3.5. Comentario sobre el cálculo estructural de los pilotes

El cálculo estructural de los pilotes se comenta en un anejo (del tipo NCCI, acrónimo, en terminología inglesa, de “Información Complementaria No Contradictoria”) en el que lo primero que se indica es que “el proyecto, la ejecución, la supervisión y el control de los pilotes se deben

hacer de acuerdo con la norma UNE-EN 1536 “Ejecución de trabajos especiales de geotecnia: Pilotes perforados” y al EC-2 “Proyecto de Estructuras de hormigón”.

Posteriormente se recoge la expresión procedente del EC-2 que se utiliza para determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}) que se debe utilizar en la verificación de los Estados Límite Últimos de rotura estructural (STR) de los pilotes de hormigón:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c \cdot k_f} \cdot f_{ck} \quad (14)$$

siendo α_{cc} un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables de la manera en que se aplica la carga; γ_c el factor parcial de resistencia del hormigón; f_{ck} el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón y k_f un coeficiente que multiplica al factor parcial de resistencia del hormigón para la obtención de la resistencia de pilotes hormigonados in situ sin encamisado permanente (apdo. 2.4.2.5 de la UNE-EN 1992-1-1). Se ha establecido que el valor de k_f debe ser igual a 1,25.

Por último, se han incluido unas notas aclaratorias sobre la forma de interpretar el concepto de “tope estructural” en el marco conceptual de los Eurocódigos. A este respecto, el valor del “tope estructural” se puede equiparar al límite que se puede imponer a la “tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones”, lo que representa una verificación en Estado Límite de Servicio. Se indica que queda al criterio del proyectista la posible limitación de dicha tensión media de compresión, aunque se recogen los valores habitualmente utilizados en España para las diferentes tipologías de pilotes.

4. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN TIPO PANTALLA

4.1. Introducción

En este apartado se analiza el procedimiento utilizado para la determinación de los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para los diferentes estados límite últimos relativos a las pantallas: la estabilidad propia de la pantalla, la estabilidad del fondo de la excavación, la estabilidad global y la estabilidad estructural.

El estado límite último correspondiente a la estabilidad propia de la pantalla es, en general, el más determinante y específico de esta actuación geotécnica.

Por su parte, el estado límite correspondiente a la estabilidad del fondo de la excavación es un estado límite hidrodinámico (tipo HYD) originado por las filtraciones de agua. El estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se decía anteriormente, mientras que el estado límite de estabilidad estructural se debe analizar como una estructura bien de hormigón armado, mediante el EC-2 “Proyecto de estructuras de hormigón”, o bien de acero, mediante el EC-3 “Proyecto de estructuras de acero”.

4.2. Estado límite de estabilidad propia de la pantalla

4.2.1. Introducción

En el cálculo de pantallas, el factor parcial de resistencia (γ_R) que se debe utilizar es el aplicable a la minoración del empuje pasivo que aparece en la zona empotrada de la pantalla.

La determinación de dicho factor parcial se ha realizado mediante el análisis de tres situaciones diferentes de una pantalla en voladizo que se pueden resolver analíticamente con facilidad: a) sin sobrecargas y con nivel freático

profundo; b) con sobrecargas permanentes o variables y nivel freático profundo, y c) sin sobrecargas y con nivel freático somero.

En estos tres casos sencillos se determina analíticamente la longitud de la pantalla aplicando equilibrio de momentos respecto al pie teórico de cálculo de la pantalla. El resultado del cálculo, además de dicha longitud, es la ley de momentos flectores y esfuerzos cortantes con los que se debe dimensionar estructuralmente la pantalla. Hay que recordar que la longitud que se haya obtenido en el cálculo se debe incrementar en un 20% para que se cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales, aspecto éste que debe realizarse también en los cálculos basados en el modelo de cálculo del EC-7.

4.2.2. Pantalla en voladizo sin sobrecargas y con nivel freático profundo

En la figura 11 se muestra el esquema de la situación de cálculo así como las ecuaciones correspondientes de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española y al método del EC-7.

Cabe destacar que en la práctica geotécnica habitual española el concepto de seguridad es diferente del empleado en el EC-7. En la normativa española la seguridad se incorpora en los cálculos minorando el empuje pasivo por un coeficiente generalmente de 1,50 que se constituye como el coeficiente de seguridad del cálculo. Por su parte, el marco conceptual del EC-7 implica que hay que realizar una mayoración del empuje activo por un coeficiente (γ_G) de valor igual a 1,35, dado que se considera dicho empuje como una acción permanente desfavorable. Simultáneamente, se debe realizar una minoración del empuje pasivo por un coeficiente (γ_R) que se deja a elección en cada país para ser recogido en su Anejo Nacional y cuyo valor se ha deducido de las expresiones recogidas en la figura 11.

Como puede apreciarse, al igualar las profundidades teóricas de la pantalla de acuerdo con la práctica geotécnica española y con el EC-7, se obtiene que el valor del factor parcial de resistencia, aplicable al empuje pasivo, toma el valor de 1,10.

4.2.3. Pantalla en voladizo con sobrecargas permanentes o variables y nivel freático profundo

En la figura 12 se muestra un esquema de la situación de cálculo junto con las ecuaciones correspondientes aplicables de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española y con el marco conceptual del EC-7.

La diferencia con el caso anterior radica en la existencia adicional de un empuje activo debido a las sobrecargas. En el caso del EC-7, este empuje debe mayorarse, al ser una acción desfavorable, por un factor parcial de acciones que toma el valor de 1,35 ó 1,50 en función del carácter permanente o variable, respectivamente, de dicha sobrecarga.

Como puede apreciarse, en el caso de una sobrecarga permanente, el factor parcial de resistencia que se deduce de las expresiones toma el valor de 1,10.

Sin embargo, en el caso de una sobrecarga variable, la comparación de las expresiones recogidas en la figura indica que existe una relación entre el valor que debe adoptar dicho factor parcial y el valor de la sobrecarga, de tal

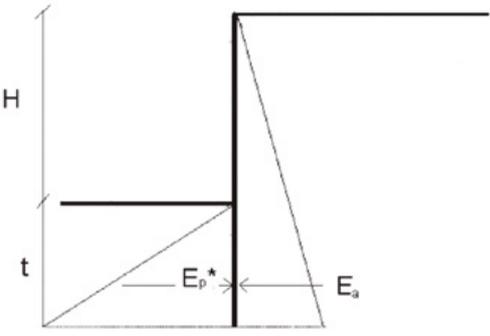
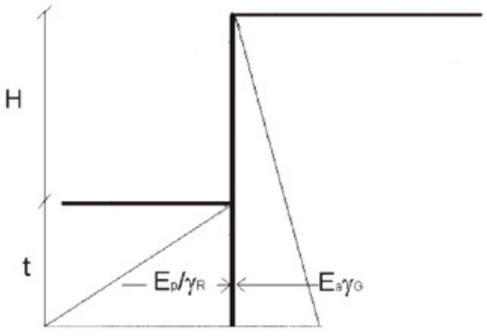
Práctica geotécnica española	EC-7
 <p style="text-align: center;">$E^* p = E_p / FS$</p>	
$\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \frac{(H+t)^3}{3} = \frac{1}{2} \cdot k_p^* \cdot \gamma \cdot \frac{t^3}{3}$ $k_p^* = \frac{k_p}{FS}$ $(H+t)^3 \cdot k_a = k_p^* \cdot t^3 = \frac{k_p}{FS} t^3$ $H+t = \sqrt{\frac{k_p}{FS \cdot k_a}} \cdot t$ $t_{Esp} = \frac{H}{\sqrt{\frac{k_p}{FS \cdot k_a}} - 1}$	$\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \frac{(H+t)^3}{3} \cdot \gamma_G = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^3}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_R}$ $(H+t)^3 \cdot k_a \cdot \gamma_G = \frac{k_p}{\gamma_R} t^3$ $H+t = \sqrt{\frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G \cdot k_a}} \cdot t$ $t_{EC-7} = \frac{H}{\sqrt{\frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G \cdot k_a}} - 1}$
$t_{Esp} = t_{EC-7} \cdot FS = \gamma_R \cdot \gamma_F$ $1,50 = \gamma_R \cdot 1,35$ $\gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	

Figura 11. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo sin sobrecarga y con el nivel freático profundo según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

manera que se puede deducir que cuanto mayor es el valor de la sobrecarga q, más pequeño debería ser el valor del factor parcial para que los cálculos efectuados por ambas metodologías (española y EC-7) den lugar a los mismos resultados.

Una serie de cálculos realizados por los autores permite afirmar que el considerar un factor parcial de resistencia de valor 1,10 en los casos de sobrecarga variable conduce a longitudes de pantalla alrededor de un 5% superior, en el caso de los cálculos de EC-7, para una pantalla de 5 m de voladizo y sobrecargas de hasta 250 kPa, lo cual se puede considerar suficientemente adecuado.

4.2.4. Pantalla en voladizo sin sobrecargas y con nivel freático somero

En la figura 13 se muestra un esquema de la situación de cálculo junto con las ecuaciones a utilizar según la práctica geotécnica habitual española y el método del EC-7.

El aspecto más destacable de este caso es la forma de ponderar los empujes debidos a la presencia de agua, tanto en el trasdós como en el intradós de la pantalla. Esta ponderación debe hacerse de acuerdo con el principio denominado “single-source-principle” (Ap. 2.4.2.9 del EC-7) que establece que todas las acciones que tengan un mismo

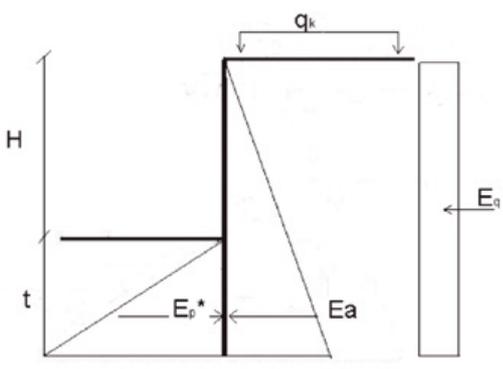
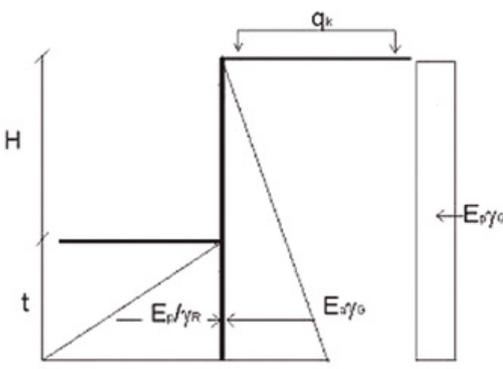
Práctica geotécnica española	EC-7
 <p style="text-align: center;">$E^* p = E_p / FS$</p>	
Sobrecarga permanente	
$\frac{1}{6} \cdot k_a (H+t)^3 \cdot \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \cdot k_p^* \cdot t^3 \cdot \gamma$	$\gamma_G \frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \gamma_G \cdot q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R} \cdot t^3 \cdot \gamma$ $\frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G} \cdot t^3 \cdot \gamma$
$FS = \gamma_R \cdot \gamma_G; \gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	
Sobrecarga variable	
$\frac{1}{6} \cdot k_a (H+t)^3 \cdot \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \cdot k_p^* \cdot t^3 \cdot \gamma$	$\gamma_G \frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \gamma_Q \cdot q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R} \cdot t^3 \cdot \gamma$ $\frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \frac{\gamma_Q}{\gamma_G} q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G} \cdot t^3 \cdot \gamma$

Figura 12. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo con sobrecarga y con el nivel freático profundo según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

origen deben ser afectadas por el mismo factor parcial, independientemente de si son favorables o desfavorables. Por tanto, de acuerdo con dicho principio, como el empuje del agua en el trasdós y en el intradós tienen el mismo origen, deben ponderarse de igual manera por lo que, dado su carácter global desfavorable y permanente, ambos se ponderan por el mismo coeficiente de mayoración de acciones (γ_G), tal y como aparece en el esquema de cálculo.

Como resumen de los esquemas anteriores se puede establecer que, para que los cálculos realizados según la metodología de factores parciales propuesta por el EC-7 proporcionen los mismos resultados que los cálculos hechos de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española, el factor parcial para la resistencia (γ_R), referente al

empuje pasivo, a utilizar en los cálculos de pantalla, debe tomar valor de 1,10, a pesar de la pequeña diferencia que se ha constatado en el caso de existencia de una sobrecarga variable situada en coronación de la pantalla.

5. ESTADO LÍMITE DE ESTABILIDAD GLOBAL

El Anejo Nacional Español propone que el análisis del estado límite último de estabilidad global de las distintas actuaciones geotécnicas, incluyendo la estabilidad de taludes y terraplenes, se realice de acuerdo con el Enfoque de Proyecto 3, en el que se minoran los valores de los parámetros geotécnicos y se mayoran, para este tipo de cálculos de estabilidad, únicamente las acciones

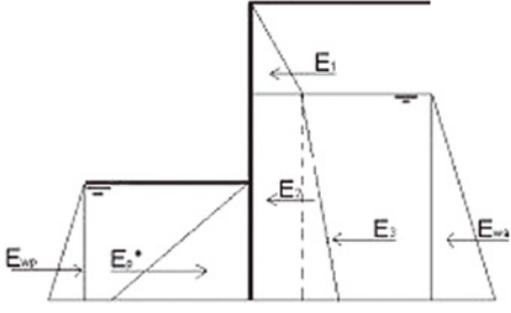
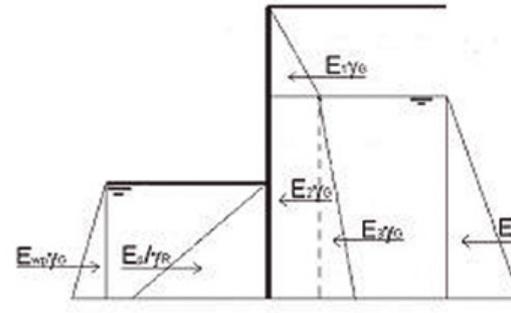
Práctica geotécnica española	EC-7
 <p style="text-align: center;">$E^* p = E_p / FS$</p>	
$E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3 + E_{wa} d_{wa} = E_p^* d_p + E_{wp} d_{wp}$ $(E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3) + (E_{wa} d_{wa} - E_{wp} d_{wp}) = E_p^* d_p = \frac{E_p}{FS} d_p$ <p>d: Brazo de los empujes respecto al pie de la pantalla</p>	$(E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3) \gamma_G + E_{wa} \cdot d_{wa} \cdot \gamma_G = \frac{E_p^* d_p}{\gamma_R} + E_{wp} \cdot d_{wp} \cdot \gamma_G$ $(E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3) \gamma_G + (E_{wa} d_{wa} - E_{wp} d_{wp}) \gamma_G = \frac{E_p d_p}{\gamma_R}$ $(E_1 d_1 + E_2 d_2 + E_3 d_3) + (E_{wa} d_{wa} - E_{wp} d_{wp}) = \frac{E_p d_p}{\gamma_R \gamma_G}$
$FS = \gamma_R \cdot \gamma_G; \gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	

Figura 13. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo, sin sobrecarga y con el nivel freático somero según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

variables desfavorables, como pueden ser las sobrecargas estructurales y las cargas de tráfico, mediante el factor parcial de acciones que toma, para estos casos, un valor de 1,30.

Se ha elegido este Enfoque de Proyecto 3 para realizar estos análisis de estabilidad dado que intrínsecamente es idéntico a la forma de abordar estos problemas en la práctica geotécnica habitual española. En ella se utilizan los métodos del equilibrio límite, en los que se determina el coeficiente de seguridad al deslizamiento reduciendo la resistencia al corte del terreno mediante la minoración simultánea de los valores de cohesión y ángulo de rozamiento de los materiales implicados en el deslizamiento en estudio.

Además, el Enfoque de Proyecto 3 es el procedimiento adoptado, junto con el Enfoque de Proyecto 1 (semejante a este respecto al Enfoque 3, ya que en su Combinación 2 se minoran también los parámetros geotécnicos y se mayoran las acciones variables desfavorables), por la mayoría de los países para este problema, como puede verse en la figura 14.

Los factores parciales de acciones para los análisis del estado límite último de estabilidad global, realizados de

acuerdo con el Enfoque de Proyecto 3, toman los siguientes valores:

- 1,00 para las acciones permanentes, tanto favorables como desfavorables, estructurales o geotécnicas, incluyendo las cargas gravitacionales debidas al peso del terreno o al agua.
- 1,30 para las acciones transitorias desfavorables como son, por ejemplo, las acciones situadas sobre el terreno, tales como las sobrecargas de tráfico o las debidas a las estructuras.
- 0,00 para las acciones transitorias favorables.

Este sistema de mayoración de acciones facilita enormemente los cálculos al hacerlos muy parecidos a la práctica habitual española.

Por su parte, la elección de los valores de los factores parciales en el Anejo Nacional, que afectan a la cohesión, ángulo de rozamiento, resistencia al corte sin drenaje y peso específico aparente, se ha realizado con el criterio general de mantener el mismo nivel de seguridad que se tiene actualmente con la práctica geotécnica habitual. Por esta razón es conveniente, en primer lugar, tener presentes

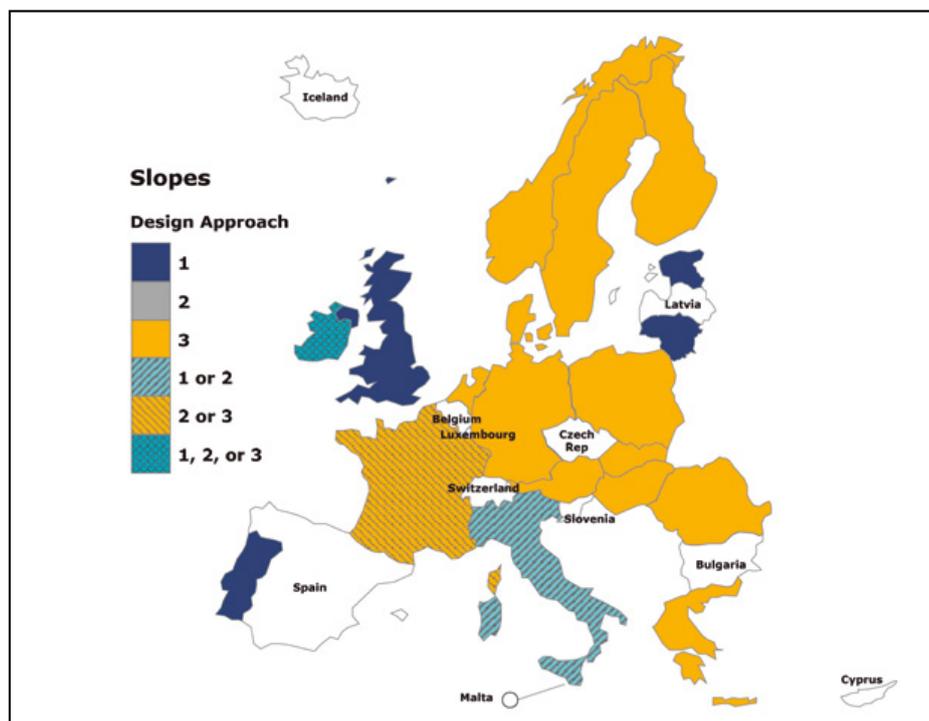


Figura 14. Enfoques de Proyecto elegidos en los Anejos Nacionales de los diferentes países europeos para la estabilidad global y de taludes taludes [Tomada de Bond (2010)].

los valores de los coeficientes de seguridad preconizados en los diferentes documentos españoles de carácter geotécnico, tal como se hace en la tabla 11.

Tabla 11. Valores del coeficiente de seguridad para el ELU de estabilidad global en diferentes documentos españoles de carácter geotécnico

Combinación de acciones	Guía Cimentaciones Obras de Carreteras	ROM 0.5-05	Código Técnico Edificación
Cuasi-permanente	1,50	1,40	1,80
Fundamental	1,30	1,30	(1)
Accidental o sísmica	1,10	1,10	1,20

Nota 1: El Código Técnico de la Edificación distingue únicamente entre situaciones persistentes o transitorias ($FS = 1,80$) y situaciones extraordinarias ($FS = 1,20$)

La comparación de la tabla 11 y de los parámetros geotécnicos relacionados anteriormente (cohesión, ángulo de rozamiento, resistencia al corte sin drenaje y peso específico aparente), permite comprobar que los valores incluidos en ella no corresponden a los mismos conceptos, por lo que no se pueden equiparar fácilmente. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, dado que el cálculo del coeficiente de seguridad es un cálculo lineal, se obtiene el mismo resultado minorando los parámetros geotécnicos por un determinado valor (por ejemplo: 1,50) y obligando a que el coeficiente de seguridad mínimo sea superior a la unidad que no minorando los parámetros geotécnicos y obligando a que el coeficiente de seguridad obtenido sea superior a ese mismo determinado valor (por ejemplo: 1,50). Sin embargo hay que tener en cuenta que, en el caso de que se minoren los parámetros geotécnicos, la superficie de deslizamiento pésima que obtenga el programa puede diferir de la obtenida en el caso de que no se minoren los parámetros geotécnicos,

derivándose de ello alguna diferencia en el resultado del cálculo.

Este hecho hace que los análisis del estado límite último de estabilidad global se puedan seguir realizando por el mismo procedimiento que habitualmente, es decir, sin minorar los parámetros resistentes y obligando a que el coeficiente de seguridad que se obtiene de los cálculos de equilibrio límite realizados con cualquier programa informático sea superior al valor del factor parcial correspondiente a la actuación geotécnica caso en estudio.

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, en la tabla 12 se recogen los valores de los factores parciales de minoración de parámetros geotécnicos propuestos en el Anejo Nacional para que los análisis del estado límite último de estabilidad global, en función del caso en estudio y de la situación de proyecto que se esté considerando en el cálculo.

El análisis de los valores recogidos en la tabla anterior permite realizar los siguientes comentarios:

- Se puede comprobar que estos valores son prácticamente iguales a los recogidos en la tabla 11, presentada anteriormente, en la que se muestran los coeficientes de seguridad utilizados en la práctica habitual española. Este hecho hace que la utilización del EC-7 vaya a conducir a unos resultados muy parecidos a los obtenidos actualmente.
- La diferencia con los valores recogidos en los documentos geotécnicos existentes radica en las situaciones accidentales. En el caso del Anejo Nacional, los valores son superiores dado que, en el marco de cálculo del EC-7, la situación accidental no incluye la situación de sismo.
- Los valores indicados para el caso general se refieren a taludes de desmontes y a rellenos compactados, por lo que suponen una novedad en el ámbito de la normativa geotécnica española.

Tabla 12. Valores de los factores parciales de minoración de parámetros geotécnicos (γ_M) a utilizar en el análisis de la estabilidad global y de taludes

Estado Límite Último	Actuación	Situación de proyecto (1)	γ_M			
			$c^{(2)}$	$tg\phi^{(2)}$	$cu^{(2)}$	γ_{ap}
Estabilidad global sin estructura en coronación o talud	Taludes de desmonte de nueva ejecución ⁽³⁾ Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno) Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C)	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,25	1,25	1,25	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
Estabilidad global con estructura en coronación o talud ⁽⁴⁾	Estructuras en obras viarias	Persistente	1,50	1,50	1,50	1,0
		Transitoria	1,50	1,50	1,50	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras en obras marítimas o portuarias	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,40	1,40	1,40	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
		Persistente	1,80	1,80	1,80	1,0
		Transitoria	1,80	1,80	1,80	1,0
		Accidental	1,30	1,30	1,30	1,0

Notas aclaratorias:

Nota 1: La situación persistente se debe entender como la situación correspondiente a las condiciones normales durante la vida útil de diseño. La situación transitoria corresponde a las fases de construcción o a taludes y terraplenes provisionales. Por su parte, en el estado límite último de estabilidad global de estructuras, se utilizarán, como cargas actuantes en el cálculo, las correspondientes a dicha situación transitoria [Cláusulas 1.5.2.3 y 1.5.2.4 de UNE-EN 1990].

Nota 2: Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes a c' , $tg\phi'$ y cu podrán reducirse hasta un 7%, cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

Nota 3: La comprobación de la seguridad de la reparación de taludes, cuando los parámetros del terreno se obtengan mediante "cálculos retrospectivos de estabilidad", con toma de nuevos datos in situ, se puede realizar con valores inferiores a los indicados en esta tabla [Cláusula 11.5.1.(8) de UNE-EN 1997-1].

Nota 4: El equilibrio global de una obra o estructura situada sobre una ladera natural, cuyas condiciones iniciales de estabilidad sean precarias, debe considerarse una actuación de Categoría Geotécnica 3, por lo que estos valores pueden no ser de aplicación. [Cláusula 2.1.(21) de UNE-EN 1997-1].

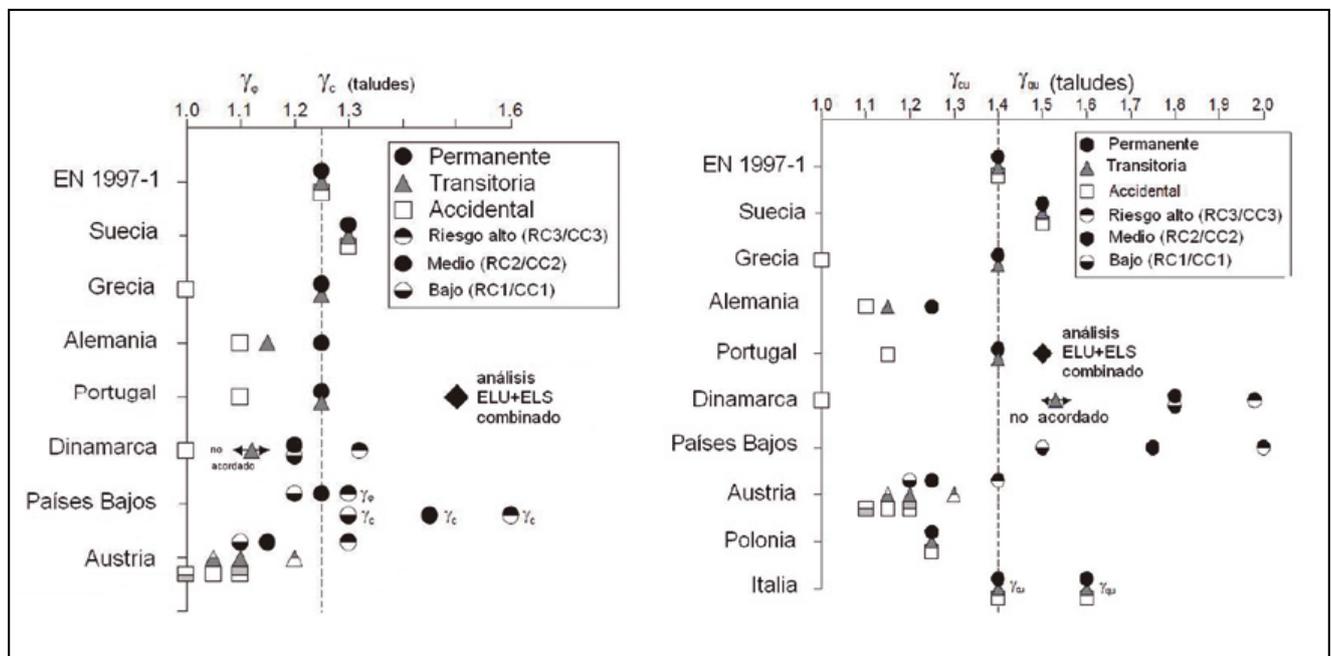


Figura 15. Factores parciales de minoración del ángulo de rozamiento (γ_ϕ) y la cohesión (γ_c) efectivos (figura 15 a) y de la resistencia al corte no drenada (γ_{cu}) (figura 15 b) adoptados por diferentes anejos nacionales europeos. [Tomada de Bond (2010)].

- Los valores recogidos en la tabla hacen solamente referencia a tres parámetros geotécnicos específicos (cohesión, ángulo de rozamiento y resistencia al corte sin drenaje). En el caso de que se pretenda utilizar otro criterio de rotura diferente al de Mohr-Coulomb, el coeficiente parcial debe entenderse que afecta directamente a la resistencia al corte movilizable (τ).
- Se ha optado por mantener el mismo valor del factor parcial para los parámetros en la situación con drenaje ($c'-\phi'$) y sin drenaje (c_u) a diferencia de lo preconizado en los Anejos Nacionales de otros países.

ses, como se puede apreciar en los valores mostrados en la figura 15. En esos países el factor parcial para minorar la resistencia al corte sin drenaje es mayor que el correspondiente a la pareja ($c'-\phi'$) debido a la mayor incertidumbre en su determinación y su mayor influencia en los resultados de los cálculos. Sin embargo, como contrapartida a ese hecho, hay que tener en cuenta que la situación sin drenaje se puede considerar con frecuencia una situación transitoria.

- Se observa que en la mayoría de los países se adoptan valores semejantes a los recomendados por el EC-7: $\gamma_M = 1,25$, para los parámetros resistentes en condiciones drenadas, y $\gamma_M = 1,40$ para los parámetros resistentes en condiciones no drenadas. Se observa también que algunos países introducen variaciones en el valor de estos coeficientes en función de las situaciones de dimensionado: permanente, transitoria o accidental y también, en algún caso, en función del tipo de consecuencia que implica la rotura o del nivel de riesgo, tal como permite el EC-7 en la cláusula 2.4.7.1.

Por otra parte, es importante resaltar que los cálculos retrospectivos de estabilidad se realizan, de acuerdo con el EC-7, con una metodología diferente. Este aspecto está contemplado en la cláusula 11.5.1(8) en la que se indica que “los factores parciales utilizados normalmente para el análisis de estabilidad global pueden no ser apropiados en estos casos”.

De acuerdo con la interpretación dada por Frank et al. (2004) a esta cláusula, en estos casos todos los factores parciales (γ_P , γ_M y γ_R) deben tomar valor unidad ya que el objetivo es determinar los valores reales de resistencia al corte movilizadas a lo largo de la superficie de rotura. Además, dado que el nivel de confianza en estos valores es superior al que se obtiene normalmente con las campañas de reconocimiento, los cálculos posteriores se pueden realizar con unos valores inferiores de los factores parciales que, en este caso, quedan sujetos al criterio del proyectista.

6. CONSIDERACIONES SOBRE LA SITUACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

España es un país con un cierto riesgo sísmico por lo que, para completar todas las situaciones de cálculo, se debe abordar, en el proyecto, la situación sísmica. Este aspecto se debe analizar a través del EC-8 “Proyecto de estructuras sismorresistentes” ya que, en la cláusula 1.1.1 (7) del EC-7, se dice textualmente que “el EC-7 no trata los requisitos particulares del proyecto sísmico”.

Dentro del EC-8, los temas de contenido geotécnico se desarrollan más pormenorizadamente en la Parte 5 “Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos”, por lo que quedan fuera del ámbito de este texto referido al Anejo Nacional del EC-7.

A este respecto, es interesante destacar que el Anejo Nacional de la Parte 5 del EC-8 ha recogido el Enfoque de Proyecto 2 como método de cálculo de las actuaciones geotécnicas en condiciones dinámicas. La situación sísmica, al entenderla como situación accidental, implica que los valores de los factores parciales de mayoración de acciones son igual a la unidad, mientras que los valores de los factores

parciales de minoración de resistencias mantienen el valor correspondientes a las situaciones persistentes y transitorias.

Por último, es interesante indicar que se está analizando la posibilidad de incorporar los aspectos geotécnicos relacionados con la situación sísmica de cálculo en la futura versión del EC-7 que se está empezando a gestar dentro del Mandato de la Unión Europea para evolucionar el sistema de los eurocódigos, proceso que podría estar terminado en el año 2020.

7. REFERENCIAS

Bond, A., y Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Abingdon (Reino Unido): Taylor & Francis.

Bond, A. Presentation of Chairman. *27th meeting of CEN/TC250/SC7*, La Haya (Holanda), Marzo 2012.

Bond, A. Results of the NDP Survey 2009/10. *2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7*, Pavia, Italia, Abril 2010.

Broms, B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 90 (2): 27-64.

Broms, B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 90 (3): 123-158.

Estaíre, J., y Perucho, Á. (2008). Comparación del dimensionamiento de cimentaciones superficiales aplicando el Eurocódigo 7 y las normativas españolas. *Ingeniería Civil* 152, 73-85.

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvadas, M., Krebs, N., Orr, T., y Schuppener, B. (2004). *Designers' Guide to EN 1997-1*. Londres (Reino Unido): Thomas Telford Ltd.

Frank, R., Schuppener, B., Vogt, N., y Weissenbach, A. (2007). Verification of ultimate limit states in geotechnical design in Eurocode 7 in France and Germany. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11 (5): 621-641.

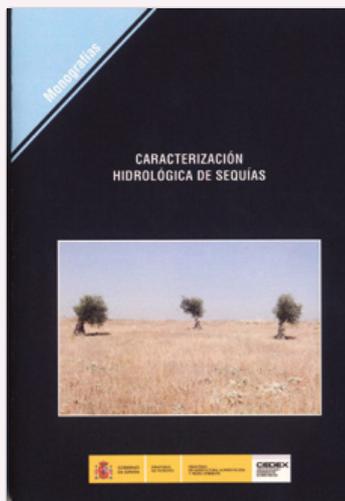
Lesny, K. (2013). Implementation of Eurocode 7 in German Geotechnical Design Practice. En P. Arnolds et al. (eds.), *Modern Geotechnical Design Codes of Practice: Implementation, Application and Development*. Ámsterdam (Holanda): IOS Press, 46-59.

Orr, T. *Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7*. Dublín (Irlanda), 2005.

Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J., y Oteo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Madrid: Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

8. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer el trabajo realizado por Gracia Olivenza durante la elaboración del Anejo Nacional y la preparación de este artículo.



Caracterización hidrológica de sequías.

(Contiene DVD)

Autores: Javier Álvarez Rodríguez, Luis Miguel Barranco Sanz, Julio Villaverde Valero y Ángela Potenciano de las Heras

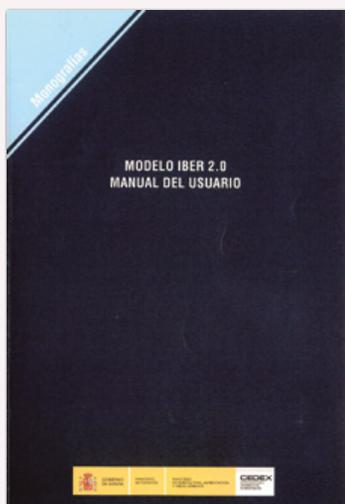
Serie Monografías: M-127

ISBN: 978-84-7790-563-9

Año: 2015

P.V.P.: 20 €

La monografía presenta trabajos realizados en el Centro de Estudios Hidrográficos para la Dirección General del Agua (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente) sobre la identificación y caracterización de sequías. En ella se tratan aspectos teóricos relativos a la definición de eventos de sequía y se identifica y analiza su ocurrencia durante el periodo de planificación hidrológica. El fin último de estos ejercicios prácticos es la valoración de los índices para su incorporación en sistemas de indicadores del estado hidrológico. Los índices estimados se han obtenido de variables hidrológicas como la precipitación, la escorrentía o la reflectividad de la imagen de satélite. En concreto, se describe el modelo de rachas y el conjunto de variables aleatorias que permiten caracterizar una sequía. Una vez implementado en series regionales de precipitación y escorrentía, se han asignado periodos de retorno a las sequías para permitir su ordenación en términos de peligrosidad, generando curvas regionales de Duración-Déficit-Frecuencia. El interés inmediato de estas curvas es la caracterización de sequías en curso y la selección de medidas de mitigación. Se han elaborado también series del índice de precipitación estandarizada en varios pasos temporales para, a partir de la lluvia registrada, estimar series representativas de las sequías en otras fases hidrológicas. Por último, se han tratado e interpretado imágenes de satélite para proponer un índice de sequía de desviaciones mensuales del conocido como de diferencia normalizada.



Modelo Iber 2.0. Manual del Usuario.

(Contiene DVD)

Autores: CEDEX

Serie Monografías: M-128

ISBN: 978-84-7790-568-4

Año: 2015

P.V.P.: 40 €

Iber es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen variable para el estudio hidromorfológico de cauces. El campo de aplicación de Iber es muy amplio, siendo su principal finalidad el estudio hidrodinámico en ríos, si bien permite estudiar además el transporte de sedimentos en los cauces y dispone de herramientas para realizar análisis de inundabilidad. También es adecuado para estudiar el flujo de marea en estuarios y realizar simulaciones de rotura de presas, entre otras. La versión 1.0 del modelo Iber (2010) constaba de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos y fue desarrollada en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua (y en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua de la Universidad de A Coruña, y el Grupo Flumen y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, ambos de la Universidad Politécnica de Cataluña). Todos los módulos del modelo trabajan sobre una malla tridimensional que reproduce la geometría del cauce y los elementos de la malla sirven para definir los volúmenes finitos sobre los que se realiza el cálculo. El presente manual detalla el alcance de las nuevas prestaciones de la versión 2.0 y se compone de cuatro apartados relativos a los aspectos del preproceso, el cálculo y el postproceso, así como de diez ejercicios resueltos de distinto nivel de dificultad.