

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales



2019

Centro virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:
<https://apps.fomento.gob.es/CVP/>

Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado:
<https://cpage.mpr.gob.es>

Título de la obra: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7:
Cimentaciones superficiales
- SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS-

Autor: Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras
Año de edición: 2019

Características edición digital:
1ª edición electrónica: junio 2019
Formato: PDF
Tamaño: 9,23 MB

Edita:
© Ministerio de Fomento
Secretaría General Técnica
Centro de Publicaciones

NIPO: 161-18-252-3

Aviso Legal: Todos los derechos reservados. Esta publicación no puede ser reproducida ni en todo ni en parte, ni registrada, ni transmitida por un sistema de recuperación de información en ninguna forma ni en ningún medio, salvo en aquellos casos específicamente permitidos por la Ley.



La *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7* es el resultado de la estrecha colaboración de un equipo formado por especialistas en geotecnia y en estructuras. El engarce de los conceptos básicos de ambas especialidades ha sido esencial para culminar el trabajo adecuadamente.

El *Eurocódigo 7* trata sobre los aspectos geotécnicos del proyecto estructural. Si la redacción de un código común para toda Europa suponía hace cuarenta años un reto de considerable dificultad para la ingeniería estructural, la adopción por parte de los expertos geotécnicos de la teoría de los estados límite con el uso de coeficientes parciales, habitual en el campo de las estructuras, suponía una dificultad adicional que se percibía casi como un obstáculo insalvable.

Sin embargo, transcurridos más de diez años desde la publicación de la versión vigente del *Eurocódigo 7*, ya se puede decir que el obstáculo ha sido salvado con éxito. El uso generalizado en Europa de los conceptos establecidos en el *Eurocódigo 7* está permitiendo incluso seguir avanzando en la armonización del proyecto geotécnico, lo que quedará reflejado en la nueva generación de Eurocódigos que está actualmente en preparación.

Esta *guía* tiene como objetivo servir de ayuda en el uso e interpretación del *Eurocódigo 7* para el proyecto geotécnico de obras de carretera y contribuir a la difusión en nuestro país de los conceptos recogidos en dicha norma.

La *guía* consta de diversas partes que irán siendo publicadas sucesivamente. La primera de dichas partes se ha dedicado a las *Bases del proyecto geotécnico*, con la idea de explicar la filosofía del proyecto geotécnico con *Eurocódigo 7* y constituir un punto de partida común a toda la serie; su lectura debe ser previa a la de cualquiera de las otras partes. El texto que aquí se presenta es la segunda de las partes de la *guía*, dedicada a *Cimentaciones superficiales*.

El documento *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales* ha sido redactado por Álvaro Parrilla Alcaide y Pilar Crespo Rodríguez (Dirección General de Carreteras) quienes han contado con la colaboración de José Estaire Gepp y Áurea Perucho Martínez (CEDEX), Alberto Bernal Riosalido (ByA Ingeniería), Miguel Ortega Cornejo (IDEAM) y Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR).

Es destacable el asesoramiento facilitado en las etapas iniciales por Roger Frank (École Nationale des Ponts et Chaussées, Francia), quien fue presidente del CEN TC 250/SC7 durante los años en que el *Eurocódigo 7* se redactó en su versión actual; así como las sugerencias efectuadas en la última etapa por Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (Universidad Politécnica de Cataluña), Carlos Oteo Mazo † (Universidad de La Coruña) y Antonio Soriano Peña † (Universidad Politécnica de Madrid), quienes hicieron una revisión del texto elaborado por el equipo redactor citado.

Octubre de 2018

EL DIRECTOR GENERAL DE CARRETERAS
Javier Herrero Lizano

PREÁMBULO

Los Eurocódigos Estructurales

La Comisión Europea puso en marcha en 1981 la redacción de un código estructural europeo que culminó con la aparición en 1984 de los primeros Eurocódigos. En las dos décadas transcurridas entre la publicación de esos primeros textos y los actuales, se ha producido una evolución muy significativa, no sólo en su contenido, sino en el grado de aceptación y reconocimiento por parte de la comunidad técnica europea y mundial.

En la década de los 90, hizo su aparición una segunda generación de Eurocódigos, elaborados en el seno del Comité Europeo de Normalización (CEN) por mandato de la Comisión Europea. Estos textos, conocidos como normas ENV, se publicaron con carácter experimental. Fue entre los años 2002 y 2007, cuando tuvo lugar la publicación de los *Eurocódigos Estructurales* como normas EN. Desde entonces, UNE ha traducido paulatinamente estos textos al español, publicándolos como normas UNE-EN.

Estas normas tienen carácter voluntario por su propia naturaleza, salvo que una disposición reglamentaria las declare obligatorias. Hay que destacar que sucesivas Directivas y Recomendaciones de la Unión Europea han hecho referencia expresa a los Eurocódigos y a la importancia de su adopción por los Estados miembro como forma de "*facilitar la provisión de servicios en el campo de la construcción creando un sistema armonizado de reglas generales*", lo que ha dado lugar a que en los últimos años la gran mayoría de los países europeos los hayan adoptado como código estructural único.

En el caso concreto de las obras públicas, la *Directiva de contratación pública*, traspuesta al ordenamiento jurídico español por la *Ley de contratos del sector público*, establece la preeminencia de las normas nacionales que incorporen normas europeas (UNE-EN, en el caso español) sobre cualquier otra especificación nacional a la hora de fijar las condiciones técnicas en los pliegos de contratación para la redacción del proyecto de dichas obras.

Además, existe reglamentación europea, de obligado cumplimiento de forma directa en los Estados miembro, que declara los Eurocódigos como normas de proyecto. Este es el caso, por ejemplo, del Reglamento (UE) 1299/2014 de la Comisión Europea, relativo a *Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad Ferroviaria*, de obligado cumplimiento para el proyecto de puentes de ferrocarril.

La serie Guías Eurocódigos

El uso creciente y generalizado de los Eurocódigos en los países de nuestro entorno ha dado lugar a la publicación de numerosos manuales, guías y ejemplos de aplicación de estas normas. En España, desde hace ya algunos años, los Eurocódigos se han convertido en textos de referencia en la enseñanza universitaria y han ido apareciendo publicaciones diversas relativas a los mismos, entre las que cabe citar algunos números monográficos en revistas especializadas.

La serie denominada *Guías Eurocódigos*, que aquí se presenta, puede considerarse sin embargo pionera en nuestro país. Su objeto es contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de los distintos Eurocódigos y, en última instancia, a facilitar su aplicación en los proyectos de la Dirección General de Carreteras.

La serie está planteada como un conjunto abierto de publicaciones que irá creciendo en función de las carencias o inquietudes técnicas que puedan surgir a medida que los Eurocódigos se impongan como código estructural español y se conviertan en textos de uso general.

En su elaboración se ha supuesto que el lector está familiarizado con los Eurocódigos correspondientes y es conocedor de los conceptos ingenieriles en los que se sustentan. Para evitar en lo posible la repetición de cláusulas, las guías necesitarán ser leídas junto con los propios Eurocódigos y con sus respectivos anejos nacionales españoles.

El Eurocódigo 7

El EC7 (UNE-EN 1997) titulado *Proyecto geotécnico*, trata los aspectos geotécnicos del proyecto de estructuras, de edificación y obra civil, estableciendo las reglas para determinar las acciones geotécnicas así como el planteamiento de las comprobaciones. Consta de dos partes, la Parte 1, *Reglas generales*, y de la Parte 2, *Investigación y ensayos del terreno*.

UNE-EN 1997 es un caso singular dentro del conjunto de los Eurocódigos. A diferencia de lo que ocurre con el resto, dedicados al cálculo estructural, el EC7 no recoge métodos y modelos de comportamiento del terreno o procedimientos de cálculo (sólo incluye algunas formulaciones en anejos informativos, sugeridas con carácter de ejemplo). Esta circunstancia, que suele producir un cierto desconcierto entre los usuarios neófitos, se comprende si se tienen en cuenta dos de los objetivos principales perseguidos por los redactores del EC7:

- Establecer unas bases de cálculo para las comprobaciones geotécnicas completamente homogéneas y compatibles con las bases del cálculo estructural, clarificando la aplicación de la teoría de los estados límite en las comprobaciones geotécnicas e introduciendo el uso de los coeficientes parciales
- Dar cabida en esas nuevas bases del proyecto geotécnico a las diferentes particularidades y criterios nacionales

La empresa era suficientemente compleja como para que todo el contenido del EC7 estuviera dedicado a las bases de cálculo, asumiéndose que los modelos de comportamiento del terreno pueden encontrarse en tratados geotécnicos o bibliografía especializada.

Actualmente, el EC7 está ya en uso en muchos países europeos. En todos ha supuesto un cambio en la forma de abordar las comprobaciones geotécnicas; más en unos países que en otros según lo adaptados que sus procedimientos estuvieran al método de los estados límite y a los coeficientes parciales. En España, su implementación requiere un cierto esfuerzo de adaptación, lo que explica la oportunidad de la guía que aquí se presenta, aunque ya se ha recorrido una buena parte del camino: en la última década, los diferentes textos normativos relativos al proyecto geotécnico de estructuras han ido evolucionando y aproximándose a la filosofía recogida en el EC7.

La guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con EC7

La *guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7* ha sido redactada con las dos premisas básicas siguientes:

- Asumir íntegramente la filosofía del EC7 y las bases para el proyecto geotécnico establecidas en dicha norma
- Incluir procedimientos y formulaciones allí donde el EC7 plantea únicamente principios, para disponer así de un documento autosuficiente en la medida de lo posible, manteniendo siempre una estricta coherencia con el EC7

En el texto de la guía se especifica qué formulaciones están de alguna manera recogidas en el EC7 y cuáles son propuestas de este documento. Es posible encontrar otros procedimientos, no contemplados por el EC7 ni por la guía que serán perfectamente válidos como alternativa, siempre que estén suficientemente avalados por la práctica y que se asegure que el tratamiento de la seguridad es coherente con los principios del EC7.

Aunque la mayor parte de los criterios y procedimientos recogidos en esta guía pueden ser aplicables cualquiera que sea el tipo de estructura analizada, su ámbito de aplicación son las obras de carretera, como se indica inequívocamente en su título.

Inicialmente, la guía se planteó con un índice parecido al del propio EC7, es decir, la intención primera fue la preparación de un documento en el que se desarrollaran todos los aspectos tratados por el EC7. Sin embargo, a medida que se fue avanzando en el trabajo, se comprobó que no todos los temas tenían en el EC7 el mismo grado de desarrollo y que las diferencias con la práctica tradicional española eran mayores o menores según el capítulo de que se tratara, lo que requería un tratamiento diferente para cada uno. Por este motivo, para conseguir mayor flexibilidad, se decidió hacer una publicación estructurada en diferentes partes, de aparición temporal sucesiva.

Por último, hay que señalar que todas las referencias al EC7 contenidas en la guía corresponden a la EN 1997-1:2004 con su modificación EN 1997-1:2004/AC:2009 y a la EN 1997-2:2007 con su modificación EN 1997-2:2007/AC:2010 o, indistintamente, a la versión UNE de las mismas.

Además, existen dos documentos que explican las bases del EC7, redactados por algunos de los ponentes de dicha norma, que han sido una referencia básica en la preparación de la guía¹: *Designers' Guide to EN 1997-1* y *Decoding Eurocode 7*.

Cimentaciones superficiales

Este documento explica y complementa el Capítulo 6, *Cimentaciones superficiales*, de UNE-EN 1997-1, aunque para ello se incluyen también explicaciones relativas a otros capítulos y anejos de la misma norma, a la Parte 2 del mismo Eurocódigo, así como a UNE-EN 1990, *Bases de cálculo estructural*.

Se incluye, en los capítulos 1 y 2, una breve introducción al concepto de cimentación superficial y se presentan los estados límite y los métodos de proyecto geotécnico, que el EC7 clasifica en método directo, indirecto y prescriptivo.

El capítulo 3 se dedica al análisis del estado límite último de estabilidad global, que debe abordarse, cualquiera que sea el método de proyecto, con carácter previo a cualquier otra comprobación.

En los capítulos 4 y 5, se trata pormenorizadamente cada una de las comprobaciones que es necesario efectuar si la verificación de la cimentación se lleva a cabo por el *método directo*. El método directo, en el cual se verifican de forma independiente los estados límite últimos y los estados límite de servicio, es el que se desarrolla más ampliamente en el EC7 por ser de aplicación general.

A continuación, en el capítulo 6, se aborda el proyecto geotécnico por el *método indirecto*, cuya aplicación requiere el cumplimiento de una serie de condiciones y que permite efectuar la comprobación de las cimentaciones mediante procedimientos simplificados.

En el capítulo 7, se presenta el denominado *método prescriptivo*, que se basa en la aplicación de reglas de proyecto suficientemente conservadoras y en un estricto control de la ejecución, que permite presuponer una determinada resistencia al hundimiento.

Por último, en el capítulo 8, se incluyen algunas consideraciones geotécnicas que deben ser tenidas en cuenta para llevar a cabo el proyecto estructural de la cimentación.

¹ Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Krebs Ovesen N., Orr T. y Schuppener B: *Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7. Geotechnical Design-General rules*. Ed. Thomas Telford (2005).

Bond A., Harris A: *Decoding Eurocode 7*. Ed. Taylor and Francis (2008).

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	13
1.1. Consideraciones generales	13
1.2. Notación específica para el cálculo de zapatas	15
2 ESTADOS LÍMITE Y MÉTODOS DE PROYECTO	17
2.1. Estados límite	17
2.2. Métodos de proyecto	18
2.3. Métodos de proyecto en cimentaciones superficiales	19
3 ESTABILIDAD GLOBAL (ELU-GEO)	23
4 PROYECTO POR EL MÉTODO DIRECTO: VERIFICACIONES EN ELU	27
4.1. Resistencia al hundimiento (ELU-GEO)	27
4.1.1 Consideraciones generales	27
4.1.2 Consideraciones adicionales para rocas	28
4.1.3 Solicitaciones en el plano de cimentación	29
4.1.3.1 Obtención de las solicitaciones a partir de las reacciones estructurales	29
4.1.3.2 Influencia de la posición del nivel freático en la determinación del valor de cálculo de la carga vertical	30
4.1.3.3 Valor de la carga vertical a considerar en la comprobación	32
4.1.4 Área efectiva	33
4.1.5 Determinación de la resistencia al hundimiento mediante modelos analíticos	37
4.1.5.1 Consideraciones generales	37
4.1.5.2 Formulación polinómica	37
4.1.5.3 Parámetros del terreno a introducir en la formulación polinómica	39
4.1.5.4 Determinación de los factores de capacidad de carga N	41
4.1.5.5 Determinación de los factores f	44
4.1.5.6 Formulación analítica según anejo D de UNE-EN 1997-1	48
4.1.5.7 Formulación analítica según Brinch Hansen	51
4.1.5.8 Variante de la formulación analítica	55
4.1.6 Determinación de la resistencia al hundimiento mediante procedimientos semiempíricos	58
4.1.6.1 Consideraciones generales	58
4.1.6.2 Resistencia al hundimiento a partir del ensayo presiométrico	59

4.1.6.3	Resistencia al hundimiento a partir de ensayos de penetración estática	64
4.1.7	Cargas con grandes excentricidades.....	67
4.2.	Resistencia al deslizamiento (ELU-GEO)	68
4.2.1	Consideraciones generales.....	68
4.2.2	Resistencia al deslizamiento en condiciones drenadas	71
4.2.3	Resistencia al deslizamiento en condiciones no drenadas.....	74
5	PROYECTO POR EL MÉTODO DIRECTO: VERIFICACIONES EN ELS	75
5.1.	Bases de cálculo.....	75
5.2.	Verificación de asientos (ELS).....	76
5.2.1	Planteamiento de la comprobación.....	76
5.2.2	Solicitaciones.....	77
5.2.3	Aspectos geométricos.....	78
5.2.4	Componentes del asiento	79
5.2.5	Modelos de cálculo	81
5.2.6	Valores límite de los asientos	82
5.2.7	Asientos diferenciales a introducir en el cálculo estructural.....	83
5.2.8	Cálculo de asientos con el modelo elástico.....	84
5.2.8.1	Parámetros elásticos del terreno	84
5.2.8.2	Rigidez relativa cimiento-terreno	88
5.2.8.3	Formulación elástica general	90
5.2.8.4	Formulación elástica simplificada	94
5.2.8.5	Formulación elástica simplificada para terreno asimilable al se- miespacio de Boussinesq	95
5.2.8.6	Generalización de la formulación elástica simplificada para za- pata circular	96
5.2.9	Cálculo de asientos según la teoría de la consolidación unidimensional..	99
5.2.9.1	Evaluación del asiento	99
5.2.9.2	Cálculo del asiento a partir del ensayo edométrico	99
5.2.9.3	Evolución del asiento de consolidación con el tiempo	102
5.2.9.4	Asiento de consolidación secundaria	104
5.2.10	Cálculo de asientos por procedimientos semiempíricos.....	105
5.3.	Verificación de giros (ELS).....	106
6	PROYECTO POR EL MÉTODO INDIRECTO	107
6.1.	Consideraciones generales.....	107
6.2.	Condiciones de aplicación	108

6.3. Método basado en la limitación de la movilización de la resistencia del terreno.....	109
6.4. Método basado en el ensayo de penetración estándar (SPT).....	110
6.4.1 Consideraciones generales.....	110
6.4.2 Limitaciones del método	111
6.4.3 Estimación de la presión admisible	111
6.4.4 Determinación del índice N_{60}	113
7 PROYECTO POR EL MÉTODO PRESCRIPTIVO	115
8 PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	117

1

INTRODUCCIÓN

1.1 Consideraciones generales

En el ámbito de aplicación de este documento se entiende como cimentación superficial aquella que transmite las cargas de la estructura a las capas más superficiales del terreno y tiene unas dimensiones en planta mayores que su canto.

Las recomendaciones que se formulan en este documento son aplicables a aquellos cimientos que pueden clasificarse claramente como superficiales, es decir, aquéllos cuyo canto es del orden de hasta dos veces el ancho de la cimentación ($D \leq 2B$). Para cantos mayores, las cimentaciones se consideran profundas o semiprofundas. En las cimentaciones semiprofundas, podrán utilizarse los procedimientos de cálculo de las superficiales, si bien el resultado de su aplicación suele resultar excesivamente conservador por lo que se recomienda su estudio mediante procedimientos específicos.

Las cimentaciones superficiales pueden ser zapatas o losas. En la [Figura 1](#) se muestran algunos ejemplos típicos de cimentaciones superficiales en obras de carretera. Las zapatas se pueden clasificar como aisladas, combinadas o corridas.

Se entiende por losa de cimentación aquel elemento de transmisión de cargas al terreno con ambas dimensiones en planta claramente mayores que su canto, en uno o varios órdenes de magnitud. Constituye un plano sobre que apoyan muros, pilas y otros elementos estructurales, que suele proyectarse cuando las zapatas que se requieren ocuparían un porcentaje muy elevado del área de la losa, cuando se pretenda disminuir la tensión media a transmitir al terreno, procurar una cierta homogeneización de asientos, impermeabilizar el fondo de ciertos tipos de estructuras, etc.

Según 6.3(3) de UNE-EN 1997-1, dependiendo de la relación entre la rigidez del elemento de cimentación y la del terreno de apoyo, puede ser necesario realizar un análisis de interacción terreno-estructura. Aunque, en general, este aspecto no tiene trascendencia en la compro-

bación de los estados límite últimos de tipo geotécnico (ELU-GEO), según los procedimientos de cálculo que se recogen en este documento, en ciertos casos de losas y zapatas combinadas o corridas, puede ser relevante, así como en el cálculo de asientos y otros movimientos de las cimentaciones.

Por último indicar que, para el proyecto de una cimentación es necesario disponer de un modelo geotécnico que defina la geometría de las capas relevantes del terreno y los valores característicos de los parámetros que intervienen en el cálculo.

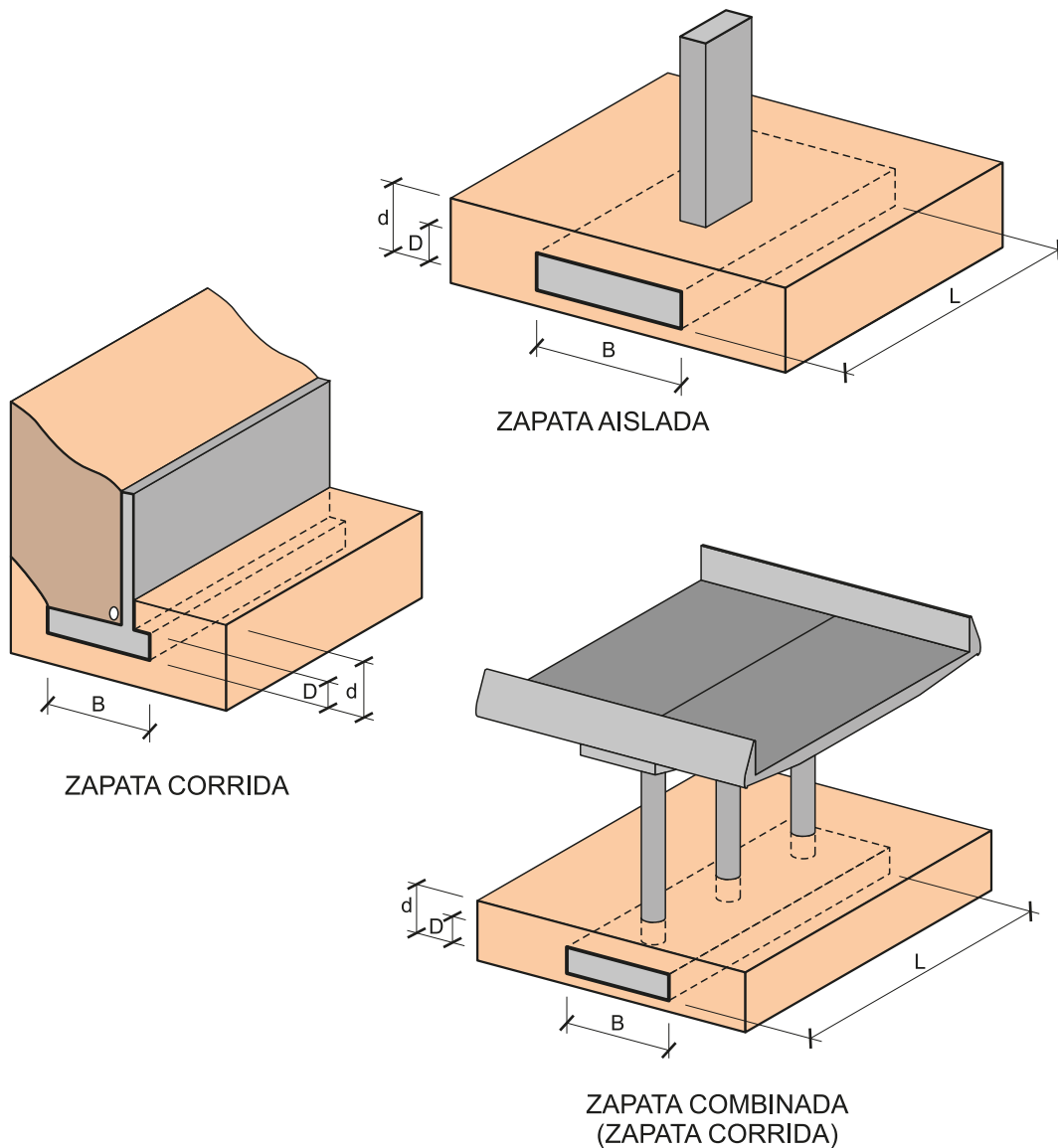


Figura 1 Tipos de cimentación superficial

1.2 Notación específica para el cálculo de zapatas

A continuación se define la notación específica utilizada en este documento, relativa a la geometría de las zapatas y a los esfuerzos aplicados sobre ellas.

Se consideran los siguientes parámetros geométricos (Figura 3):

B	Anchura de la zapata (dimensión menor en planta)
L	Longitud de la zapata (dimensión mayor en planta)
D	Canto de la zapata
d	Profundidad del plano de cimentación respecto de la superficie del terreno
d_w	Profundidad del nivel freático respecto de la superficie del terreno

En los puentes es habitual considerar los esfuerzos transmitidos por las pilas en ejes locales de pila, tomándose como eje local x el longitudinal de la misma, en sentido descendente. Los ejes locales y, z están en el plano perpendicular al eje de la pila. En el caso de pilas no esviadas, el eje y es perpendicular al eje longitudinal del tablero y el eje z paralelo al mismo, formando los tres ejes un triedro dextrógiro (Figura 2). De acuerdo con este criterio, los esfuerzos en base de pila se denominan:

N	Axil (según el eje x)
V_y	Cortante según el eje y
V_z	Cortante según el eje z
$M_{y,p}$	Momento según el eje y
$M_{z,p}$	Momento según el eje z

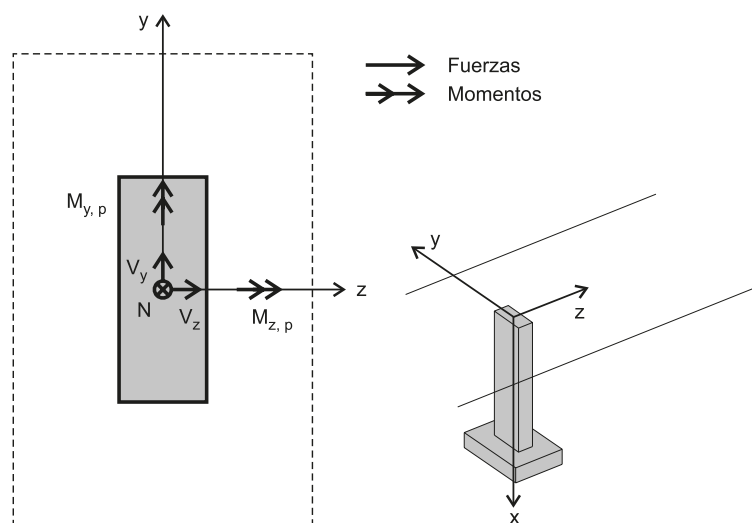


Figura 2 Notación para esfuerzos en base de pila

Sin embargo, en geotecnia, la práctica habitual es considerar el eje z como vertical, en sentido descendente (Figura 3). Respetando este criterio y adoptando la notación de UNE-EN 1997-1, los esfuerzos actuantes en el plano de cimentación se denominan:

- V Carga perpendicular al plano de cimentación (según el eje z)
- H_x Carga paralela al plano de cimentación según el eje x
- H_y Carga paralela al plano de cimentación según el eje y
- M_x Momento de eje x
- M_y Momento de eje y

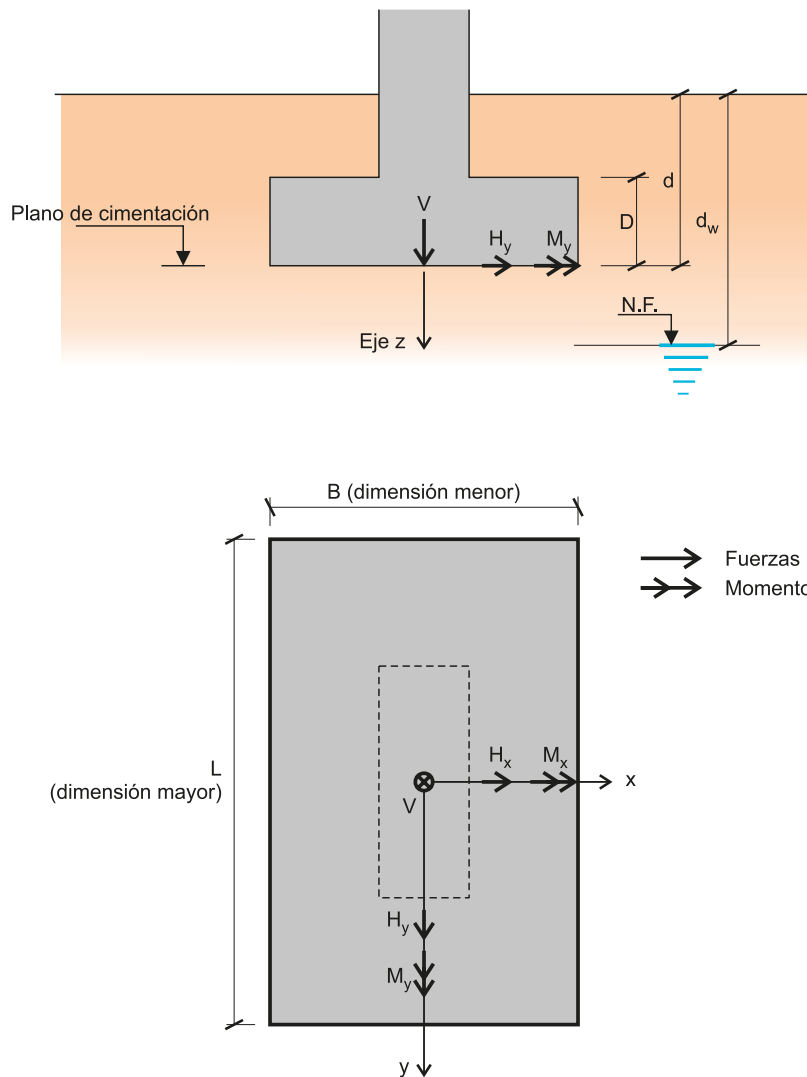


Figura 3 Notación para esfuerzos en plano de cimentación

2

ESTADOS LÍMITE Y MÉTODOS DE PROYECTO

2.1 Estados límite

La definición de estados límite así como otros conceptos generales se desarrollan en el documento *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*.

Los estados límite que se deben verificar en una cimentación superficial son los siguientes:

- Estabilidad global (ELU-GEO), apartado 6.5.1 de UNE-EN 1997-1
- Resistencia al hundimiento² (ELU-GEO), apartado 6.5.2 de UNE-EN 1997-1
- Resistencia al deslizamiento (ELU-GEO), apartado 6.5.3 de UNE-EN 1997-1
- Asientos (ELS para la cimentación), apartado 6.6.2 de UNE-EN 1997-1
- Estados límite para la verificación estructural del elemento de cimentación (ELU-STR y ELS), apartado 6.8 de UNE-EN 1997-1

Además, de acuerdo con 6.5.4 de UNE-EN 1997-1, es necesario determinar la excentricidad de la carga (con la combinación de acciones correspondiente a ELU) y tomar las precauciones indicadas en dicho apartado cuando dicha excentricidad sea superior a los valores especificados en el mismo (apartado 4.1.7).

UNE-EN 1997-1 no establece, en el capítulo de cimentaciones superficiales, la necesidad de una comprobación específica frente al vuelco, que es un estado límite último de equilibrio (EQU). Hay que entender que, salvo en condiciones muy particulares (como, por ejemplo, una cimentación sobre roca con gran excentricidad de la carga), la verificación del

² El concepto de resistencia al hundimiento, denominación tradicionalmente utilizada en España, se corresponde con el de *bearing resistance* que figura en EN 1997-1.

ELU-GEO de resistencia al hundimiento lleva implícita la verificación del vuelco. La posibilidad de fallo por vuelco sí se cita, aunque no se desarrolla, en el capítulo 9 de UNE-EN 1997-1 al tratar los muros de gravedad, que es donde esta comprobación tiene mayor importancia.

UNE-EN 1997-1 indica que, además de los asientos, en función de la tipología de la estructura soportada, puede ser necesario tener en consideración también otros movimientos, como los giros (apartado 5.3) y los desplazamientos horizontales.

En el apartado 6.2 de UNE-EN 1997-1, además de la relación anterior de estados límite a comprobar, se mencionan otros de carácter más específico que no se tratan en este documento:

- Fenómenos de levantamiento del terreno, bien debido a la presencia de suelos expansivos, a los efectos de las heladas o a otras causas
- Vibraciones inadmisibles

UNE EN 1997-1, 6.5.5, indica también que es necesario considerar los movimientos diferenciales entre cimientos y asegurar que no dan lugar a un ELU en la estructura soportada por los mismos, lo que puede ocurrir aunque no se haya producido ningún mecanismo de plastificación o rotura en el terreno.

Para la determinación de la cota de cimentación, se deben considerar los aspectos recogidos en 6.4(1) de UNE-EN 1997-1, entre los que se encuentran la socavación, la presencia de suelos expansivos, con sales solubles, etc. El proyecto analizará estos aspectos, así como cualquier otra singularidad relevante, los cuales en general se resolverán mediante la adopción de medidas constructivas específicas tendentes a impedir su aparición o minimizar su incidencia.

El fenómeno de la socavación requiere consideración especial puesto que se encuentra en el origen de una buena parte de los colapsos estructurales ocurridos en puentes situados sobre cursos de agua. La socavación aparece citada en varios capítulos de UNE-EN 1997-1, aunque esta norma no incluye un tratamiento integral y explícito de este fenómeno. Así por ejemplo, en 2.2(2), se menciona que los cambios en la geometría de la superficie del terreno provocados por la socavación (así como por la erosión o excavaciones) pueden dar lugar a nuevas situaciones de proyecto. Este fenómeno no sólo debe ser considerado en la determinación de la cota de cimentación sino que puede llegar a invalidar la solución mediante zapatas.

2.2 Métodos de proyecto

Las verificaciones de los diferentes estados límite en una cimentación pueden realizarse, de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.1(4), mediante uno de los procedimientos siguientes, o una combinación de los mismos (ver documento *Proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*):

- Cálculos
- Adopción de medidas prescriptivas
- Empleo de modelos experimentales y ensayos de carga
- Método observacional

En el caso de las cimentaciones superficiales, el proyecto geotécnico mediante cálculos es el más habitualmente utilizado y, en menor medida, se utiliza también el método prescriptivo, mientras que los dos últimos pueden ser más adecuados para otro tipo de cimentaciones.

2.3 Métodos de proyecto en cimentaciones superficiales

Una vez verificado el ELU-GEO de estabilidad global, debe procederse a la verificación de los demás estados límite, lo que, de acuerdo con 6.4(5) de UNE-EN 1997-1, debe realizarse para las cimentaciones superficiales siguiendo alguno de los tres métodos indicados a continuación.

Los dos primeros, el método *directo* y el *indirecto*, encajan dentro del proyecto geotécnico mediante cálculos y el tercero, método *prescriptivo*, dentro del proyecto mediante adopción de medidas prescriptivas.

- Método *directo*, en el cual se verifica de forma independiente cada estado límite.
 - En primer lugar, se verifican los ELU, empleando para ello modelos de cálculo que pretenden representar el mecanismo de fallo que realmente se produce. Los modelos de cálculo pueden consistir en formulaciones analíticas (apartado 4.1.5), formulaciones semiempíricas (apartado 4.1.6) basadas en correlaciones con ensayos de campo o métodos numéricos cuyo desarrollo queda fuera del alcance de esta guía
 - A continuación, se verifica el ELS de asientos y, si procede, de otros movimientos de la cimentación, mediante una evaluación de los mismos y comparación del resultado con unos valores límite (apartado 5.2.6). La evaluación de asientos puede realizarse empleando modelos de cálculo analíticos (apartados 5.2.8 y 5.2.9) o semiempíricos (apartado 5.2.10)

La secuencia de comprobaciones en el método directo se recoge en el diagrama de flujo de la [Figura 4](#), cuyo contenido se desarrolla en los capítulos 4 y 5 de este documento.

- Método *indirecto*, basado en experiencia comparable referida a cargas de servicio, en el cual se utilizan resultados de ensayos de campo o laboratorio, con lo que se considera satisfecha automáticamente la verificación de asientos. Este método también cubre indirectamente los ELU, al menos para estructuras normales sin cargas excepcionales, verificándose la cimentación en ELS y en ELU mediante una única comprobación. La secuencia de comprobaciones en el método indirecto se recoge en el diagrama de flujo de [Figura 5](#), cuyo contenido se desarrolla en el capítulo 6 de este documento.

Aunque UNE-EN 1997-1 se centra fundamentalmente en el método directo como procedimiento para la verificación de cimentaciones superficiales, cabe decir que también considera adecuado el método indirecto para estructuras de Categoría Geotécnica 2 (mientras que para las de Categoría Geotécnica 3 es necesario utilizar el método directo). La definición de categorías geotécnicas se encuentra en

UNE-EN 1997-1, 2.1 (ver documento *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*).

- Método *prescriptivo*, en el que se utilizan reglas de proyecto conservadoras y avaladas por la práctica (basadas en experiencia obtenida de la observación del comportamiento en servicio) que, acompañadas de un estricto control de ejecución, permiten presuponer un comportamiento adecuado de la cimentación (ver capítulo 7).

En los capítulos siguientes se formulan recomendaciones específicas sobre los procedimientos de verificación de las cimentaciones superficiales frente a los estados límite que suelen analizarse con mayor frecuencia. En la **Tabla 1**, se citan los procedimientos o modelos de cálculo desarrollados en esta Guía, agrupándolos en función del método de proyecto al que corresponden.

El valor de los coeficientes parciales que intervienen en todas las formulaciones recogidas en esta Guía figuran en el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1 (en adelante, Anejo Nacional). Corresponde al Anejo Nacional establecer el nivel de seguridad de las comprobaciones geotécnicas.

Tabla 1 **Métodos y modelos para la comprobación de las cimentaciones superficiales**

Método(*)	Modelo de cálculo(*)		Apartado
Directo	Analítico	Formulación polinómica para la resistencia al hundimiento	4.1.5.2
		Formulación para resistencia al deslizamiento	4.2
		Modelo elástico para estimación de asientos	5.2.8
		Estimación de asientos según la teoría de la consolidación unidimensional	5.2.9
	Semiempírico	Formulación para la resistencia al hundimiento a partir del ensayo presiométrico	4.1.6.2
		Formulación para la resistencia al hundimiento a partir de ensayos de penetración estática	4.1.6.3
		Estimación de asientos a partir del ensayo SPT (Burland y Burbridge)	5.2.10
		Estimación de asientos a partir del ensayo presiométrico	5.2.10
		Estimación de asientos a partir del ensayo de penetración estática	5.2.10
	Indirecto	Analítico	Formulación polinómica para la resistencia al hundimiento en servicio
Semiempírico		Presión admisible a partir del ensayo SPT	6.4
Prescriptivo	Presión admisible en rocas		7

(*) En este documento, se utiliza el término *método* en referencia a la secuencia de comprobaciones que es necesario efectuar para verificar los estados límite así como los criterios de seguridad correspondientes, mientras que los términos *modelo* o *procedimiento* se utilizan para referirse a las formulaciones concretas que permiten calcular una resistencia, movimiento o presión.

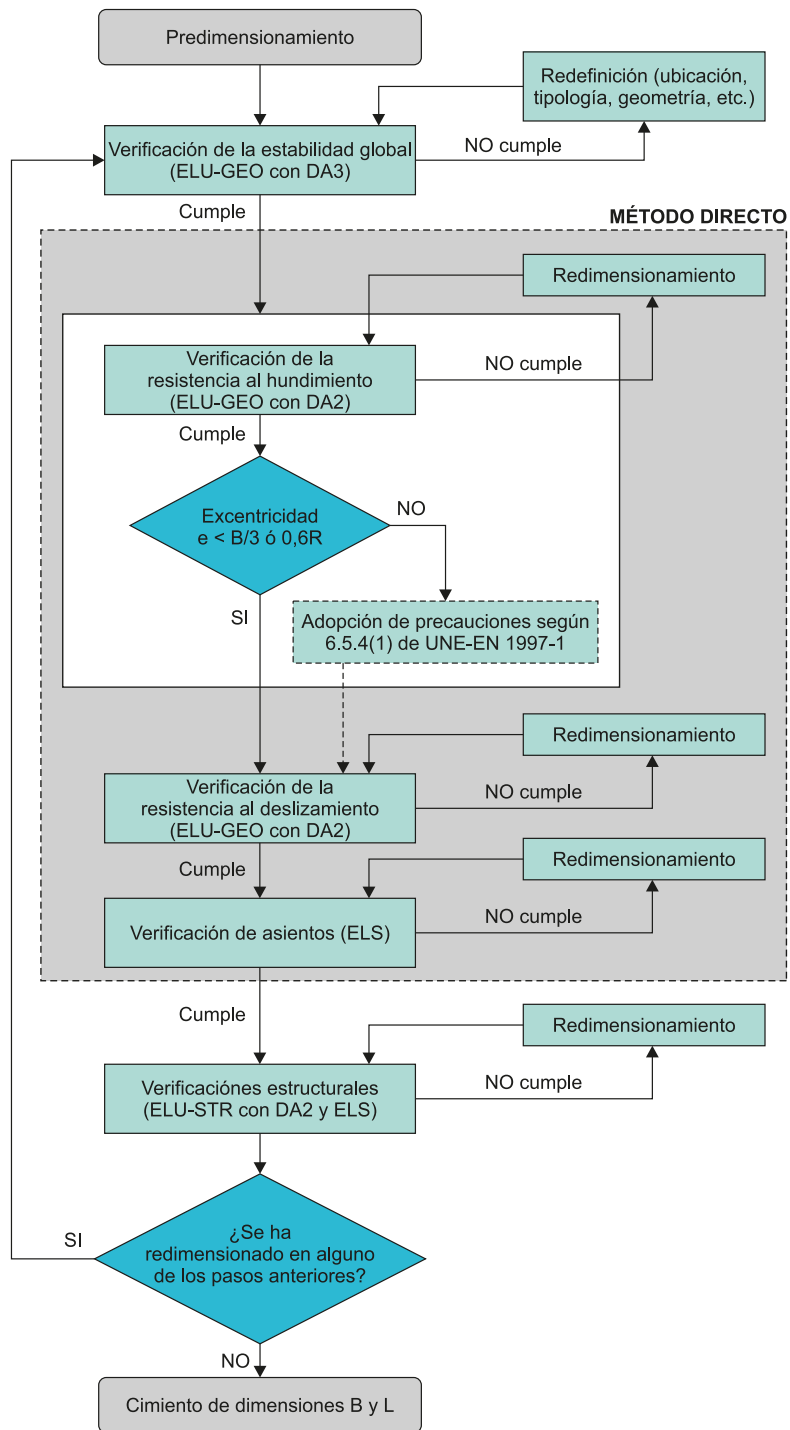


Figura 4 Secuencia de comprobaciones para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales por el método directo

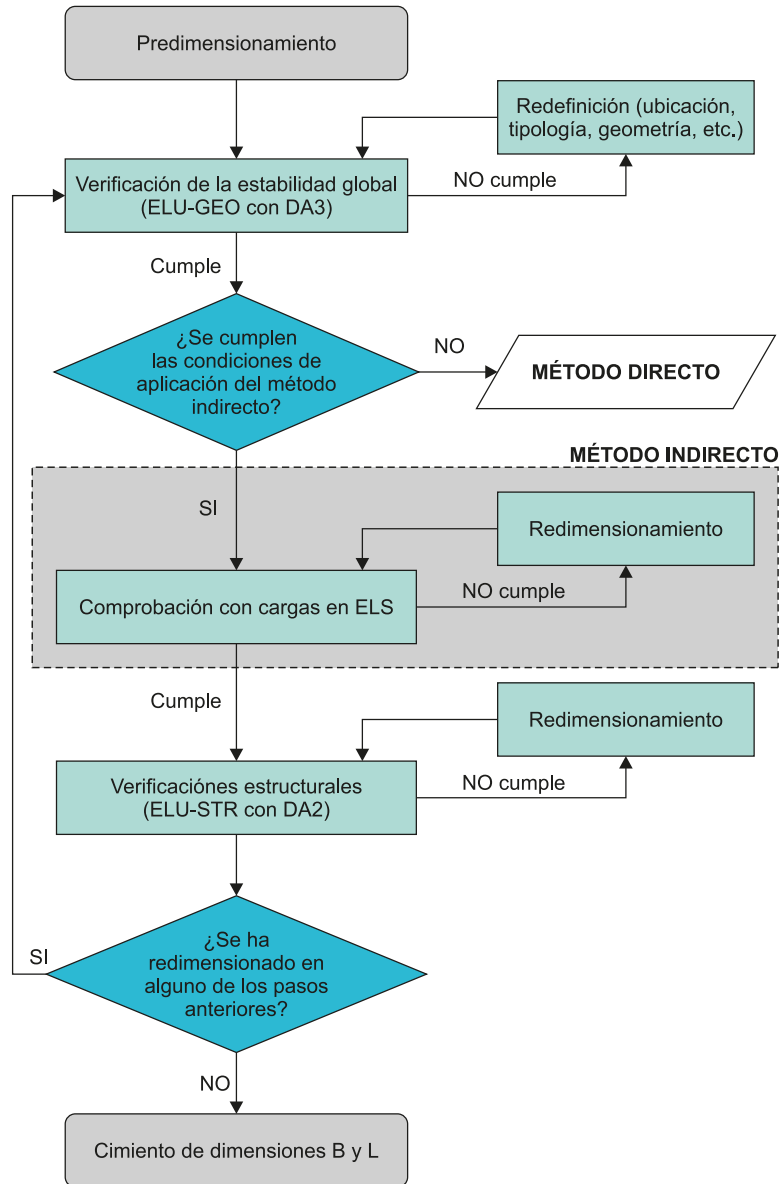


Figura 5 Secuencia de comprobaciones para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales por el método indirecto

3

ESTABILIDAD GLOBAL (ELU-GEO)

La pérdida de estabilidad global es un modo de fallo en el que participa una masa de terreno y la cimentación englobada en la misma. Se produce cuando los esfuerzos generados por las sollicitaciones superan a la resistencia al corte del terreno según una determinada superficie de rotura. El fallo provoca el deslizamiento del conjunto sobre dicha superficie, ocasionando su ruina (línea *AB* en la [Figura 6](#)).

Aunque no se cita explícitamente en UNE-EN 1997-1, también debe comprobarse la estabilidad global según superficies próximas a la cimentación que, sin englobarla, podrían dar lugar a una disminución de su carga de hundimiento al dejar la zapata más próxima al nuevo talud que se generaría (línea *CD* en [Figura 6](#)).

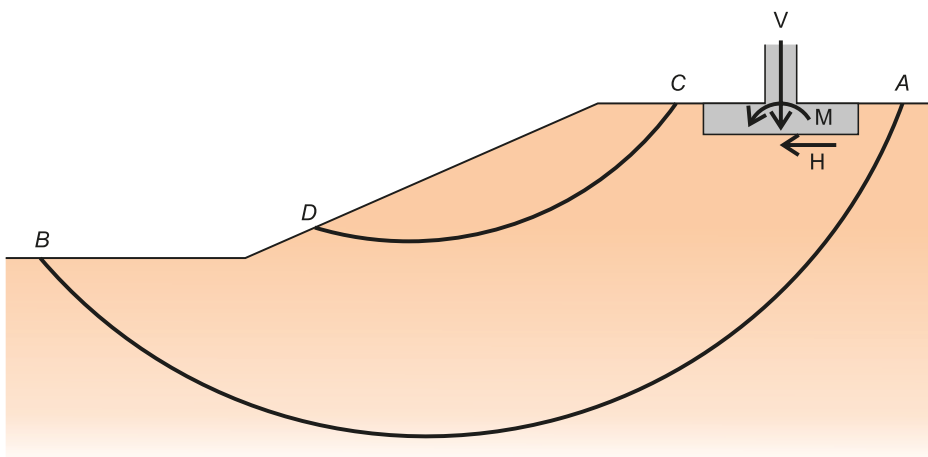


Figura 6 Estabilidad global. Caso general

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 6.5.1, la verificación de la estabilidad global puede resultar especialmente relevante cuando la cimentación se encuentre en las cercanías de:

- Taludes y laderas
- Excavaciones y muros de contención o sostenimiento
- Cauces fluviales, canales, lagos, embalses y zonas costeras
- Instalaciones mineras o estructuras enterradas

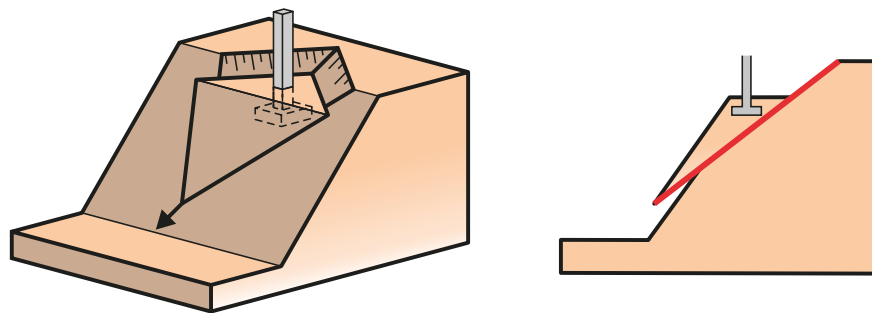
Este estado límite queda comprobado cuando se verifica la inecuación siguiente (expresión (2.5) de UNE-EN 1997-1):

$$E_d \leq R_d \tag{1}$$

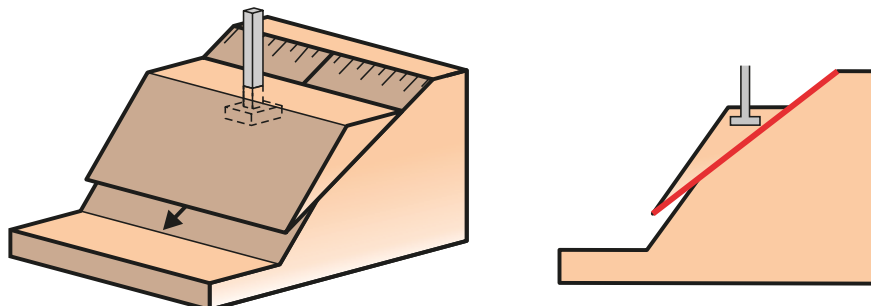
En la expresión (1), E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones que dan lugar a la inestabilidad, teniendo en cuenta la combinación de acciones relevante en la situación de proyecto que se esté analizando (persistente, transitoria, accidental o sísmica), y R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente, desarrollada según la superficie de rotura.

La verificación de este estado límite se desarrolla en el documento *Proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*

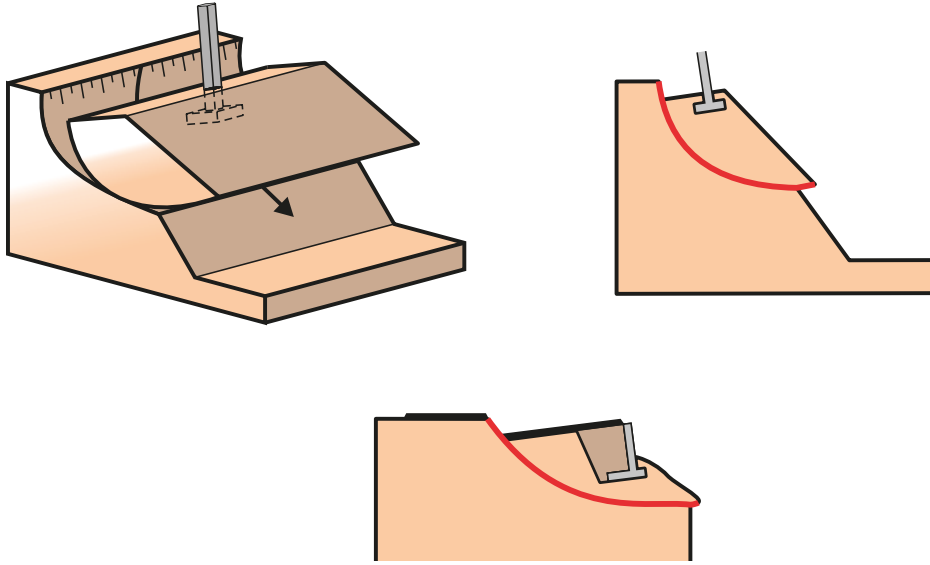
En la **Figura 7** se representan algunos ejemplos de fallo por pérdida de estabilidad global con cimentaciones superficiales.



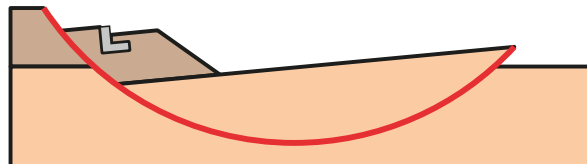
Rotura de una cuña de roca sobre dos litoclasas



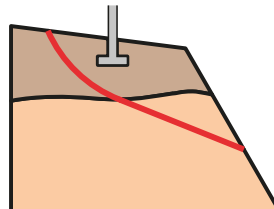
Fallo por deslizamiento plano sobre una litoclasa



Fallo por pérdida de estabilidad global en terreno tipo suelo



Fallo por pérdida de estabilidad global en terraplén sobre terreno tipo suelo



Fallo por pérdida de estabilidad global en formación rocosa con montera de material tipo suelo

Figura 7 Ejemplos de fallo por pérdida de estabilidad global

4

PROYECTO POR EL MÉTODO DIRECTO: VERIFICACIONES EN ELU

4.1 Resistencia al hundimiento (ELU-GEO)

4.1.1 Consideraciones generales

La comprobación de este ELU-GEO supone verificar el cimiento frente al modo de fallo de hundimiento, que implica la rotura del terreno sin que se produzca la rotura estructural del propio cimiento. En el caso de suelos, la rotura del terreno se idealiza mediante superficies que parten del plano de cimentación, se incurvan y emergen a cierta distancia del mismo (Figura 12).

Este estado límite queda comprobado cuando se verifica la inecuación siguiente (expresión (6.1) de UNE-EN 1997-1):

$$V_d \leq R_d \quad (2)$$

V_d es el valor de cálculo de la fuerza vertical transmitida al terreno, obtenida de acuerdo con 4.1.3, teniendo en cuenta la combinación de acciones relevante en la situación de proyecto que se esté analizando (persistente, transitoria, accidental o sísmica).

R_d es el valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno frente a cargas normales al mismo (resistencia frente al hundimiento), que puede obtenerse utilizando formulaciones analíticas, como las descritas en 4.1.5, o bien mediante procedimientos semiempíricos, como los recogidos en 4.1.6.

La expresión (2) es una particularización de la expresión general de verificación de la resistencia, $E_d \leq R_d$ (expresión (2.5) de UNE-EN 1997-1).

El Anejo Nacional opta por el enfoque de proyecto 2 (DA-2) para el ELU-GEO de resistencia al hundimiento. Con este enfoque, el valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno es:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} \quad (3)$$

donde R_k es el valor característico de la resistencia al hundimiento del terreno (es decir, calculada con los valores característicos de sus parámetros) y γ_{Rv} el coeficiente parcial para la resistencia al hundimiento.

El valor de los coeficientes parciales se establece en el Anejo Nacional de la forma siguiente:

- Coeficientes parciales para las acciones γ_F (conjunto AI): En situación persistente y transitoria, su valor se fija en la tabla A.3a del Anejo Nacional y, en situación accidental, son iguales a la unidad, de acuerdo con el primer párrafo de 2.4.7.1(3) del Anejo Nacional
- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M (conjunto MI): Son iguales a la unidad, de acuerdo con la tabla A.4a del Anejo Nacional, para situaciones persistentes, transitorias y accidentales
- Coeficientes parciales para la resistencia γ_{Rv} (conjunto $R2$): Su valor se fija en la tabla A.5 del Anejo Nacional para para situaciones persistentes, transitorias y accidentales

La comprobación del ELU-GEO de resistencia al hundimiento debe efectuarse en todo tipo de suelos en condiciones drenadas y, en suelos cohesivos saturados, además, en condiciones no drenadas (situaciones de largo y corto plazo según 2.2(1) de UNE-EN 1997-1).

Para la verificación de la resistencia al hundimiento, resulta necesario comprobar la hipótesis de carga vertical máxima así como el resto de hipótesis que puedan resultar más desfavorables, como las fuerzas horizontales máximas (longitudinales o transversales) o las de máxima excentricidad (que implica menor área efectiva A' , ver 4.1.4), ya sea por momentos máximos (longitudinales o transversales) o bien por axiles mínimos y sus concomitancias. Los coeficientes parciales de las acciones podrán ser favorables o desfavorables en función de la hipótesis que se esté comprobando.

Cuando la comprobación de la resistencia al hundimiento en condiciones no drenadas sea determinante, es conveniente tener en cuenta la secuencia de introducción de las cargas y su relación con la evolución temporal de las características resistentes del terreno.

4.1.2 Consideraciones adicionales para rocas

UNE-EN 1997-1, 6.7(1), recoge una serie de aspectos que es necesario tener en cuenta en la caracterización del macizo para el proyecto de cimentaciones superficiales en roca, tales

como las características de las discontinuidades, la presencia de capas más débiles intercaladas o el estado de meteorización de la roca.

El uso de modelos analíticos para la determinación de la resistencia al hundimiento en rocas está menos extendido y presenta en general mayor complejidad que en suelos. Existen algunas formulaciones en la literatura técnica para abordar el cálculo analítico de cimentaciones en roca, las cuales requieren una caracterización detallada del macizo rocoso y la adopción de unos coeficientes parciales para la resistencia específicos para esos modelos de comportamiento (que no están contemplados en el Anejo Nacional).

Para rocas, UNE-EN 1997-1, 6.5.2.4(1) y 6.7(2), recomienda el empleo del procedimiento recogido en su anejo G, al que considera un *método prescriptivo*, en el que se presupone un valor de la resistencia al hundimiento del terreno (ver capítulo 7).

En el caso de rocas muy sanas, muy poco fracturadas y de elevada resistencia a compresión simple, la resistencia al hundimiento puede estar limitada por la resistencia a compresión del hormigón de la cimentación.

Los modelos de cálculo que se recogen en este apartado 4.1 están concebidos para ser empleados en materiales tipo suelo. A estos efectos, pueden considerarse como suelos, las rocas muy débiles (resistencia a compresión simple $q_u < 1$ MPa), las que estén fuertemente diaclasadas (índice $RQD < 10\%$) y las que estén bastante o muy meteorizadas (grado de meteorización ISRM igual o mayor que IV).

4.1.3 Solicitaciones en el plano de cimentación

4.1.3.1 Obtención de las solicitaciones a partir de las reacciones estructurales

El cálculo estructural proporciona, para distintas envolventes en ELU, los esfuerzos de cálculo axiales, cortantes y flectores en la sección de base de pila (N_d , V_{yd} , V_{zd} , M_{ydp} , M_{zdp}). A partir de estos esfuerzos, se obtienen los valores de cálculo (mediante ponderación a través de los correspondientes coeficientes parciales) de la carga vertical V_d , las fuerzas horizontales H_{xd} y H_{yd} y los momentos flectores M_{xd} y M_{yd} , que actúan en el plano de cimentación (contacto cimiento-terreno).

Las componentes sobre cada eje de la fuerza horizontal en el plano de cimentación, H_{xd} y H_{yd} , serán iguales al cortante en base de pila en cada dirección. El valor de cálculo de la fuerza horizontal total H_d :

$$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$$

En caso de que existan empujes descompensados sobre el canto de la zapata, será necesario considerarlos al calcular el valor del momento y de la fuerza horizontal en el plano de cimentación.

Para determinar los momentos en el plano de cimentación, M_{xd} y M_{yd} , hay que añadir a los momentos en base de pila el producto del cortante correspondiente por el canto de la zapata.

En 6.5.2.1(3) de UNE-EN 1997-1 se indica que el valor de cálculo de la carga vertical V_d debe incluir el peso de la cimentación, el peso de cualquier material de relleno de la excavación del cimiento y todos los empujes de tierras, sean favorables o desfavorables. También se indica que las presiones de agua que no sean causadas por cargas transmitidas por la cimentación deben incluirse como acciones.

4.1.3.2 Influencia de la posición del nivel freático en la determinación del valor de cálculo de la carga vertical

La posición del nivel freático y la posible existencia de agua en lámina libre sobre el terreno natural (situación típica en cauces) dan lugar a diversas formulaciones de la carga vertical, en función del valor de los términos F_t y U_b de la expresión (4). Las diferentes posibilidades se representan en la **Figura 8**.

La consideración de la carga vertical en términos de presiones efectivas V'_d implica considerar que se desarrolla la totalidad de la subpresión U_b bajo el cimiento (lo que puede favorecerse en la práctica mediante la adopción de medidas constructivas, como la preparación del terreno de apoyo con una cama de grava). La consideración en términos de presiones totales V_d implica considerar que la carga se transmite íntegramente al terreno sin que se desarrolle subpresión alguna a nivel del plano de cimentación, lo que supone que el terreno debe ser totalmente cohesivo y presentar una permeabilidad suficientemente baja, además de producirse una adhesión perfecta entre la totalidad de la superficie del cimiento y el terreno.

Es necesario establecer cómo aplicar los coeficientes parciales al peso de un cimiento total o parcialmente sumergido. En la hipótesis de carga vertical máxima, al ser la subpresión favorable y el peso de la cimentación desfavorable, una posible forma de aplicar los coeficientes parciales es utilizar $\gamma_{G,sup}$ para el peso y $\gamma_{G,inf}$ para la subpresión.

Sin embargo, físicamente, la fuerza que se transmite al terreno es el peso sumergido (peso total menos el empuje del agua). Al tratarlo como una fuerza única, cabe aplicar lo establecido en la nota a 2.4.2(9) de UNE-EN 1997-1 (principio denominado *single source*, referente a acciones del mismo origen), según la cual *“las acciones permanentes desfavorables (desestabilizadoras) o favorables (estabilizadoras) se puede, en algunos casos, considerar que tienen un mismo origen. En caso de considerarlas de ese modo, se puede aplicar un único coeficiente parcial a la suma de dichas acciones o a la suma de sus efectos.”* Es decir, se aplica un único coeficiente parcial a la suma de las dos acciones, peso y presión del agua.

El valor de cálculo de la carga vertical expresado en condiciones efectivas V'_d y en totales V_d resulta:

$$\begin{aligned} \text{a) Efectivas} \quad V'_d &= N_d + \gamma_G (W + F_t - U_b) \\ \text{b) Totales} \quad V_d &= N_d + \gamma_G (W + F_t) \end{aligned} \tag{4}$$

donde:

N_d Valor de cálculo del axil transmitido por la estructura

W Valor característico del peso de la zapata

U_b Valor característico de la fuerza debida a la presión hidrostática (subpresión) en el plano de cimentación

F_t Valor característico del peso del relleno y del agua sobre la zapata

γ_G Coeficiente parcial de las acciones permanentes, que se tomará con su valor $\gamma_{G,sup}$, si el término entre paréntesis en la expresión anterior es desfavorable y con su valor $\gamma_{G,inf}$, si es favorable

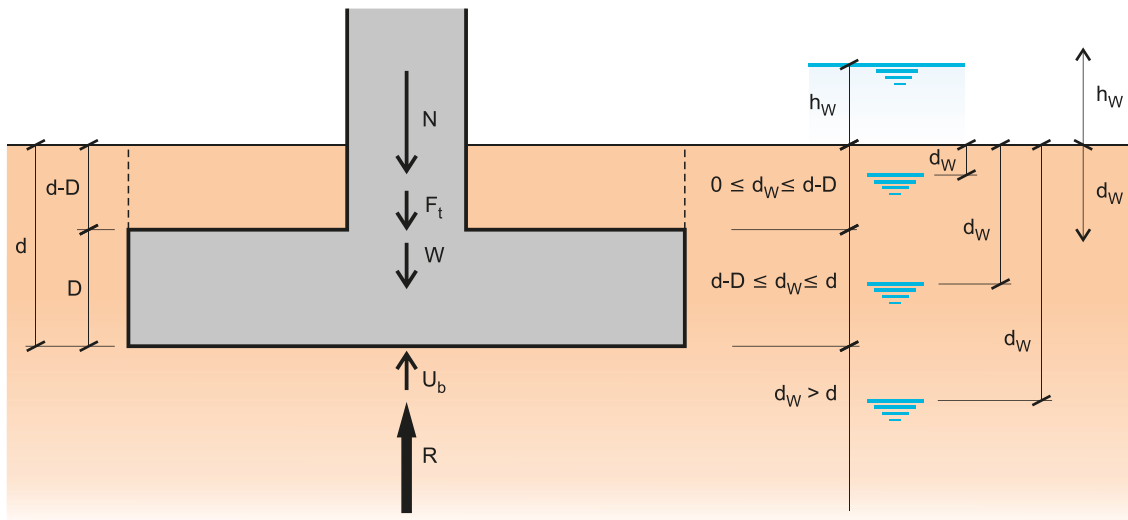


Figura 8 Fuerzas actuantes en el plano de cimentación

Nivel freático entre la superficie del terreno y la cara superior del cimiento $0 \leq d_w \leq d-D$	$F_t = [\gamma d_w + \gamma_{sat} (d - D - d_w)](A - A_p)$ $U_b = \gamma_w (d - d_w) A$	(5)
Nivel freático entre la cara superior del cimiento y el plano de cimentación $d-D \leq d_w \leq d$	$F_t = \gamma (d - D) (A - A_p)$ $U_b = \gamma_w (d - d_w) A$	(6)
Nivel freático por debajo del plano de cimentación $d_w > d$	$F_t = \gamma (d - D) (A - A_p)$ $U_b = 0$	(7)
Agua en lámina libre por encima del terreno (nivel freático en la superficie del terreno) $h_w \geq 0 (d_w = 0)$	$F_t = [\gamma_w h_w + \gamma_{sat} (d - D)](A - A_p)$ $U_b = \gamma_w (d + h_w) A$	(8)

donde:

- A Área de la base de la zapata
- A_p Área de la sección de pila
- D Canto de la zapata
- d Profundidad del plano de cimentación
- d_w Profundidad del nivel freático
- h_w Altura del agua en lámina libre sobre la superficie del terreno
- γ_w Peso específico del agua
- γ Peso específico aparente del terreno (por encima del nivel freático)
- γ_{sat} Peso específico saturado del terreno (por debajo del nivel freático)

4.1.3.3 Valor de la carga vertical a considerar en la comprobación

Tal y como se ha indicado en 4.1.1, la comprobación del ELU-GEO de hundimiento supone la verificación de la expresión (2) que implica la comparación de valores de cálculo de solicitaciones verticales V_d y resistencias del terreno R_d frente a dicho modo de fallo.

UNE-EN 1997-1 no especifica claramente si el valor de V_d se debe obtener en términos de presiones totales o efectivas. A este respecto, en los párrafos siguientes se recoge el criterio que se propone en este documento sobre el valor de la carga vertical a introducir en la expresión (2).

- En el análisis en condiciones drenadas, tanto cuando la resistencia del terreno se evalúe mediante procedimientos analíticos (expresiones (24), (26) ó (28)), como cuando se evalúe mediante procedimientos semiempíricos (expresiones (30) ó (43)), la carga vertical se determinará en términos de presiones efectivas, según la expresión (4)a).
- En el análisis en condiciones no drenadas, tanto cuando la resistencia del terreno se evalúe mediante procedimientos analíticos (expresiones (23), (25) ó (27)), como cuando se evalúe mediante procedimientos semiempíricos (expresiones (30) ó (43)), la carga vertical se determinará en términos de presiones efectivas, según la expresión (4)a). Hay que tener en cuenta que, por coherencia, al tomar la carga vertical en presiones efectivas, el término en q de las expresiones (23) y (27) debe tomarse también en términos de presiones efectivas como q' .

Para el análisis en condiciones no drenadas³, complementariamente, es conveniente una segunda comprobación: verificar la expresión (2) con la carga vertical en términos de presiones totales (expresión (4)b). Esta segunda comprobación debe decidirse con juicio ingenieril y será tanto más conveniente cuanto más se parezca la situación real al planteamiento teórico enunciado en 4.1.3.2 respecto a la consideración de la carga en términos de presiones totales.

La diferencia en los resultados según se efectúe una u otra comprobación puede ser especialmente relevante en situaciones en las que exista una lámina de agua libre por encima del terreno natural.

4.1.4 Área efectiva

El área de la cimentación que participa en la verificación del ELU-GEO de resistencia al hundimiento es la denominada *área efectiva*, obtenida reduciendo las dimensiones nominales a partir de la excentricidad de la carga. El área efectiva A' es la correspondiente a un rectángulo de dimensiones B' y L' que son, respectivamente, la dimensión menor y la mayor de dicha área.

$$A' = B' \cdot L' \quad (9)$$

En el caso habitual de cimentación rectangular, los detalles para la obtención del área efectiva se indican en la Figura 9. Ambas dimensiones efectivas B' y L' pueden resultar paralelas a cualquiera de las dimensiones nominales B o L indistintamente, en función de las excentricidades resultantes de la carga vertical de cálculo en las dos direcciones.

La excentricidad correspondiente a cada dirección se obtiene como sigue:

$$e_{xd} = \frac{M_{yd}}{V_d} \quad e_{yd} = \frac{M_{xd}}{V_d} \quad (10)$$

e_{xd} Excentricidad de cálculo según eje x

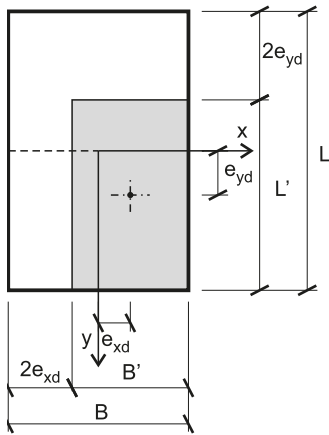
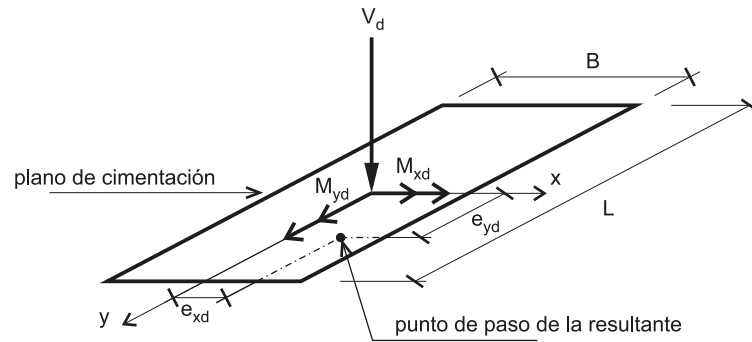
e_{yd} Excentricidad de cálculo según eje y

M_{xd} Momento de cálculo de eje x

M_{yd} Momento de cálculo de eje y

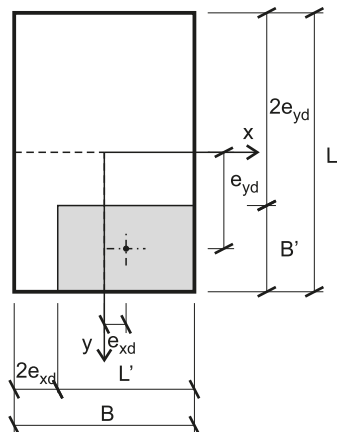
V_d Carga vertical de cálculo

3 La literatura técnica no ofrece una solución única para este caso. Entre los textos dedicados a la explicación del Eurocódigo, *Decoding Eurocode 7* propone expresar la carga vertical en términos de presiones totales, es decir, sin restar la subpresión en la base del cimiento. *Designers's Guide to EN 1997-1*. *Eurocode 7* indica que la carga debe ser la total pero plantea como posible alternativa la consideración de la efectiva.



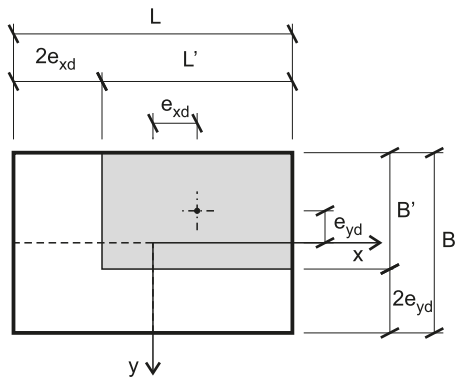
$$B' = B - 2e_{xd}$$

$$L' = L - 2e_{yd}$$



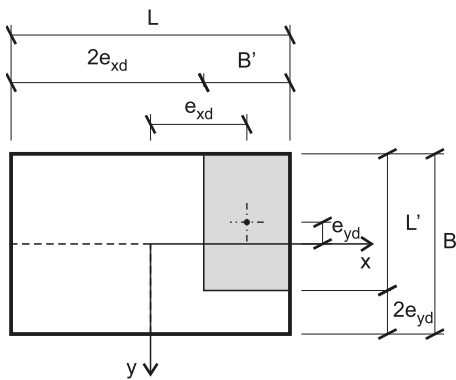
$$B' = L - 2e_{yd}$$

$$L' = B - 2e_{xd}$$



$$B' = B - 2e_{yd}$$

$$L' = L - 2e_{xd}$$



$$B' = L - 2e_{xd}$$

$$L' = B - 2e_{yd}$$

Figura 9 Área efectiva en zapata rectangular

Para aquellos casos en los que la cimentación no sea rectangular, en primer lugar, se obtiene el área cobaricéntrica, que está inscrita en la cimentación y tiene su centro de gravedad en el punto de paso de la resultante de las acciones en el plano de cimentación, y a continuación el área rectangular equivalente. El área cobaricéntrica A' es la encerrada por el contorno RS y sus simétricos respecto a los ejes indicados (Figura 10). Las dimensiones del área efectiva rectangular equivalente son:

$$B' = \sqrt{12 \frac{I'}{A'}} \quad L' = \frac{A'}{B'} \quad (11)$$

donde I' es el mínimo de los momentos de inercia del área cobaricéntrica respecto de los ejes que pasan por su centro de gravedad.

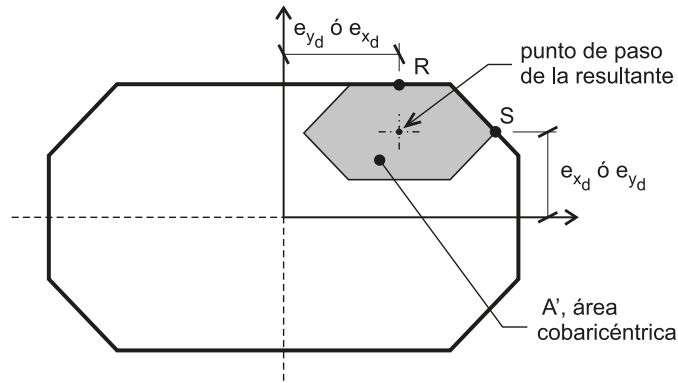


Figura 10 Área efectiva en caso general de zapata poligonal

En el caso de una cimentación circular (Figura 11), el área efectiva se obtiene a partir de las expresiones siguientes:

$$A' = \pi R^2 \left(\frac{2}{\pi} \arccos \left(\frac{e_d}{R} \right) - \frac{2e_d}{\pi R} \sqrt{1 - \left(\frac{e_d}{R} \right)^2} \right) \quad (12)$$

$$B' = \sqrt{A' \frac{(R - e_d)}{\sqrt{R^2 - e_d^2}}} \quad (13)$$

$$L' = \sqrt{A' \frac{\sqrt{R^2 - e_d^2}}{(R - e_d)}} \quad (14)$$

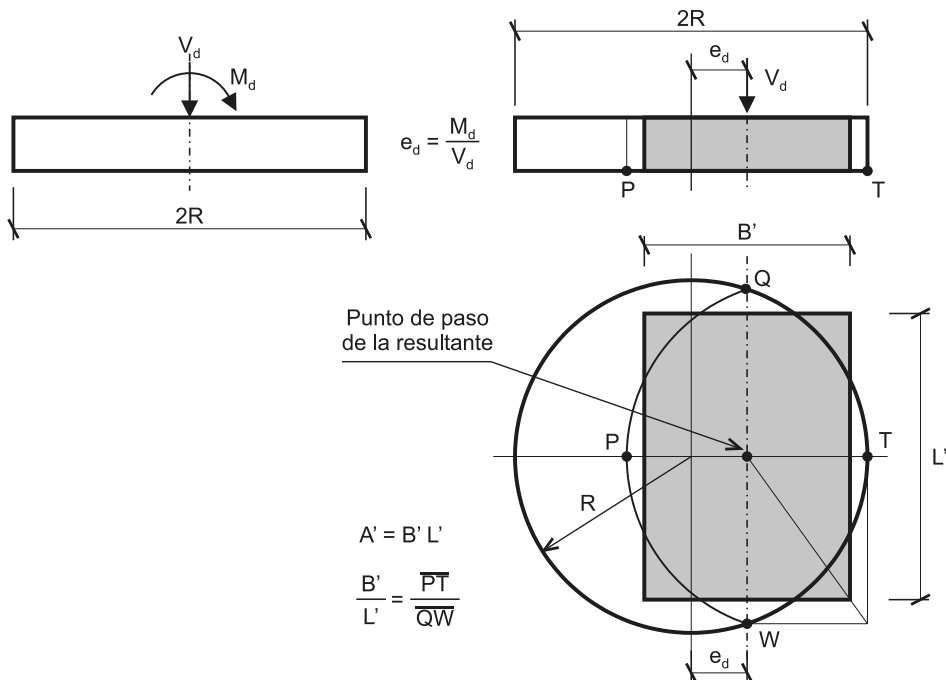


Figura 11 Área efectiva en zapata circular

4.1.5 Determinación de la resistencia al hundimiento mediante modelos analíticos

4.1.5.1 Consideraciones generales

La aplicación de modelos analíticos en la determinación de la resistencia al hundimiento requiere tener en cuenta las siguientes consideraciones generales, según 6.5.2.2 de UNE-EN 1997-1:

- El modelo analítico utilizado debe estar suficientemente avalado por la práctica. En concreto, UNE-EN 1997-1 permite la utilización de formulaciones polinómicas, recogiendo como ejemplo la que figura en su Anejo D (informativo)
- Han de considerarse los valores de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno R_d en condiciones drenadas y, en su caso, no drenadas
- Los modelos analíticos requieren desarrollos y adaptaciones específicas, no contempladas en esta Guía, en determinados casos como los que se describen a continuación:
 - Cuando el terreno bajo la cimentación presenta un patrón claro de discontinuidades. En este caso, el modelo debe tener en cuenta sus características estructurales y litológicas
 - Cuando el terreno bajo la cimentación es una formación estratificada con diferencias importantes de propiedades entre estratos. Si la formación débil se encuentra sobre otra más resistente, es conservador utilizar los parámetros geotécnicos de la débil (la más superficial) y, si es la formación resistente la que se encuentra sobre otra más débil, debe realizarse una comprobación a punzonamiento sobre la débil

En cualquier caso, constituye un requisito previo e insoslayable para la verificación de las cimentaciones superficiales frente al hundimiento mediante métodos analíticos, el conocimiento con suficiente aproximación de las propiedades del terreno.

4.1.5.2 Formulación polinómica

La formulación polinómica responde al cálculo analítico del equilibrio para una rotura a lo largo de una superficie cuya geometría está definida por la teoría de la plasticidad. La primera formulación fue desarrollada en 1920 por Prandtl. Posteriormente ha ido evolucionando y modificándose mediante las aportaciones de diversos autores a lo largo de los años. En general, estas aportaciones se refieren a la influencia en la resistencia al hundimiento de diversos aspectos como el peso estabilizador de la cuña de hundimiento, la forma en planta de la zapata, la inclinación del plano del cimiento, de la carga y de la superficie del terreno o la participación del terreno por encima del plano de cimentación. Estos aspectos se han ido incorporando mediante consideraciones teóricas, observaciones empíricas y juicio ingenieril.

Como se ha indicado, el anejo D de UNE-EN 1997-1 presenta una formulación polinómica (apartado 4.1.5.6) basada, entre otros, en los trabajos de Vesic. Esta formulación tiene carácter de ejemplo, al igual que otros procedimientos de cálculo que figuran en los anejos de este Eurocódigo. El anejo D de UNE-EN 1997-1 es informativo y con ese mismo carácter se mantiene en el Anejo Nacional. Pueden, por tanto, utilizarse otras formulaciones.

En el apartado 4.1.5.7, se ha incluido también la formulación original de Brinch Hansen (de la cual se deriva la recogida en el anejo D de UNE-EN 1997-1) quien, partiendo de las aportaciones de Terzaghi y Meyerhof abordó el problema con mayor generalidad. Además, en el apartado 4.1.5.8, se ha incluido una tercera formulación, que introduce ligeros cambios respecto a la anterior y que ha sido bastante utilizada en los últimos años.

El valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno R_d se puede formular de manera genérica como se indica en la expresión (15). Esta formulación se corresponde con una superficie de rotura del tipo de la representada en la Figura 12, válida para un suelo homogéneo y de superficie horizontal.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left(c N_c f_c + q N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma f_\gamma \right) \quad (15)$$

El coeficiente parcial γ_{Rv} es el dado en la tabla A.5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, que corresponde al DA-2 adoptado para la verificación de la resistencia al hundimiento.

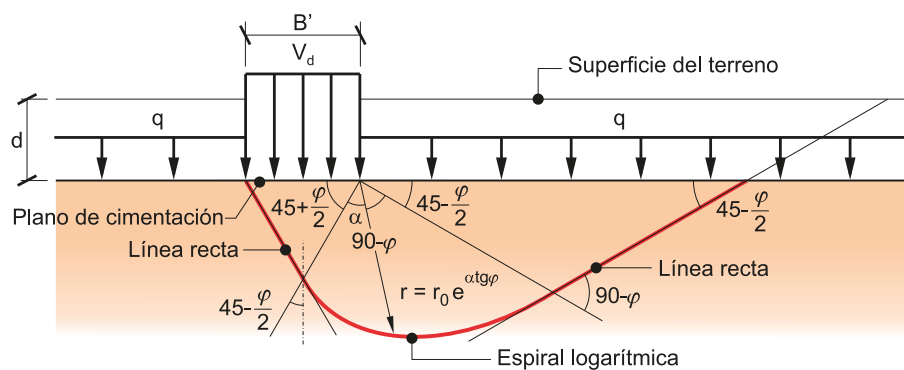


Figura 12 Superficie teórica de rotura por hundimiento en suelo homogéneo

Los tres sumandos de la expresión (15) representan la resistencia que se deriva de:

- La cohesión del terreno c
- Las cargas situadas por encima del plano de cimentación (normalmente el peso de las tierras) q
- El peso del terreno involucrado en la rotura, expresado como función del producto del peso específico del terreno situado bajo la cota de cimentación γ por la dimensión efectiva del cimientto B'

Tal como se desarrolla en 4.1.5.4, los factores de capacidad de carga N son función del ángulo de rozamiento interno φ . Los factores correctores f se obtienen a partir de varios coeficientes adimensionales que tienen en cuenta determinados efectos parciales que intervienen en el hundimiento, tal como se indica en 4.1.5.5. Es precisamente en la determinación de los factores correctores f donde han surgido las principales variantes de esta formulación.

4.1.5.3 Parámetros del terreno a introducir en la formulación polinómica

Los parámetros γ , c , φ que han de usarse en los cálculos representan las características del terreno involucrado en la zona de rotura por hundimiento, y debe tomarse para ellos el valor característico adecuado a la situación de proyecto que se esté verificando, como corresponde al DA-2.

En el caso de condiciones drenadas, los parámetros geotécnicos a introducir en la expresión (15) son γ' , c' , φ' , mientras que, en el caso de condiciones no drenadas, se introduce un valor de la cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje ($c = c_u$) y un ángulo de rozamiento interno de valor nulo ($\varphi = 0$).

La carga q que aparece en el segundo sumando en la expresión (15) se determina como se ha especificado en el apartado 4.1.3, considerando las cargas verticales a nivel del plano de cimentación que se encuentran fuera de la vertical del área efectiva de la zapata.

Los cuatro casos recogidos en la Figura 8 pueden reducirse a tres (por agrupación en uno sólo cuando el nivel freático se encuentre entre la superficie del terreno y el plano de cimentación), tal y como se indica a continuación:

<p>Nivel freático entre la superficie del terreno y el plano de cimentación</p> $0 \leq d_w \leq d$	$q = \gamma d_w + \gamma_{sat} (d - d_w)$ $u_b = \gamma_w (d - d_w)$ $q' = q - u_b = \gamma d_w + \gamma_{sum} (d - d_w)$	
<p>Nivel freático por debajo del plano de cimentación</p> $d_w > d$	$q = \gamma d$ $u_b = 0$ $q' = q - u_b = \gamma d$	(16)
<p>Agua en lámina libre por encima del terreno (nivel freático en la superficie del terreno)</p> $h_w \geq 0 \quad (d_w = 0)$	$q = \gamma_{sat} d + \gamma_w h_w$ $u_b = \gamma_w (d + h_w)$ $q' = q - u_b = \gamma_{sum} d$	

donde:

- d Profundidad del plano de cimentación
- d_w Profundidad del nivel freático
- h_w Altura del agua en lámina libre sobre la superficie del terreno
- γ_w Peso específico del agua
- γ Peso específico aparente del terreno (por encima del nivel freático)
- γ_{sat} Peso específico saturado del terreno (por debajo del nivel freático)
- γ_{sum} Peso específico sumergido del terreno
- u_b Presión del agua al nivel del plano de aplicación de la carga q

Si el valor de q no es uniforme, podrá utilizarse el valor medio a lo largo del lado que menor carga tenga. En cualquier caso, sólo se contará con la contribución de la carga q a la resistencia al hundimiento cuando se pueda garantizar su presencia en el tiempo que dure la situación de proyecto que se está analizando.

En condiciones no drenadas, el término en γ que aparece en el tercer sumando de la expresión (15) tiene valor nulo por ser $N_\gamma = 0$, mientras que, en condiciones drenadas, el valor de γ' se determina de la forma siguiente:

- El peso específico γ (peso específico aparente), si el nivel freático está situado a una profundidad mayor que $1,5B'$ bajo el plano de cimentación
- El peso específico sumergido γ_{sum} , si el nivel freático está situado al nivel del plano de cimentación o por encima del mismo
- Un peso específico interpolado linealmente entre los dos anteriores, si el nivel freático se encuentra en una posición intermedia

Si existiera un flujo de agua ascendente que pudiera afectar al cimiento (situación indeseable), el valor de γ' sería el siguiente:

$$\gamma' = \gamma_{sum} - I_v \gamma_w \tag{17}$$

donde I_v es el gradiente hidráulico vertical medio en la zona de espesor $1,5B'$ bajo el plano de cimentación y γ_w es el peso específico del agua.

Cuando la superficie de rotura afecte a terrenos de distinta naturaleza, es necesario tener en cuenta este aspecto. Aunque UNE-EN 1997-1 no incluye ningún procedimiento para ello, siempre que las diferencias en las características resistentes sean moderadas, se podrá asimilar el terreno heterogéneo a otro homogéneo con unos parámetros de cálculo equiva-

lentes. Cuando el terreno bajo la cimentación esté estratificado horizontalmente y las diferencias en el ángulo de rozamiento sean de menos de 15° , se podrán suponer los siguientes parámetros equivalentes:

$$\begin{aligned}\gamma_{eq} &= \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \\ c_{eq} &= \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n c_i h_i \\ \ln(\tan \varphi_{eq}) &= \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n h_i \ln(\tan \varphi_i)\end{aligned}\tag{18}$$

donde:

h_i espesor de cada estrato existente bajo el plano de cimentación (hasta una profundidad H)

γ_i, c_i, φ_i parámetros γ, c, φ que corresponden al estrato i de los n en que puede dividirse la profundidad H

H profundidad de la zona de afección de la cimentación, en la que debe realizarse esa ponderación, tomándose a estos efectos la profundidad que, estando comprendida entre B' y $3B'$, conduzca al valor más bajo del ángulo de rozamiento equivalente

4.1.5.4 Determinación de los factores de capacidad de carga N

Los factores de capacidad de carga N son función únicamente del ángulo de rozamiento interno del terreno. Cada uno de ellos se designa con un subíndice que indica a cuál de los términos de la fórmula polinómica corresponde.

Los factores N_c y N_q son comunes en las tres formulaciones que se presentan en esta Guía y son los que figuran en las expresiones (19) y (20).

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} e^{\pi \tan \varphi}\tag{19}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}\tag{20}$$

Su valor se representa gráficamente en la [Figura 14](#) y numéricamente en la [Tabla 3](#).

Sin embargo, N_γ presenta ligeras variaciones de una formulación a otra, tal como se recoge en la [Tabla 2](#).

Tabla 2 Valores de N_γ

Formulación	Apartado	N_γ
Anejo D de UNE-EN 1997-1	4.15.6	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$ Base rugosa
Brinch Hansen	4.15.7	$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi$
Variante	4.15.8	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$ Base rugosa $N_\gamma = (N_q - 1) \tan \varphi$ Base lisa

La base rugosa es típica en cimientos hormigonados directamente contra el terreno, mientras que se puede considerar base lisa el caso, menos habitual, de elementos prefabricados, interposición de láminas, etc.

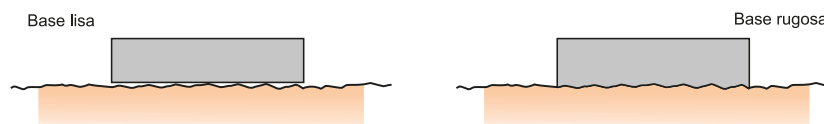


Figura 13 Tipo de superficie del plano de cimentación

Aunque el Anejo D de UNE-EN 1997-1 sólo recoge la expresión para base rugosa, se considera de aplicación en el caso de base lisa la expresión correspondiente a la formulación variante. La formulación según Brinch Hansen no tiene en cuenta este aspecto.

El valor del factor N_γ se representa gráficamente en la **Figura 15** y numéricamente en la **Tabla 3**.

Por último debe tenerse en cuenta que para el cálculo en condiciones drenadas se toma $\varphi = \varphi'$, mientras que, en condiciones no drenadas, se toma $\varphi = 0$, con lo que los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_q = 1$$

$$N_c = \pi + 2$$

$$N_\gamma = 0$$

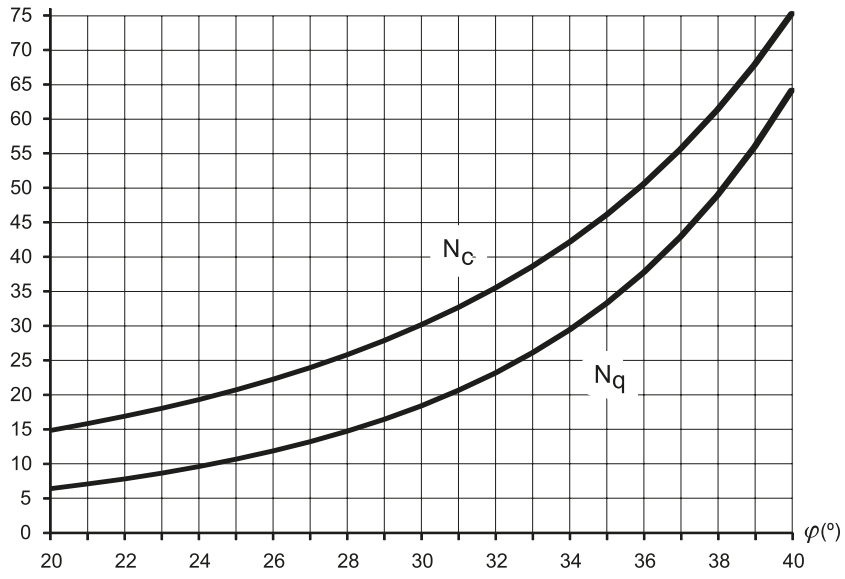


Figura 14 Factores N_c y N_q

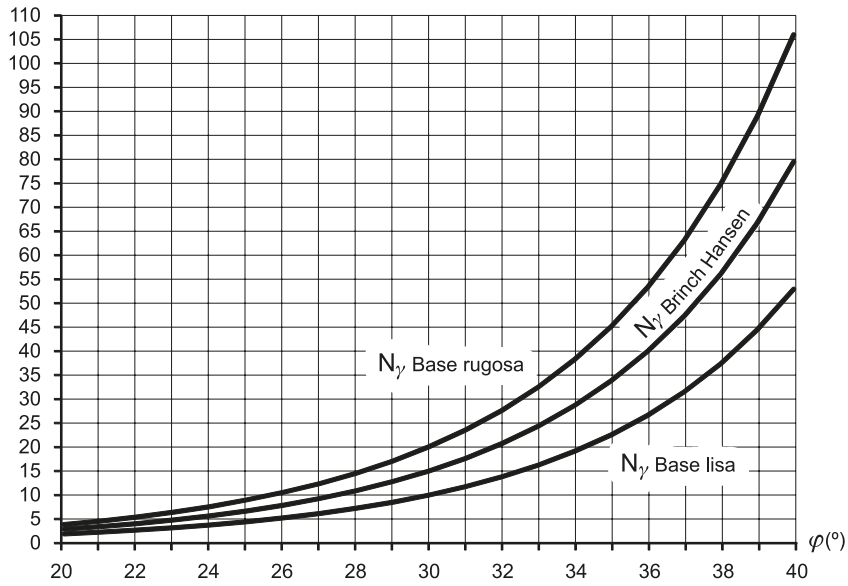


Figura 15 Factores N_γ

Tabla 3 Factores de capacidad de carga

φ (°)	N_c	N_q	N_γ Base rugosa	N_γ Base lisa	N_γ Brinch Hansen
20	14,83	6,40	3,93	1,97	2,95
21	15,81	7,07	4,66	2,33	3,50
22	16,88	7,82	5,51	2,76	4,13
23	18,05	8,66	6,50	3,25	4,88
24	19,32	9,60	7,66	3,83	5,75
25	20,72	10,66	9,01	4,51	6,76
26	22,25	11,85	10,59	5,29	7,94
27	23,94	13,20	12,43	6,22	9,32
28	25,80	14,72	14,59	7,29	10,94
29	27,86	16,44	17,12	8,56	12,84
30	30,14	18,40	20,09	10,05	15,07
31	32,67	20,63	23,59	11,80	17,69
32	35,49	23,18	27,72	13,86	20,79
33	38,64	26,09	32,59	16,29	24,44
34	42,16	29,44	38,37	19,18	28,77
35	46,12	33,30	45,23	22,61	33,92
36	50,59	37,75	53,40	26,70	40,05
37	55,63	42,92	63,18	31,59	47,38
38	61,35	48,93	74,90	37,45	56,17
39	67,87	55,96	89,01	44,50	66,76
40	75,31	64,20	106,05	53,03	79,54

4.1.5.5 Determinación de los factores f

Los factores f se obtienen a partir de varios coeficientes adimensionales que tienen en cuenta determinados efectos parciales que intervienen en el hundimiento. Cada uno de los factores f se designa con un subíndice que indica a cuál de los términos de la fórmula polinómica corresponde.

Las distintas alternativas para la aplicación de la fórmula polinómica incluyen valores distintos de los coeficientes a partir de los que se determinan los factores f . En la literatura técnica se utilizan hasta cinco coeficientes (Tabla 4) para introducir en el cálculo las desviaciones respecto a las hipótesis básicas siguientes:

- Plano de cimentación horizontal
- Carga lineal de longitud infinita (zapata corrida)

- Carga vertical
- Superficie del terreno horizontal
- Ausencia de contribución resistente del terreno situado por encima del plano de cimentación

Tabla 4 Coeficientes para la obtención de los factores f

Efecto	Coeficiente
Inclinación del plano de cimentación	b
Forma de la cimentación	s
Inclinación de la carga	i
Inclinación de la superficie del terreno	g
Resistencia del terreno por encima del plano de cimentación	d

La forma de obtener los factores f a partir de los coeficientes que figuran en la tabla anterior es diferente según la formulación polinómica concreta que se utilice.

a) Consideración de la inclinación del plano de cimentación (coeficientes b).

El plano de cimentación puede ser inclinado por diferentes causas como, por ejemplo, para buscar el apoyo en un estrato determinado, para mejorar la seguridad frente al deslizamiento en el caso de muros de contención o por motivos constructivos diversos.

La inclinación del plano de cimentación da lugar a una disminución de la resistencia al hundimiento, al hacer disminuir el volumen de terreno que es necesario movilizar para producir el hundimiento. Este efecto ha sido estudiado por los distintos autores únicamente para inclinaciones moderadas del plano de cimentación.

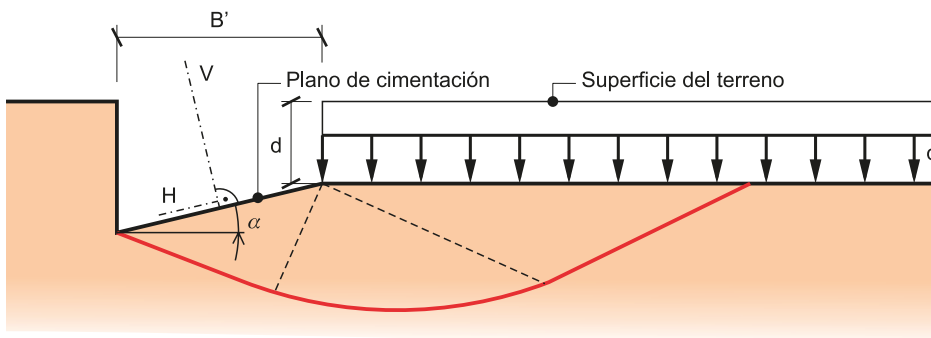


Figura 16 Inclinación del plano de cimentación

b) Consideración de la forma de la cimentación (coeficientes s).

Los coeficientes de forma s tienen en cuenta la proporción entre las dimensiones en planta de la cimentación efectiva.

c) Consideración de la inclinación de la carga (coeficientes i).

Los coeficientes i tienen en cuenta la inclinación de la carga transmitida al plano de cimentación, utilizando para ello el ángulo que forma dicha carga con la perpendicular al plano de cimentación (ángulo δ_d en [Figura 17](#)).

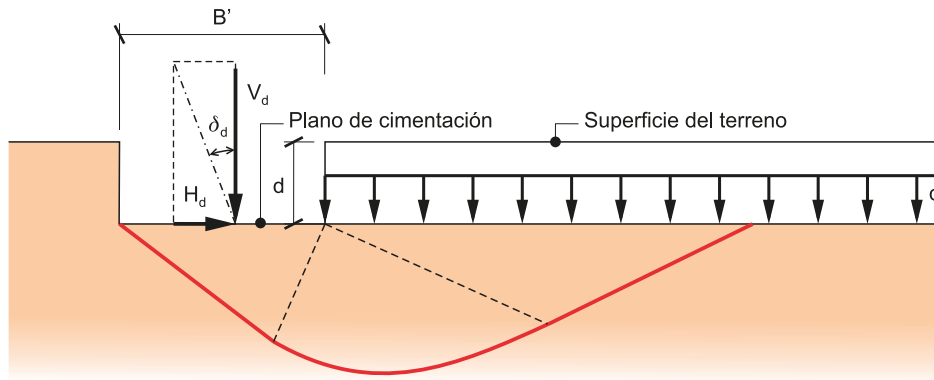


Figura 17 **Inclinación de la carga**

d) Consideración de la inclinación de la superficie del terreno (coeficientes g).

Los coeficientes g tienen en cuenta la inclinación de la superficie del terreno en la zona adyacente a la cimentación. Este aspecto tiene importancia en casos como, por ejemplo, cimentaciones de estribos de puente sobre terraplenes de acceso o cimentaciones a media ladera, cuya resistencia al hundimiento resultará reducida debido a esta causa. La forma de rotura en estos casos es la indicada en la [Figura 18](#).

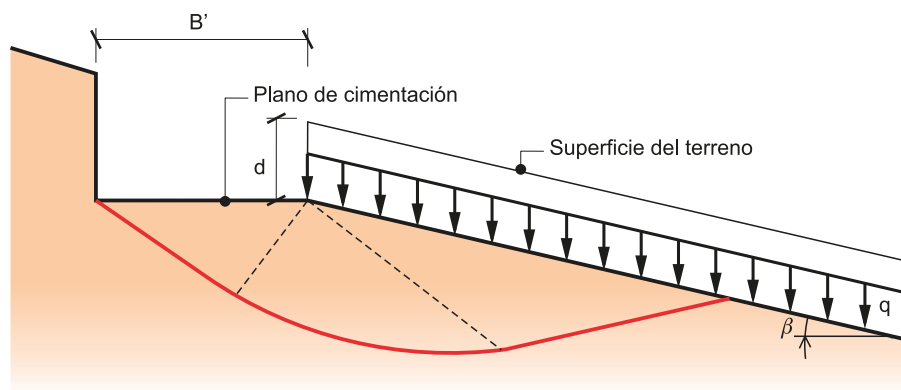


Figura 18 **Inclinación del terreno**

En caso de que la configuración geométrica tenga las características de la **Figura 19**, el valor de q a introducir en la fórmula polinómica (15) para la determinación de la resistencia al hundimiento puede estimarse mediante la expresión (21) u otras parecidas recogidas en la literatura técnica.

$$q = \frac{2 W e_w}{T^2} \quad (21)$$

donde:

q carga de tierras a introducir en la expresión (15)

W peso del área sombreada en la **Figura 19**

e_w distancia desde la cara exterior del cimiento al punto de aplicación de W (centro de gravedad del área sombreada)

T longitud del segmento MN obtenido de la expresión siguiente:

$$T = B' \sqrt{i_q N_q} \cdot e^{-2\xi \tan \varphi} \quad (22)$$

El ángulo ξ es el que define el plano sobre el que actúa la carga q (**Figura 19**). La obtención de los valores de T y ξ requiere un cálculo iterativo: fijando un valor de partida para el ángulo ξ se obtiene la longitud T , se impone la condición de que el punto M esté sobre el talud real y se itera hasta que esta condición se cumpla. El valor así obtenido para T se utiliza para la determinación de q con la expresión (21) y el valor obtenido para ξ se introduce como valor de β en la expresión de los coeficientes g .

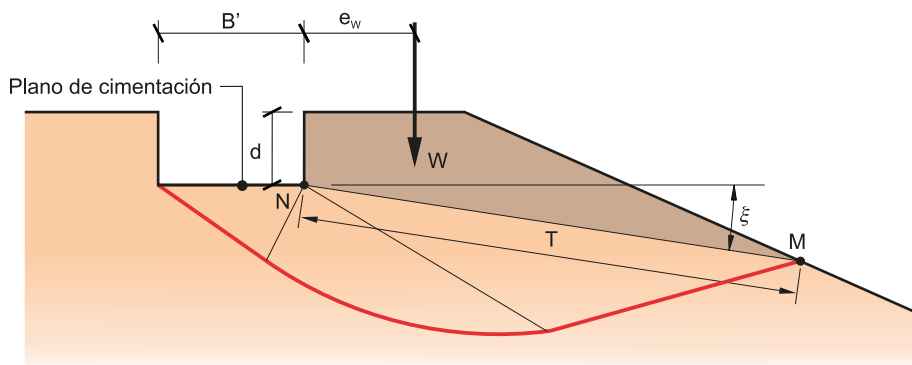


Figura 19 Sobrecarga q en terreno inclinado (caso particular)

Conviene recordar que, cuando una cimentación esté situada en las proximidades de un talud, la comprobación del ELU de resistencia al hundimiento no asegura que esté verificado el ELU de estabilidad global, cuestión especialmente relevante en este caso, según se indica en 6.5.1(1) de UNE-EN 1997-1.

- e) Consideración de la resistencia del terreno situado por encima del plano de cimentación (coeficientes d).

El terreno situado sobre el plano de cimentación puede colaborar frente al hundimiento de las dos formas siguientes:

- Fundamentalmente, con su propio peso, lo que se tiene en cuenta en la expresión (15) a través del parámetro q .
- También puede contribuir con su resistencia al corte, puesto que se necesita una mayor longitud de la línea de rotura para provocar el hundimiento (Figura 20). Es esta contribución la que se tiene en cuenta a través de los coeficientes d .

La estimación de la colaboración de la resistencia al corte del terreno situado por encima del plano de apoyo debe efectuarse de forma prudente. Para poder contar con ella, el terreno en cuestión debe presentar unos parámetros resistentes (c , φ) iguales o mejores que los del terreno existente bajo el plano de cimentación, y debe estar garantizada la integridad del terreno en una zona amplia del entorno de la cimentación y su permanencia en el tiempo.

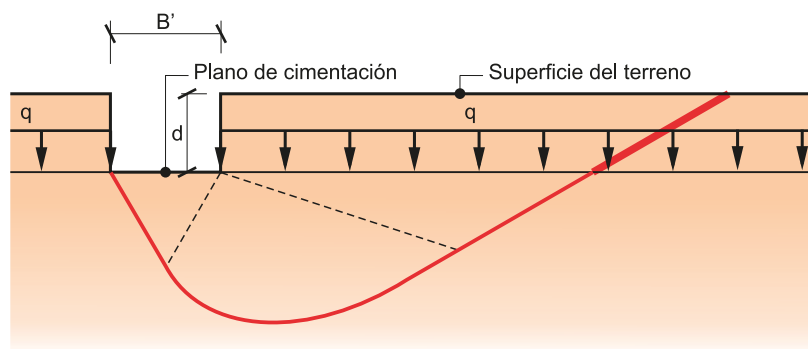


Figura 20 Terreno por encima del plano de cimentación

4.1.5.6 Formulación analítica según anejo D de UNE-EN 1997-1

UNE-EN 1997-1 particulariza en su anejo D la expresión general de la formulación polinómica para las condiciones drenadas y las no drenadas, resultando las expresiones que se recogen a continuación, en las que los factores f se obtienen como producto de los coeficientes b , s , i . Es decir, esta formulación no tiene en cuenta la resistencia del terreno por encima del plano de cimentación ni la inclinación del terreno. Aunque la omisión del primero de estos factores queda del lado de la seguridad, no ocurre lo mismo con la inclinación del terreno, por lo que no debería ser utilizada en cimentaciones próximas a taludes.

- a) Condiciones no drenadas.

La expresión (23) se obtiene introduciendo en la formulación polinómica (15) un valor de la cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje ($c = c_u$) y un ángulo de rozamiento interno de valor nulo ($\varphi = 0$).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left((\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q \right) \quad (23)$$

Esta expresión coincide con la expresión (D.1) de UNE-EN 1997-1, sin más variaciones que las que se derivan de la introducción de la seguridad a través del coeficiente γ_{Rv} .

Los coeficientes adimensionales que aparecen en la expresión (23) se obtienen de la forma siguiente:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' c_u}} \right) \quad \text{con} \quad H_d \leq A' c_u$$

donde:

α Inclinación del plano del cimiento expresado en radianes (Figura 16)

H_d Valor de cálculo de la fuerza paralela al plano de cimentación (Figura 3)

A', B', L' Área y dimensiones efectivas del cimiento (apartado 4.1.4)

c_u Resistencia al corte sin drenaje del terreno

b) Condiciones drenadas.

En el caso de condiciones drenadas, los parámetros geotécnicos a introducir en la expresión (15) son γ', c', φ' con lo que resulta:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left(c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \right) \quad (24)$$

Esta expresión coincide con la expresión (D.2) de UNE-EN 1997-1, sin más variaciones que las que se derivan de la introducción de la seguridad a través del coeficiente γ_{Rv} .

Los factores N adoptan los valores que se indican en 4.1.5.4 tomando $\varphi = \varphi'$. Los coeficientes adimensionales que aparecen en la expresión (24) se obtienen de la forma siguiente:

Tabla 5 Coeficientes adimensionales según anejo D de UNE-EN 1997-1 (condiciones drenadas)

	Término en c	Término en q	Término en γ
b	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$	
s	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \text{sen } \varphi'$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$
i	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$	$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d' + A' c' \cot \varphi'}\right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d' + A' c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$

donde:

H_d Valor de cálculo de la fuerza paralela al plano de cimentación (Figura 21)

V_d' Valor de cálculo de la fuerza perpendicular al plano de cimentación en términos de presiones efectivas (Figura 21)

A', B', L' Área y dimensiones efectivas del cimientado (apartado 4.1.4)

c', φ' Cohesión y ángulo de rozamiento interno del terreno en condiciones drenadas

α Inclinación del plano del cimientado expresado en radianes (Figura 16)

m Coeficiente adimensional que se determina como sigue:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{si } H_d \text{ actúa en la dirección de } B'$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \text{si } H_d \text{ actúa en la dirección de } L'$$

Si H_d forma un ángulo θ con la dirección de L' (Figura 21):

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

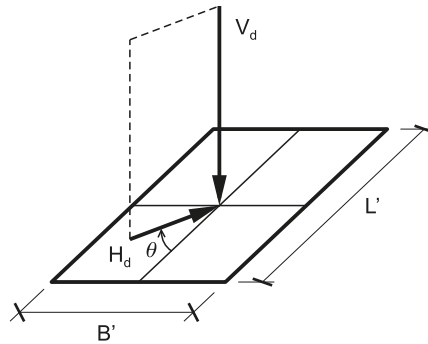


Figura 21 Definición del ángulo θ

4.1.5.7 Formulación analítica según Brinch Hansen

La formulación recogida a continuación es la polinómica propuesta originalmente por Brinch Hansen⁴, tanto para condiciones drenadas como para no drenadas, en las que los factores f se obtienen a partir de los cinco coeficientes definidos anteriormente. Este autor plantea la formulación contemplando la posibilidad de rotura según cada una de las dos dimensiones efectivas B' y L' , con coeficientes diferentes cuando éstos dependen de dichas dimensiones.

a) Condiciones no drenadas

Para condiciones no drenadas, la expresión para determinar la resistencia al hundimiento es la siguiente:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \min \left\{ \begin{array}{l} (\pi + 2) c_u \left(1 + s_{cB}^a + d_{cB}^a - i_{cB}^a - b_c^a - g_c^a \right) \\ (\pi + 2) c_u \left(1 + s_{cL}^a + d_{cL}^a - i_{cL}^a - b_c^a - g_c^a \right) \end{array} \right\} \quad (25)$$

4 J. Brinch Hansen (1970), *A revised and extended formula for bearing capacity*. Boletín nº 28, Instituto Geotécnico Danés.

Los coeficientes adimensionales que se incluyen en la expresión (25) son los que figuran en la tabla siguiente:

Tabla 6 **Coefficientes adimensionales según Brinch Hansen (condiciones no drenadas)**

	B'	L'
b	$b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi + 2}$	
s	$s_{cB}^a = 0,2 \frac{B' i_{cB}^a}{L'}$	$s_{cL}^a = 0,2 \frac{L' i_{cL}^a}{B'}$
i	$i_{cB}^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H_{d,B}}{A' c_u}}$	$i_{cL}^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H_{d,L}}{A' c_u}}$
g	$g_c^a = \frac{2\beta}{\pi + 2}$	
d	Si $d \leq B'$ $d_{cB}^a = 0,4 \frac{d}{B'}$	Si $d \leq L'$ $d_{cL}^a = 0,4 \frac{d}{L'}$
	Si $d > B'$ $d_{cB}^a = 0,4 \arctan\left(\frac{d}{B'}\right)$	Si $d > L'$ $d_{cL}^a = 0,4 \arctan\left(\frac{d}{L'}\right)$

donde:

$H_{d,B}$, $H_{d,L}$ Valor de cálculo de la fuerza paralela al plano de cimentación en la dirección de B' y de L' , respectivamente

A' , B' , L' Área y dimensiones efectivas del cimientado (apartado 4.1.4)

d Profundidad del plano de cimentación (Figura 3)

c_u Resistencia al corte sin drenaje del terreno

α Inclinación del plano del cimientado expresado en radianes (Figura 16)

β Inclinación del terreno expresado en radianes (Figura 18)

Las expresiones anteriores tienen validez únicamente si se verifican las condiciones siguientes:

- $\alpha \geq 0$, considerando que este ángulo es positivo cuando reduce el volumen de terreno involucrado en la rotura (Figura 16)

- $\beta \geq 0$, considerando que este ángulo es positivo cuando reduce el volumen de terreno involucrado en la rotura (Figura 18)
- $\alpha + \beta \leq \pi/2$

b) Condiciones drenadas

Para condiciones drenadas, Brinch Hansen aplica el teorema de los estados correspondientes de Caquot⁵ (que permite sustituir el estudio de un suelo con rozamiento interno que tenga cohesión por el estudio, más sencillo, de un suelo de igual rozamiento interno sin cohesión) con lo que para los parámetros geotécnicos γ' , c' , φ' resulta la expresión (26).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \min \left\{ \left[\frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_{\gamma B} i_{\gamma B} d_\gamma b_\gamma g_\gamma \right] + \left[\left((q' + c' \cot \varphi') N_q s_{qB} i_{qB} d_{qB} b_q g_q \right) - c' \cot \varphi' \right] \right. \\ \left. \left[\frac{1}{2} \gamma' L' N_\gamma s_{\gamma L} i_{\gamma L} d_\gamma b_\gamma g_\gamma \right] + \left[\left((q' + c' \cot \varphi') N_q s_{qL} i_{qL} d_{qL} b_q g_q \right) - c' \cot \varphi' \right] \right\} \quad (26)$$

De las dos posibilidades para el término en γ (primer sumando de la expresión (26)):

- Si $B' i_{\gamma B} \leq L' i_{\gamma L}$ se tomará $\frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_{\gamma B} i_{\gamma B} d_\gamma b_\gamma g_\gamma$
- Si $B' i_{\gamma B} > L' i_{\gamma L}$ se tomará $\frac{1}{2} \gamma' L' N_\gamma s_{\gamma L} i_{\gamma L} d_\gamma b_\gamma g_\gamma$

De las dos posibilidades para el término en q (segundo sumando de la expresión (26)), se tomará siempre el que dé lugar al menor valor numérico.

Los factores N adoptan los valores que se indican en 4.1.5.4 tomando $\varphi = \varphi'$, con las matizaciones siguientes:

- No se diferencia entre base rugosa y base lisa en la determinación del factor N_γ , tal como se ha indicado en 4.1.5.4.
- Se toma $\varphi' = 1,1 \varphi'_{tr}$ siendo φ'_{tr} el ángulo de rozamiento interno obtenido a partir de ensayos triaxiales. Esta corrección se introduce para tener en cuenta que, mientras que el problema que se presenta en la expresión (15) y la Figura 12 es de deformación plana y, por ello los ensayos que teóricamente representarían mejor el fenómeno serían los llevados a cabo sobre un plano (como los realizados en la caja de corte), en la práctica resulta preferible realizar ensayos triaxiales, que en general son más precisos, e introducir un factor corrector a posteriori.

Los coeficientes adimensionales que aparecen en la expresión (26) se obtienen como se indica en la Tabla 7.

5 Teorema de los estados correspondientes: "Un suelo cohesivo está en equilibrio si se le puede hacer corresponder un suelo no cohesivo de igual forma y de igual rozamiento interno, en equilibrio bajo acción de las fuerzas externas que actúan en el suelo cohesivo, completadas por una presión hidrostática constante en todo punto igual a $H = c \cot \varphi$ " (Albert Caquot, 1934)

Tabla 7 Coeficientes adimensionales según Brinch Hansen (condiciones drenadas)

		Término en η		Término en γ	
		B'	L'	B'	L'
b		$b_\eta = e^{-2 \alpha \tan \varphi'}$			
s	$s_{qB} = 1 + \frac{B' i_{qB}}{L'} \text{sen } \varphi'$		$s_{qL} = 1 + \frac{L' i_{qL}}{B'} \text{sen } \varphi'$	$s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{B' i_{\gamma B}}{L' i_{\gamma L}} \geq 0,6$	$s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{L' i_{\gamma L}}{B' i_{\gamma B}} \geq 0,6$
i	$i_{qB} = \left(1 - \frac{0,5 H_{d,B}}{V_d + A' c'} \cot \varphi' \right)^5$		$i_{qL} = \left(1 - \frac{0,5 H_{d,L}}{V_d + A' c'} \cot \varphi' \right)^5$	Si el plano de cimentación está inclinado: $i_{\gamma B} = \left[1 - \frac{\left(0,7 - \frac{2 \alpha}{5 \pi} \right) H_{d,B}}{V_d + A' c'} \cot \varphi' \right]^5$ $i_{\gamma L} = \left[1 - \frac{\left(0,7 - \frac{2 \alpha}{5 \pi} \right) H_{d,L}}{V_d + A' c'} \cot \varphi' \right]^5$	
g		$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$			
d	$d_{qB} = 1 + 2 \frac{d}{B'} \tan \varphi' (1 - \text{sen } \varphi')^2$ $d_{qB} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \text{sen } \varphi')^2 \arctan \left(\frac{d}{B'} \right)$	Si $d \leq L'$ $d_{qL} = 1 + 2 \frac{d}{L'} \tan \varphi' (1 - \text{sen } \varphi')^2$ $d_{qL} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \text{sen } \varphi')^2 \arctan \left(\frac{d}{L'} \right)$			$d_\gamma = 1$

donde:

$H_{d,B}, H_{d,L}$	Valor de cálculo de la fuerza paralela al plano del cimiento en la dirección de B' y de L' respectivamente
V'_d	Valor de cálculo de la fuerza perpendicular al plano de cimentación en términos de presiones efectivas
A', B', L'	Área y dimensiones efectivas del cimiento (apartado 4.1.4)
d	Profundidad del plano de cimentación (Figura 3)
c', φ'	Cohesión y ángulo de rozamiento interno del terreno en condiciones drenadas
α	Inclinación del plano del cimiento expresado en radianes (Figura 16)
β	Inclinación del terreno expresado en radianes (Figura 18)

Las expresiones que figuran en la [Tabla 7](#) tienen validez únicamente si se verifican las condiciones siguientes:

- $\alpha \geq 0$, considerando que este ángulo es positivo cuando reduce el volumen de terreno involucrado en la rotura (Figura 16)
- $\beta \geq 0$, considerando que este ángulo es positivo cuando reduce el volumen de terreno involucrado en la rotura (Figura 18)
- $\beta \leq \varphi'$
- $\alpha + \beta \leq \pi/2$

4.1.5.8 Variante de la formulación analítica

La formulación recogida en este apartado es una variante de la polinómica, más reciente que las dos anteriores, en la que se matizan ligeramente algunos valores de los factores que intervienen en la misma.

Con esta formulación, para tener en cuenta la posibilidad de rotura por hundimiento en las dos direcciones, B' y L' debe seguirse el procedimiento siguiente:

- Sustituir L' por B' en las expresiones (27) y (28) y en los coeficientes que intervienen en ellas
- Introducir a través de los coeficientes i el efecto conjunto de las componentes según las direcciones B' y L' de la fuerza paralela a la base del cimiento
- Determinar la resistencia al hundimiento independientemente en cada dirección y elegir el menor de los dos valores

a) Condiciones no drenadas

La expresión (27) se obtiene introduciendo en la formulación polinómica (15) un valor de la cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje ($c = c_u$) y un ángulo de rozamiento interno de valor nulo ($\varphi = 0$).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left((\pi + 2) c_u b_c s_c i_c g_c d_c + q \right) \quad (27)$$

Esta expresión coincide formalmente con la expresión (23), añadiendo los factores de inclinación de la superficie del terreno y el de resistencia del terreno por encima del plano de cimentación.

Donde:

$$b_c = 1 - 0,4\alpha$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_{d,B}}{A' c_u}} \right)$$

$$g_c = 1 - 0,4\beta$$

$$d_c = 1 + 0,4 \arctan \frac{d}{B'}$$

siendo:

$H_{d,B}$ Valor de cálculo de la fuerza paralela al plano de cimentación en la dirección de B'

A', B', L' Área y dimensiones efectivas del cimientado (apartado 4.1.4)

d Profundidad del plano de cimentación (Figura 3)

c_u Resistencia al corte sin drenaje del terreno

α Inclinación del plano del cimientado expresado en radianes (Figura 16)

β Inclinación del terreno expresado en radianes (Figura 18)

b) Condiciones drenadas.

En el caso de condiciones drenadas, los parámetros geotécnicos a introducir en la expresión (15) son γ', c', φ' con lo que resulta:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left(c' N_c b_c s_c i_c g_c d_c + q' N_q b_q s_q i_q g_q d_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma \right) \quad (28)$$

Esta expresión coincide con la expresión (24), añadiendo los factores de inclinación de la superficie del terreno y el de resistencia del terreno por encima del plano de cimentación.

Los coeficientes adimensionales que aparecen en la expresión (28) se obtienen de la tabla siguiente:

Tabla 8 Coeficientes adimensionales de la expresión (28) en condiciones drenadas

	Término en c	Término en q	Término en γ
b	$b_c = 1 - 0,4\alpha$	$b_q = e^{-2\alpha \tan \varphi}$	$b_\gamma = b_q$
s	$s_c = s_q$	$s_q = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$
i	$i_c = \frac{N_q i_q - 1}{N_q - 1} \geq 0$	$i_q = (1 - 0,7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$ $\tan \delta_B = \frac{H_{d,B}}{V'_d} \quad \tan \delta_L = \frac{H_{d,L}}{V'_d}$	$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$
g	$g_c = 1 - 0,4\beta$	$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$	$g_\gamma = g_q$
d	$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \left(\frac{d}{B'} \right)$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \left(\frac{d}{B'} \right)$	$d_\gamma = 1$

siendo:

δ_B, δ_L Inclinaciones de las cargas transmitidas al plano de cimentación, que deben de terminarse mediante los valores de cálculo de las fuerzas perpendicular y paralelas al plano de cimentación en las direcciones de B' y de L' , respectivamente

A', B', L' Área y dimensiones efectivas del cimiento (apartado 4.1.4)

d Profundidad del plano de cimentación (Figura 3)

c', φ' Cohesión y ángulo de rozamiento interno del terreno en condiciones efectivas

α Inclinación del plano del cimiento expresado en radianes (Figura 16)

β Inclinación del terreno expresado en radianes (Figura 18)

Los coeficientes dados para las expresiones (27) y (28) son aplicables a los casos usuales de geometría y cargas. Puede considerarse que las expresiones de los coeficientes recogidas al pie de la expresión (27) y en la Tabla 8 corresponden al caso de rotura en el plano que contiene la dimensión menor B' (plano definido en la Figura 12), por lo que dichos coeficientes adimensionales serían análogos a los homónimos con segundo subíndice B en la formulación original de Brinch-Hansen que se recoge en el apartado 4.1.5.7 (Tabla 6 y Tabla 7) y que su

validez tiene las mismas limitaciones que las de dicha formulación (pie de la [Tabla 7](#)), además de las que siguen:

- Coeficiente b : La forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación del plano de apoyo a través de este coeficiente no debe utilizarse para inclinaciones del plano de cimentación superiores al diez por ciento
- Coeficiente s : Sea cual fuere la dirección de rotura evaluada, B' o L' , debe establecerse la limitación $s_{\gamma} \geq 0,6$
- Coeficiente i : Cuando se pueda asegurar que se mantiene la cohesión con un valor c en el plano de cimentación, se puede adoptar un valor de δ algo inferior al propuesto en la [Figura 17](#)

$$\tan \delta^* = \frac{\tan \delta}{1 + \frac{B' L' c'}{V'_d \tan \varphi'}} \quad (29)$$

Las fuerzas V'_d y H_d representadas en la [Figura 17](#) corresponden a las direcciones perpendicular y paralela al plano de cimentación, que a su vez forma un ángulo α con la horizontal ([Figura 16](#))

- Coeficiente g : El valor de β debe reducirse a valores moderados. Cuando este aspecto pueda resultar decisivo en el proyecto, deben utilizarse procedimientos más precisos
- Coeficiente d : Debe establecerse la limitación $d \leq 2B'$

4.1.6 Determinación de la resistencia al hundimiento mediante procedimientos semiempíricos

4.1.6.1 Consideraciones generales

Como se indica en el capítulo 2 al tratar los métodos directos, la verificación de los estados límite puede efectuarse utilizando modelos de cálculo analíticos, semiempíricos o numéricos para representar el mecanismo de fallo.

En este apartado, se presentan dos modelos de cálculo semiempíricos que, como tales, se basan en ensayos de campo, en concreto en los ensayos presiométricos y en los de penetración estática⁶.

UNE EN 1997-2 describe los ensayos y recoge algunas consideraciones sobre el objetivo, la evaluación y los criterios para la aplicación de los resultados obtenidos en ambos.

6 Frank R., *Cálculo de cimentaciones superficiales y profundas basado en ensayos in situ: práctica francesa*. CEDEX, Monografía M101 (2009)

4.1.6.2 Resistencia al hundimiento a partir del ensayo presiométrico

UNE-EN 1997-1 incluye en su anejo E una sucinta formulación para determinar la resistencia al hundimiento a partir del ensayo presiométrico, que se completa a su vez en el anejo E de UNE-EN 1997-2.

El ensayo presiométrico consiste en la inserción en el terreno de un instrumento cilíndrico flexible, cuya longitud es al menos seis veces su diámetro, y en cuyo interior se aplican diferentes valores crecientes de presión para los que se miden las deformaciones radiales producidas. De su interpretación se deduce el módulo de deformación presiométrico y la presión límite a la que se produciría la rotura del terreno. Este tipo de ensayo se utiliza frecuentemente en Francia, motivo por el cual en ese país se ha redactado una norma complementaria⁷ de la EN 1997-1 en la que se desarrolla con detalle la citada formulación, que es la que se recoge en este apartado.

El valor de cálculo de la resistencia al hundimiento se determina mediante la expresión siguiente:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} (\sigma_{vd} + k_p p_{le}^*) i_{\delta\beta} \quad (30)$$

donde:

R_d Valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno

R_k Valor característico de la resistencia al hundimiento del terreno

A', B', L' Área y dimensiones efectivas de la zapata (según 4.1.4)

γ_{Rv} Coeficiente parcial para la resistencia al hundimiento

σ_{vd} Presión vertical total determinada a la cota del plano de cimentación (en general, $\sigma_{vd} = \gamma d$)

p_{le}^* Presión límite equivalente neta

k_p Factor presiométrico de resistencia al hundimiento

$i_{\delta\beta}$ Coeficiente reductor de la resistencia al hundimiento por inclinación de la carga y por proximidad de un talud

⁷ NF 94-261, *Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations superficielles.*

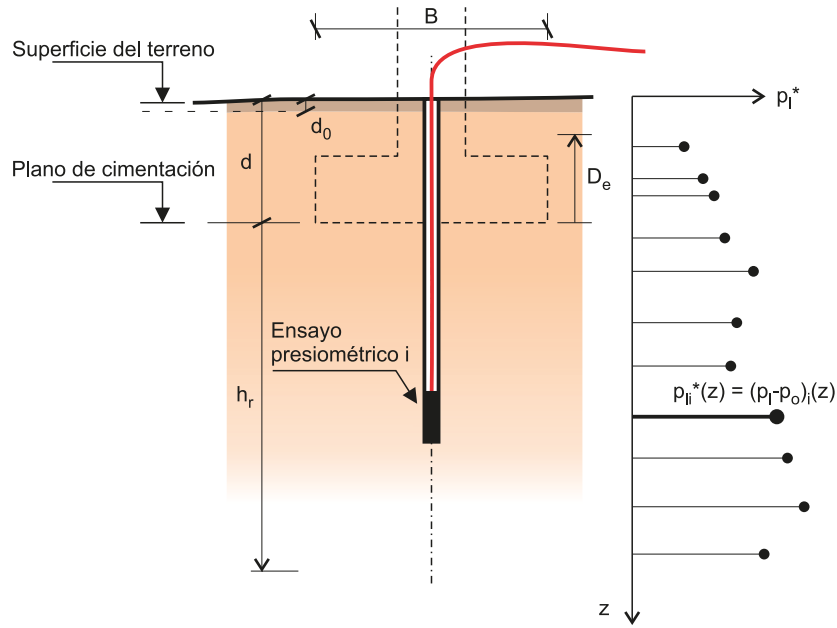


Figura 22 Método presiométrico. Principales magnitudes

La presión límite equivalente neta p_{le}^* se obtiene según la expresión (32), a partir de la presión límite neta p_i que se determina restando a la presión límite p_l la presión horizontal total en cada punto de ensayo en el momento en que dicho ensayo se realiza:

$$p_i^* = p_l - [K_0(\sigma_{v0} - u) + u] \quad (31)$$

donde:

K_0 Coeficiente de empuje al reposo

σ_{v0} Presión vertical total

u Presión intersticial

El valor de la presión límite equivalente neta p_{le}^* es la media geométrica de las presiones límite netas medidas entre las cotas d y $(d + h_r)$. El perfil presiométrico debe comprender un número suficiente de datos de manera que pueda considerarse representativo de los diferentes tipos de terreno comprendidos en ese espesor, después de descartar en su caso los valores extremos que se estimen anómalos.

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{l,i}^*} \quad (32)$$

siendo:

$p_{l,i}^*$ Presión límite neta obtenida en el ensayo i

h_r Espesor de terreno bajo el plano de cimentación relevante a efectos de la determinación de la resistencia al hundimiento a partir del ensayo presiométrico. Su valor puede determinarse con el criterio siguiente:

En el caso de cimentaciones corridas de ancho B :

$$h_r = 1,5B \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2e_d}{B} \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = 3B - 6e_d \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2e_d}{B} < \frac{1}{2}$$

En el caso de cimentaciones circulares de diámetro B :

$$h_r = 1,5B \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2e_d}{B} \geq \frac{9}{16}$$

$$h_r = \frac{8B}{3} - \frac{16}{3}e_d \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2e_d}{B} < \frac{9}{16}$$

En el caso de cimentaciones rectangulares de anchura B y longitud L :

$$h_r = 1,5B \quad \text{si} \quad \left(1 - \frac{2e_{Bd}}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_{Ld}}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = \min(3B - 6e_{Bd}; 3B - 6e_{Ld}) \quad \text{si} \quad \left(1 - \frac{2e_{Bd}}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_{Ld}}{L}\right) < \frac{1}{2}$$

siendo e_d la excentricidad de la carga según 4.1.4 y e_{Bd} , e_{Ld} la excentricidad en las direcciones de los lados B y L , respectivamente.

Si el terreno de cimentación es homogéneo en un espesor h_r bajo el plano de cimentación, se puede definir una relación entre la presión límite neta y la profundidad y , a partir de ella, obtener la presión límite equivalente neta.

En caso de que exista un sustrato rocoso en el espesor h_r con terrenos suprayacentes de menor resistencia, se tomará h_r igual a la profundidad del sustrato rocoso.

El factor presiométrico de resistencia al hundimiento k_p depende de la geometría de la cimentación, de la profundidad de empotramiento equivalente D_e y del tipo de terreno. Para cimentaciones corridas y cuadradas, k_p se obtiene a partir de la expresión siguiente.

$$k_p = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B}\right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}}\right) \quad (33)$$

El valor de los parámetros a , b , c , k_{p0} se recoge en la [Tabla 9](#).

Tabla 9 Parámetros a , b , c y k_{p0} para zapatas corridas y cuadradas

Tipo de terreno	Tipo de zapata	a	b	c	k_{p0}
Arcillas y limos	Zapata corrida	0,20	0,02	1,3	0,8
	Zapata cuadrada	0,30	0,02	1,5	0,8
Arenas y gravas	Zapata corrida	0,30	0,05	2,0	1,0
	Zapata cuadrada	0,22	0,18	5,0	1,0
Cretas	Zapata corrida	0,28	0,22	2,8	0,8
	Zapata cuadrada	0,35	0,31	3,0	0,8
Margas y margocalizas Rocas alteradas	Zapata corrida	0,20	0,20	3,0	0,8
	Zapata cuadrada	0,20	0,30	3,0	0,8

Los suelos intermedios pueden asimilarse a alguno de los tipos de la tabla anterior, de la forma siguiente:

- Las arcillas limosas, limos arcillosos y arcillas arenosas se pueden tomar como "arcillas y limos"
- Las arenas arcillosas, arenas limosas, limos arenosos y margas arenosas se pueden tomar como "arenas y gravas"

En el caso de una cimentación rectangular, el valor de k_p se obtiene como interpolación lineal entre el caso de zapata corrida y zapata cuadrada, de acuerdo con la expresión siguiente:

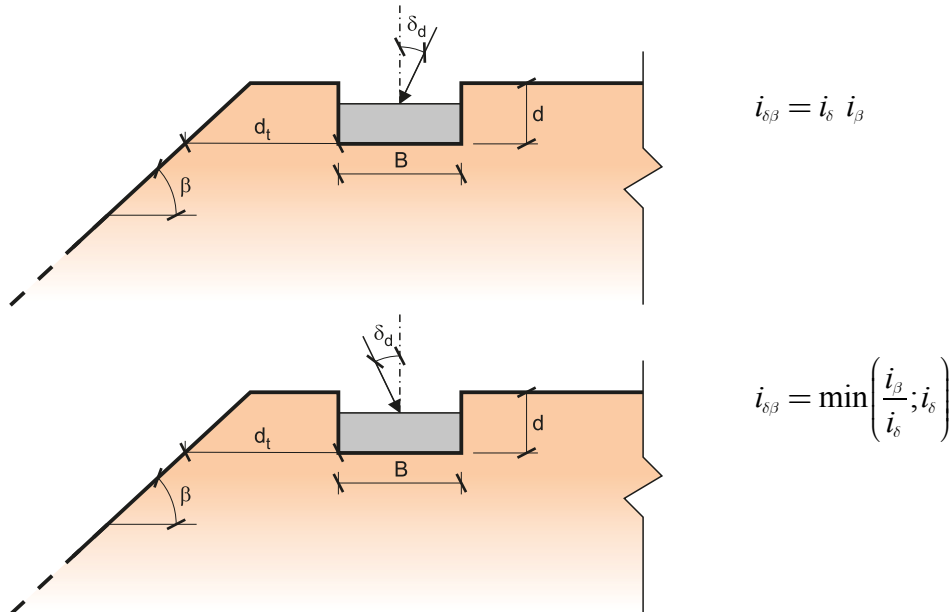
$$k_p = \left(1 - \frac{B}{L}\right) k_p^{\text{corrida}} + \frac{B}{L} k_p^{\text{cuadrada}} \quad (34)$$

La profundidad de empotramiento equivalente D_e representa el espesor de terreno situado por encima del plano de apoyo de la cimentación, que se puede considerar que presenta una resistencia unitaria equivalente a la del terreno que hay por debajo del mismo. Se obtiene, como se indica a continuación, a partir de los resultados del ensayo presiométrico:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{d_0}^d p_l^*(z) dz \quad (35)$$

Los límites de la integral anterior están definidos por la profundidad del plano de cimentación d y la superficie del terreno natural a no ser que, por sus características (baja resistencia unitaria), se decida desprestigiar la zona más superficial de espesor d_0 (Figura 22).

El coeficiente $i_{\delta\beta}$ tiene en cuenta el efecto de la inclinación de la carga y el de la proximidad a un talud. Se determina de acuerdo con el criterio de la Figura 23.

Figura 23 Determinación del coeficiente $i_{\delta\beta}$

El coeficiente i_{δ} tiene en cuenta el efecto desfavorable de la inclinación de la carga y se calcula con las expresiones siguientes, a partir del ángulo $\delta_d = \arctan(H_d/V'_d)$ expresado en radianes:

- En el caso de suelos puramente cohesivos ($\varphi = 0$), se debe aplicar la expresión siguiente:

$$i_{\delta,c} = \left(1 - \frac{2}{\pi} \delta_d\right)^2 \quad (36)$$

- En el caso de suelos puramente granulares ($c = 0$), se debe aplicar la expresión:

$$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\frac{D_e}{B}} \quad \text{si} \quad \delta_d < \frac{\pi}{4} \quad (37)$$

$$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\frac{D_e}{B}} \quad \text{si} \quad \delta_d \geq \frac{\pi}{4} \quad (38)$$

- En el caso general ($c \neq 0, \varphi \neq 0$), se obtiene como una función de las expresiones anteriores:

$$i_{\delta,cf} = i_{\delta,f} + (i_{\delta,c} - i_{\delta,f}) \left(1 - e^{-\frac{0,6c}{\gamma B \tan \varphi}}\right) \quad (39)$$

El coeficiente i_{β} tiene en cuenta el efecto desfavorable de la proximidad de un talud y viene dado por las expresiones que se detallan a continuación.

- En el caso de suelos puramente cohesivos ($\varphi = 0$), se debe aplicar la expresión siguiente:

$$i_{\beta,c} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d_t}{8B} \right)^2 \quad \text{para } d_t < 8B \quad (40)$$

- En el caso de suelos puramente granulares ($c = 0$), se debe aplicar la expresión:

$$i_{\beta,f} = 1 - 0,9 \left(2 - \tan \beta \right) \left(1 - \frac{d_t + \frac{D_e}{\tan \beta}}{8B} \right)^2 \tan \beta \quad \text{para } d_t + \frac{D_e}{\tan \beta} < 8B \quad (41)$$

- En el caso general ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$), se obtiene como una función de las expresiones anteriores:

$$i_{\beta,cf} = i_{\beta,f} + \left(i_{\beta,c} - i_{\beta,f} \right) \left(1 - e^{-\frac{0,6c}{\gamma B \tan \varphi}} \right) \quad (42)$$

Las expresiones (39) y (42) son las que figuran en la norma francesa NF 94-261. Puede entenderse que los parámetros c , φ a utilizar en dichas expresiones son c' , φ' .

4.1.6.3 Resistencia al hundimiento a partir de ensayos de penetración estática

Los ensayos de penetración estática a los que se hace referencia en este documento son el cono holandés (CPT, Cone Penetration Test) y su variante el piezocono (CPTU), cuyo objetivo es determinar la resistencia del terreno a la penetración de un útil consistente en un mango rematado por un puntaza cónica. Este ensayo está especialmente indicado en terrenos blandos.

UNE-EN 1997-2 trata los ensayos con penetrómetro estático (CPT y CPTU) en su apartado 4.3. Así mismo, en su anejo D (informativo), presenta algunas correlaciones con los parámetros del terreno y algunos modelos de cálculo. No obstante, ninguna de estas formulaciones es de aplicación a la determinación de la resistencia al hundimiento de cimentaciones superficiales. El planteamiento recogido a continuación es el de la norma francesa complementaria de la EN 1997-1, citada en el apartado anterior.

El resultado de este ensayo relevante a efectos del cálculo de la resistencia al hundimiento es la resistencia a la penetración por punta q_c , que se expresa en unidades de presión.

El valor de cálculo de la resistencia al hundimiento se determina mediante la expresión siguiente:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} (\sigma_{vd} + k_c q_{ce}) i_{\delta\beta} \quad (43)$$

donde:

R_d	Valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno
R_k	Valor característico de la resistencia al hundimiento del terreno
A', B', L'	Área y dimensiones efectivas de la zapata (según 4.1.4)
γ_{Rv}	Coefficiente parcial para la resistencia al hundimiento
σ_{vd}	Presión vertical total determinada a la cota del plano de cimentación (en general, $\sigma_{vd} = \gamma d$)
q_{ce}	Resistencia por punta equivalente
k_c	Factor penetrométrico de resistencia al hundimiento
$i_{\delta\beta}$	Coefficiente reductor de la resistencia al hundimiento por inclinación de la carga y por proximidad de un talud

La resistencia por punta equivalente q_{ce} es la resistencia por punta media en el entorno del plano de cimentación (por debajo y ligeramente por encima) obtenida a partir de los resultados del ensayo en función de la profundidad $q_c(z)$ corregidos como se indica a continuación. El valor de q_{ce} se obtiene a partir de la expresión siguiente con las magnitudes representadas en la [Figura 24](#).

$$q_{ce} = \frac{1}{b_c + h_r} \int_{d-b_c}^{d+h_r} q_{cc}(z) dz \quad (44)$$

donde:

d	Profundidad del plano de cimentación
h_r	Espesor de terreno bajo el plano de cimentación relevante a efectos de la determinación de la resistencia al hundimiento a partir del ensayo de penetración estática. Su valor puede determinarse igual que en el ensayo presiométrico (apartado 4.1.6.2)
b_c	Dimensión a considerar por encima del plano de cimentación, $b_c = \min(a_c, h_c)$ donde:

$$a_c = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1 \text{ m}$$

$$a_c = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B \leq 1 \text{ m}$$

h_c es el espesor de la cimentación contenido dentro de la capa portante

$q_{cc}(z)$ Resistencia por punta corregida, que se obtiene limitando $q_c(z)$ a un valor máximo igual a $1,3 q_{cm}$, donde q_{cm} es el valor medio de la resistencia de punta en una altura $b_c + 3B'$ en torno al plano de cimentación

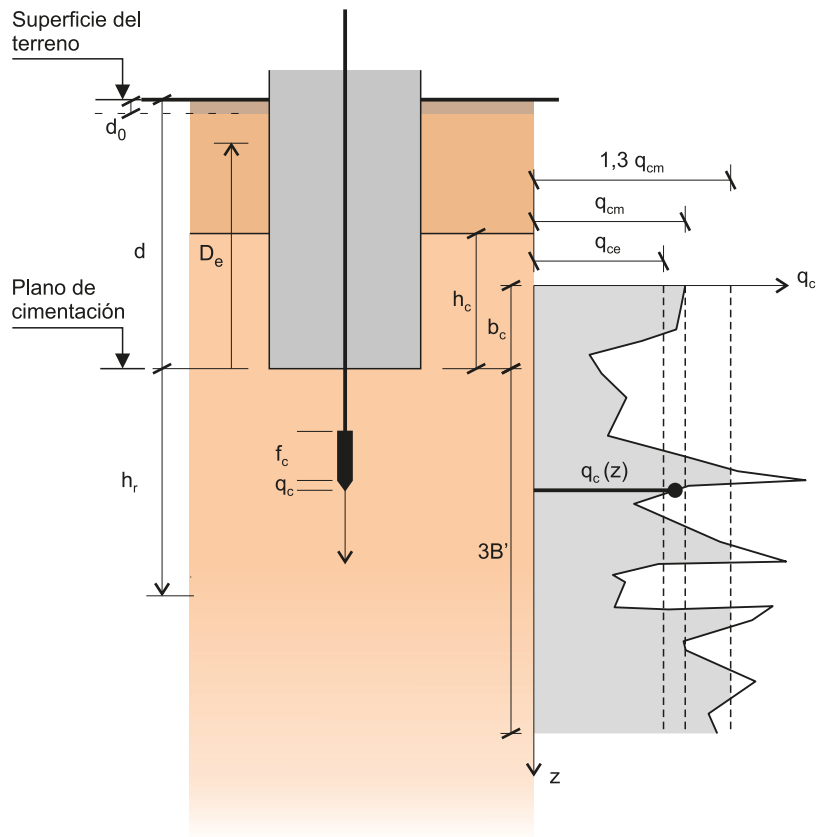


Figura 24 Ensayo de penetración estática. Principales magnitudes

El factor penetrométrico de resistencia al hundimiento k_c depende de la geometría de la cimentación, de la profundidad de empotramiento equivalente D_e y del tipo de terreno. Para cimentaciones corridas y cuadradas, k_c se obtiene a partir de la expresión siguiente.

$$k_c = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right) \quad (45)$$

El valor de los parámetros a , b , c , k_{c0} se recoge en la [Tabla 10](#).

Tabla 10 Parámetros a , b , c , k_{c0} para zapatas corridas y cuadradas

Tipo de terreno	Tipo de zapata	a	b	c	k_{c0}
Arcillas y limos	Zapata corrida	0,07	0,007	1,3	0,27
	Zapata cuadrada	0,10	0,007	1,5	0,27
Arenas y gravas	Zapata corrida	0,04	0,006	2,0	0,09
	Zapata cuadrada	0,03	0,020	5,0	0,09
Margas y margocalizas Rocas alteradas	Zapata corrida	0,04	0,030	3,0	0,11
	Zapata cuadrada	0,05	0,040	3,0	0,11

Los suelos intermedios pueden asimilarse a alguno de los tipos de la tabla anterior, de la forma siguiente:

- Las arcillas limosas, limos arcillosos y arcillas arenosas se pueden tomar como "arcillas y limos"
- Las arenas arcillosas, arenas limosas y limos arenosos se pueden tomar como "arenas y gravas"

En el caso de una cimentación rectangular, el valor de k_c se obtiene como interpolación lineal entre el caso de zapata corrida y zapata cuadrada, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$k_c = \left(1 - \frac{B}{L}\right) k_c^{\text{corrida}} + \frac{B}{L} k_c^{\text{cuadrada}} \quad (46)$$

La profundidad de empotramiento equivalente D_e se obtiene, como se indica a continuación, a partir de los resultados del ensayo de penetración estática:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_{d_0}^d q_c(z) \, dz \quad (47)$$

Los límites de la integral anterior están definidos por la profundidad del plano de cimentación d y la superficie del terreno natural a no ser que, por sus características (baja resistencia), se decida despreciar la zona más superficial de espesor d_0 .

El coeficiente $i_{\delta\beta}$ tiene en cuenta el efecto de la inclinación de la carga y el de la proximidad a un talud. Se determina de la misma manera que en el ensayo presiométrico, de acuerdo con el criterio de la [Figura 23](#).

4.1.7 Cargas con grandes excentricidades

UNE-EN 1997-1 no establece ninguna limitación a la excentricidad de la carga en la cimentación. Sin embargo, sí exige tomar determinadas precauciones cuando la excentricidad de la carga supera los valores siguientes (apartado 6.5.4 de UNE-EN 1997-1):

- 1/3 de la anchura o longitud, en zapatas rectangulares
- 0,6 veces el radio, en zapatas circulares

Esta condición equivale, para el caso de zapatas rectangulares, a tener la resultante a una distancia de $1/6$ de la dimensión de la zapata medida desde el borde de la misma (fuera de los dos tercios centrales), lo que significa que, considerando una distribución elástica lineal de tensiones, la mitad de la zapata habría perdido contacto con el terreno.

Aunque UNE-EN 1997-1 no lo indica expresamente, hay que entender que la resultante a la que se hace referencia en el párrafo anterior está obtenida con la combinación de acciones correspondiente a ELU.

Las precauciones que plantea UNE-EN 1997-1 cuando se superan estos límites son las siguientes:

- Revisión cuidadosa de los valores de cálculo de las acciones
- Consideración de la magnitud de las tolerancias de construcción. Salvo que se adopten precauciones especiales durante la ejecución de las obras, pueden tomarse unas tolerancias de 10 cm para las dimensiones en planta

Cuando la excentricidad de la carga es grande, pequeñas variaciones en los valores de cálculo de las acciones pueden tener una incidencia importante en la verificación del ELU-GEO de resistencia al hundimiento, y lo mismo ocurre con pequeñas variaciones en las dimensiones de la zapata. Por ello, cuando se tienen grandes excentricidades, es necesario analizar la influencia de esas variables sobre la resistencia al hundimiento o, dicho de otra forma, se debe realizar un estudio de sensibilidad de este ELU frente a variaciones en el valor de las acciones y de las dimensiones.

Es una regla de buena práctica, aunque UNE-EN 1997-1 no lo exige, comprobar que en ELS, para la combinación característica, la pérdida de contacto con el terreno no supere la mitad de la zapata, lo que implica limitar la excentricidad de esa carga a $1/3$ de la dimensión correspondiente (apartado 5.2.3).

4.2 Resistencia al deslizamiento (ELU-GEO)

4.2.1 Consideraciones generales

Cuando la cimentación esté sometida a cargas cuya resultante no sea normal al plano de cimentación, se debe verificar el fallo por deslizamiento en dicho plano.

Este ELU-GEO queda comprobado cuando se verifica la inequación siguiente (expresión (6.2) de UNE-EN 1997-1):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (48)$$

H_d es el valor de cálculo de la fuerza horizontal aplicada sobre la cimentación (ver apartado 4.1.3), que debe incluir los empujes activos que puedan actuar sobre la cimentación.

R_d es el valor de cálculo de la resistencia frente al deslizamiento en el contacto entre cimiento y terreno, y $R_{p,d}$ es el valor de cálculo del empuje pasivo movilizado en el plano vertical que pasa por el borde de la zapata (Figura 25).

La expresión (48) es una particularización de la expresión general de verificación de la resistencia, $E_d \leq R_d$ (expresión (2.5) de UNE-EN 1997-1).

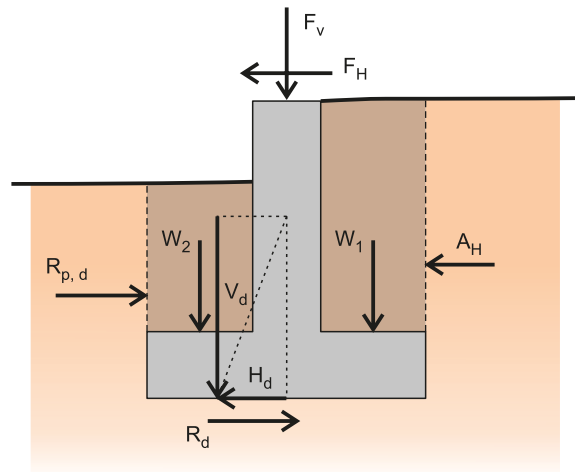


Figura 25 Resistencia frente al deslizamiento. Fuerzas actuantes

Es posible alcanzar este ELU aunque el terreno no haya alcanzado su límite resistente, es decir, sin que se forme un mecanismo de rotura en el terreno. Por ello, tal como indica UNE-EN 1997-1, 6.5.3(5), los valores de R_d y $R_{p,d}$ en la expresión (48) deben ser coherentes con la magnitud del desplazamiento correspondiente a este estado límite.

En este sentido, hay que tener en cuenta que en algunos terrenos el máximo valor posible de la resistencia frente al deslizamiento R_d (resistencia de pico) se producirá con desplazamientos horizontales pequeños y su valor se reducirá cuando tengan lugar desplazamientos mayores (hasta la resistencia residual). Por otra parte, para que $R_{p,d}$ alcance el valor total del empuje pasivo movilizable se requieren grandes desplazamientos horizontales. Por este motivo, no se puede contar con la movilización simultánea de los máximos valores de R_d y $R_{p,d}$. Para determinar los valores del pasivo movilizado en función del desplazamiento horizontal pueden seguirse las indicaciones contenidas en el Anejo C de UNE-EN 1997-1.

Además, de acuerdo con 6.5.3(6) y (7) de UNE-EN 1997-1, se debe considerar la posibilidad de que el terreno se separe de las caras verticales del cimiento por retracción, en el caso de suelos arcillosos, o que desaparezca por efecto de la erosión o por realización de excavaciones, lo que se traducirá en la reducción o eliminación de la resistencia pasiva. Por ello, es habitual no considerar el empuje pasivo, lo que queda del lado de la seguridad.

En caso de contar con la colaboración del empuje pasivo $R_{p,d}$, su valor de cálculo se obtiene a partir de la expresión (49), puesto que participa en la comprobación como una resistencia y no como una acción.

$$R_{p,d} = \frac{R_{p,k}}{\gamma_{Re}} \quad (49)$$

Para el coeficiente parcial γ_{Re} se tomará el valor fijado en la tabla A.13 del Anejo Nacional para el empuje pasivo en muros. En la cuantificación de este empuje se debe tener en cuenta lo indicado en 9.3.2.2 de UNE-EN 1997-1 respecto a la reducción de la cota del terreno resistente para cálculos en estado límite último.

El Anejo Nacional opta por el enfoque de proyecto 2 (DA-2) para el ELU-GEO de resistencia frente al deslizamiento R_d y establece el valor de los coeficientes parciales de la forma siguiente:

- Coeficientes parciales para las acciones γ_F (conjunto A1): En situación persistente y transitoria, su valor se fija en la tabla A.3a del Anejo Nacional y, en situación accidental, son iguales a la unidad, de acuerdo con el primer párrafo de 2.4.7.1(3) del Anejo Nacional
- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M (conjunto M1): Son iguales a la unidad, de acuerdo con la tabla A.4a del Anejo Nacional, para situaciones persistentes, transitorias y accidentales
- Coeficientes parciales para la resistencia γ_{Rh} (conjunto R2): Su valor se fija en la tabla A.5 del Anejo Nacional para para situaciones persistentes, transitorias y accidentales

Con este enfoque, el valor de cálculo de la resistencia frente al deslizamiento bajo la zapata es:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rh}} \quad (50)$$

donde R_k es el valor característico de la resistencia frente al deslizamiento del terreno bajo la zapata y γ_{Rh} el coeficiente parcial correspondiente.

Para la verificación de este estado límite, resulta necesario comprobar la hipótesis de carga vertical mínima así como la de carga horizontal máxima. Para los coeficientes parciales de las acciones se tomará el valor favorable o el desfavorable en función de la hipótesis que se esté comprobando.

En el caso de que existan cargas inclinadas, es decir, componentes vertical y horizontal de cargas con un mismo origen, la acción será tratada en su conjunto como favorable o desfavorable (lo que resulte más condicionante). En este caso es adecuado aplicar el principio denominado *single source* (referente a acciones del mismo origen), recogido en la nota de

2.4.2(9) de UNE-EN 1997-1, al ser favorable la componente vertical de la acción y desfavorable la componente horizontal, tal como se indica también en 6.5.3(9) de UNE-EN 1997-1.

La comprobación del ELU-GEO de resistencia frente al deslizamiento debe efectuarse en todo tipo de suelos en condiciones drenadas y, en suelos cohesivos saturados, además, en condiciones no drenadas.

4.2.2 Resistencia al deslizamiento en condiciones drenadas

Para suelos en condiciones drenadas, R_d se puede determinar utilizando la expresión siguiente (expresión (6.3b) de UNE EN 1997-1). De acuerdo con 6.5.3(10) de UNE EN 1997-1, no se tiene en cuenta la contribución de la cohesión.

$$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}} \quad (51)$$

donde V'_d es el valor de cálculo de la carga vertical expresado en términos de presiones efectivas, obtenida de acuerdo con lo indicado en 4.1.3.

δ_k es el valor característico del ángulo de rozamiento entre terreno y cimentación. Puede obtenerse a partir del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en condiciones de estado crítico φ'_{cv} :

$$\delta_k = \varphi'_{cv,k} \quad \text{para cimentaciones hormigonadas } in \text{ situ}$$

$$\delta_k = 2/3 \varphi'_{cv,k} \quad \text{para cimentaciones prefabricadas lisas}$$

Los parámetros de resistencia al corte de un suelo, se pueden estimar a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras del mismo, en condiciones que se consideren suficientemente representativas. Si sobre una determinada probeta se realiza un ensayo de corte hasta grandes deformaciones, sus parámetros resistentes resultan variables a lo largo del ensayo. Si en dicho ensayo se representase la deformación volumétrica ε_v frente a la de cortante γ podría definirse el ángulo de dilatación ψ :

$$\tan \psi = \frac{-d\varepsilon_v}{d\gamma}$$

Una muestra de suelo se comporta como dilatante negativa⁸ en un determinado tramo de una curva tensión tangencial-desplazamiento horizontal (τ, d_x) (Figura 26, ensayo de material tipo I), si al aplicarle el correspondiente desplazamiento de corte ($d\gamma > 0$) se produce reducción de volumen en dicha muestra y se comporta como dilatante positiva (o simplemente dilatante) en caso contrario, es decir cuando la aplicación de un desplazamiento de corte ($d\gamma > 0$) da lugar a un incremento de volumen de la muestra.

⁸ El criterio de signos utilizado habitualmente en mecánica del suelo es considerar positivas las compresiones y las deformaciones unitarias que dan lugar a la disminución de volumen.

El punto o zona de la curva deformación de corte-deformación volumétrica (γ, ε_v) de pendiente nula, define un estado en el que el suelo presenta deformación volumétrica nula ($\tan \psi = 0$), pues ni dilata ni contrae; esta situación se conoce como *estado crítico* y los parámetros que la representan se conocen como parámetros de estado crítico cuya notación se acompaña de las siglas *cv* (abreviatura de los términos en lengua inglesa *constant volume*, por indicar que la deformación de corte se produce sin cambio de volumen o a volumen constante).

Los resultados de los ensayos de material tipo I de la [Figura 26](#) son habituales en suelos cohesivos fuertemente preconsolidados o en suelos granulares muy densos (índice de densidad alto). La tensión cortante suele pasar por un valor máximo, asociado a un comportamiento dilatante de la muestra, que define la resistencia de pico y que se alcanza con deformaciones generalmente bajas. Si se continúa la deformación de corte, la tensión tangencial se reduce hasta alcanzar un valor residual, que puede considerarse algo inferior a la resistencia de estado crítico (en el que las deformaciones tangenciales se producen a volumen constante). Así en una curva de este tipo pueden definirse parámetros de resistencia al corte en condiciones de pico p , de estado crítico cv y residuales r .

Los resultados de los ensayos de material tipo II de la [Figura 26](#) son habituales en suelos cohesivos normalmente consolidados o muy ligeramente preconsolidados y en suelos granulares poco densos. Al ir aumentando la tensión tangencial se suele producir una densificación de la muestra (disminución de volumen o comportamiento dilatante negativo) hasta alcanzar grandes deformaciones de cortante, situación en la que no se produce apenas cambio de volumen (situación de *estado crítico*). A lo largo del ensayo se produce ganancia de resistencia al corte sin pasar por una tensión de pico.

En general, lo habitual es realizar ensayos de corte hasta que se alcanza un valor claro de la resistencia a cortante máxima que el suelo puede ofrecer y que se corresponde con la tensión de pico en curvas del tipo I o con el valor asintótico al que tienden las de tipo II.

Los parámetros resistentes en condiciones de pico⁹ (c'_p, φ'_p) rigen la mayoría de los fenómenos relacionados con el ELU-GEO de resistencia al hundimiento o de equilibrio global con carácter previo a la primera rotura del terreno, mientras que los residuales, (o los de estado crítico que en la práctica suelen resultar muy parecidos en ambos tipo de curva) controlan los ELU asociados a grandes deformaciones tangenciales, como por ejemplo la reactivación de movimientos de ladera a través superficies de rotura preexistentes. El ELU de deslizamiento es considerado uno de estos últimos por UNE EN 1997 - 1.

En caso de que no se conozca el valor del ángulo φ'_{cv} , aunque UNE-EN 1997-1 no incluye ninguna indicación al respecto, el valor del coeficiente de rozamiento entre terreno y cimentación hormigonada *in situ*, $\tan \delta_k$ se puede tomar de la [Tabla 11](#), debiéndose cumplir además la limitación siguiente:

$$\tan \delta_k \leq 0,8 \tan \varphi'_p \quad (52)$$

⁹ El valor del ángulo de rozamiento interno en condiciones de pico φ'_p se corresponde con el ángulo de rozamiento interno φ' utilizado como parámetro que rige la resistencia al corte del terreno en el resto de las formulaciones de este documento. Otro tanto puede indicarse respecto de la cohesión, donde además, la diferencia entre sus valores de pico y residual suele ser mucho más acusado que en el caso del ángulo de rozamiento interno (normalmente $c'_r = 0$).

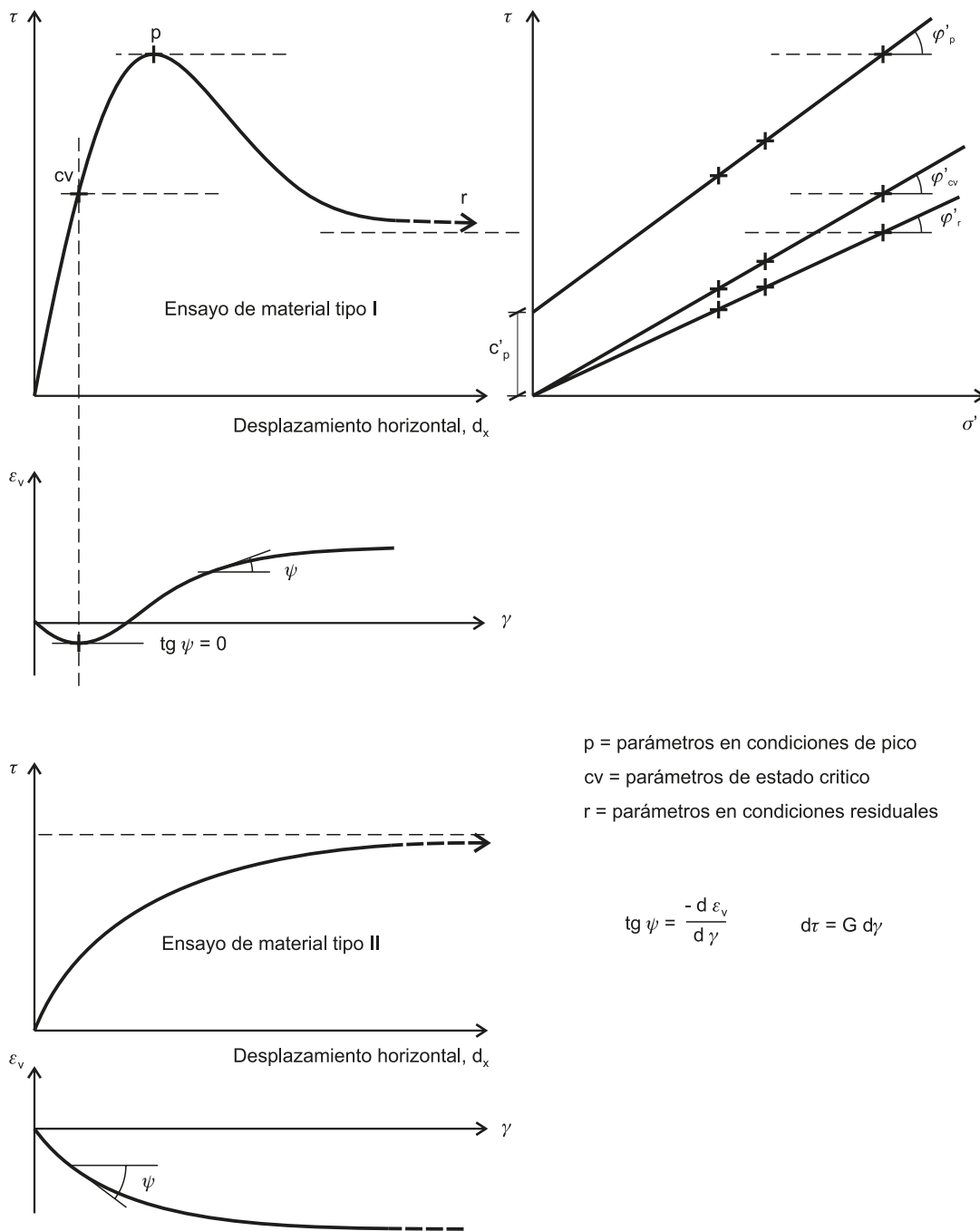


Figura 26 Ángulos de rozamiento interno efectivo en condiciones de pico p , de estado crítico cv y residual r

Tabla 11 **Coefficiente de rozamiento entre hormigón *in situ* y diferentes tipos de terreno**

Tipo de terreno	$\tan \delta_k$
Roca sana	0,70
Grava, grava arenosa, arena gruesa	0,55 a 0,60
Arena media y fina, arena gruesa limosa, grava limosa o arcillosa	0,45 a 0,55
Arena fina, arena media y fina, limosa o arcillosa	0,35 a 0,45
Limo fino arenoso, limo no plástico	0,30 a 0,35
Arcilla de resistencia muy alta, arcilla preconsolidada	0,40 a 0,50
Arcilla de resistencia media, arcilla limosa	0,30 a 0,35

4.2.3 Resistencia al deslizamiento en condiciones no drenadas

Para suelos en condiciones no drenadas, R_d se puede determinar utilizando la expresión siguiente (expresión (6.4b) de UNE EN 1997-1).

$$R_d = \frac{A' c_u}{\gamma_{Rh}} \quad (53)$$

donde A' es área efectiva de la zapata (apartado 4.1.4) y c_u es la resistencia al corte sin drenaje.

Para arcillas en condiciones no drenadas, de acuerdo con 6.5.3(12) y (13) de UNE EN 1997-1, será necesario comprobar adicionalmente que se cumple la siguiente limitación (expresión (6.5) de UNE EN 1997-1), para tener en cuenta la posibilidad de existencia de agua o aire en la interfaz cimiento-terreno que impida un contacto total entre ambos.

$$R_d \leq 0,4V_d \quad (54)$$

5

PROYECTO POR EL MÉTODO DIRECTO: VERIFICACIONES EN ELS

5.1 Bases de cálculo

Los estados límite de servicio (ELS) son aquéllos que, de ser excedidos, pueden dar lugar a una pérdida de la funcionalidad para la cual fue proyectada la estructura, a un defecto en su apariencia o a un problema de confort de los usuarios (apartado 3.4 de UNE-EN 1990), sin que ello suponga el colapso de la misma.

Como se indica en el capítulo 2, cuando una cimentación superficial se calcula utilizando el *método directo*, además de verificar los ELU, es necesario efectuar la verificación de los ELS.

Para evitar alcanzar un ELS, el valor de cálculo de los efectos de las acciones (que en este contexto pueden ser asentamientos, giros, vibraciones, etc.) debe ser menor que el valor límite aceptable para ese efecto (UNE-EN 1997-1, 2.4.8, expresión (2.10)):

$$E_d \leq C_d \quad (55)$$

La determinación de los efectos de las acciones E_d puede efectuarse utilizando tanto modelos de cálculo analíticos como semiempíricos, con las acciones que actúan sobre la cimentación en la situación de proyecto evaluada, teniendo en cuenta cuando proceda las citadas en 2.4.2(4) de UNE-EN 1997-1. En general, la combinación de acciones a considerar para las verificaciones geotécnicas en ELS suele ser la combinación casi-permanente (este aspecto se desarrolla en el apartado 5.2.2).

El valor límite C_d es aquél para el cual se estima que la estructura soportada por la cimentación puede alcanzar un ELS, lo que significa que se suele fijar por consideraciones estructu-

rales. Por ejemplo, el valor límite aceptable para el asiento en una pila puede establecerse de forma que no dé lugar a una fisuración inaceptable en el tablero, defectos de alineación, discontinuidades en juntas, etc. Su valor debe establecerse en las etapas iniciales del proyecto de la estructura, teniendo en cuenta los aspectos indicados en 2.4.9 de UNE-EN 1997-1. Esta norma incluye además alguna indicación en su Anejo H respecto a los valores límite que pueden adoptarse (apartado 5.2.6).

En este capítulo se desarrolla la verificación de asientos (apartado 5.2), tanto absolutos como diferenciales, y se recogen algunos criterios en relación con los giros (apartado 5.3). Dependiendo de la tipología de la estructura soportada puede ser necesario tener en consideración también otros movimientos, como los desplazamientos horizontales. Además, UNE-EN 1997-1 en los apartados 6.6.3 y 6.6.4, hace hincapié en la posible repercusión de efectos como el levantamiento en terrenos expansivos y las vibraciones.

5.2 Verificación de asientos (ELS)

5.2.1 Planteamiento de la comprobación

Cuando la comprobación de una cimentación superficial se realiza con el método directo, es necesario efectuar con carácter general, tal como se recoge en el diagrama de flujos de la Figura 4, un cálculo de asientos, absolutos y diferenciales, cuyo resultado se compara con los valores límite aceptables.

Para la verificación de asientos absolutos en cada punto de apoyo de la estructura, la inecuación (55) puede reescribirse como sigue:

$$s_{Ed} \leq s_{Cd} \quad (56)$$

donde:

s_{Ed} Valor de cálculo del asiento obtenido con los procedimientos recogidos en 5.2.8 a 5.2.10, teniendo en cuenta las consideraciones sobre acciones y geometría que figuran en 5.2.2 y 5.2.3

s_{Cd} Valor límite del asiento absoluto según 5.2.6

El asiento de una cimentación superficial s_{Ed} depende de la magnitud de las cargas, de la geometría de la zapata, de la rigidez de la estructura que soporta y de las características del terreno. Se debe tener en cuenta, cuando proceda, los efectos sobre los asientos de: vibraciones, cimentaciones y rellenos próximos, oscilaciones del nivel freático, fenómenos físico-químicos en suelos (expansividad, disoluciones o colapso), etc.

El asiento diferencial entre dos apoyos contiguos i, j debe verificarse con una comprobación del mismo formato que la inecuación (55), donde el valor de cálculo del asiento diferencial se obtiene como diferencia entre los asientos estimados en cada apoyo s_{Ed} , teniendo en

cuenta la incertidumbre inherente a esta estimación Δs_{Ed} , según se indica en UNE-EN 1990, A2.2.1(13) a (17):

$$d_{i,j} = (s_{Ed,i} + \Delta s_{Ed,i}) - (s_{Ed,j} - \Delta s_{Ed,j}) \leq d_{Cd} \quad \text{siendo} \quad s_{Ed,i} \geq s_{Ed,j} \quad (57)$$

donde:

$d_{i,j}$ Valor de cálculo del asiento diferencial entre dos apoyos contiguos i, j

$s_{Ed,i}, s_{Ed,j}$ Valor de cálculo del asiento en los apoyos i, j

$\Delta s_{Ed,i}, \Delta s_{Ed,j}$ Incertidumbre en la estimación del asiento en los apoyos i, j

d_{Cd} Valor límite del asiento diferencial (apartado 5.2.6)

Respecto a la incertidumbre en la estimación del asiento, UNE-EN 1997-1, 6.6.1(6), indica que el cálculo de asientos no puede considerarse como un cálculo preciso, sino que simplemente proporciona una indicación aproximada de su valor real. Ello es debido a la propia imprecisión de los modelos de cálculo, a las limitaciones de los métodos de determinación de los parámetros a partir de los cuales se calcula la deformación del terreno y a la variabilidad intrínseca de éste.

Si bien UNE-EN 1997-1 no propone ningún valor ni criterio para la obtención de esta incertidumbre Δs_{Ed} , a falta de mejor información, se puede aceptar que estará comprendido entre el 25% y el 50% del asiento absoluto del correspondiente apoyo.

Por otro lado, UNE-EN 1997-1 introduce en 2.4.1(4) y 2.4.8(4) la posibilidad de efectuar la comprobación de los ELS mediante un procedimiento simplificado que consiste en aceptar que los movimientos en ELS se mantendrán dentro de los límites requeridos si se verifica que sólo se moviliza una pequeña fracción de la resistencia del terreno. Para que este procedimiento de comprobación sea aceptable se requiere que no sea necesario disponer de un valor concreto del asiento y que se disponga de experiencia comparable que lo avale. En el caso de cimentaciones superficiales, este procedimiento simplificado constituye el *método indirecto* de dimensionamiento, descrito en el apartado 2.2 y desarrollado en el capítulo 6, con sus particularidades y limitaciones.

5.2.2 Solicitaciones

El cálculo estructural proporciona los esfuerzos de cálculo en la sección de base de pila y a partir de ellos se obtienen los valores de cálculo de los esfuerzos que actúan en el plano de cimentación (ver apartado 4.1.3), con los que se determina el valor del asiento s_{Ed} . Dado que la comprobación de asientos es un ELS, los coeficientes parciales a utilizar serán iguales a la unidad (apartado 2.4.8(2) de UNE-EN 1997-1).

UNE-EN 1990, 6.5.3, presenta tres combinaciones de acciones diferentes para las verificaciones en ELS, utilizadas normalmente como sigue:

- Combinación característica, para ELS irreversibles
- Combinación frecuente, para ELS reversibles
- Combinación casi-permanente, para la evaluación de efectos diferidos

La mayor parte de los Eurocódigos indican de forma explícita la combinación de acciones que ha de utilizarse para cada verificación concreta. UNE-EN 1997-1, sin embargo, no especifica cuál es la combinación de acciones que se debe utilizar para la verificación del ELS de asientos. A este respecto, sí indica en 6.6.2(1) que el cálculo de asientos debe incluir tanto la componente inmediata como la diferida del asiento.

Por otro lado, UNE-EN 1990 señala en A2.2.1(15) que los asientos en puentes están causados fundamentalmente por las cargas permanentes, incluidos los rellenos. Por tanto, la combinación de acciones a considerar en el cálculo será, en general, la casi-permanente.

UNE-EN 1990 señala también en A2.2.1(15) que en determinados casos puede ser necesario considerar además las acciones variables, aunque no incluye ninguna indicación adicional. A este respecto, hay que tener en cuenta que, en el caso de suelos cohesivos, en que los procesos de consolidación se desarrollan en periodos largos de tiempo (meses o incluso años), no será necesario considerar las cargas variables en la determinación del asiento.

En cambio, en suelos granulares, el tiempo necesario para que se desarrolle el asiento puede variar desde prácticamente inmediato (suelos granulares puros y secos) hasta algunos días (suelos granulares saturados o suelos granulares con una pequeña fracción fina), motivo por el cual las acciones variables podrían generar asientos no despreciables, especialmente en el primero de estos dos casos. Cuando, excepcionalmente, por estos motivos, se tenga en cuenta el efecto de las acciones variables sobre el asiento, la combinación de acciones a considerar en el cálculo será, en general, la combinación frecuente, salvo para la estimación de la componente s_2 (ver apartado 5.2.4), en la cual no deben intervenir las cargas variables.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que en suelos granulares una parte importante de los asientos puede tener lugar durante la etapa de construcción a medida que las cargas se van transmitiendo al terreno, por lo que una parte de los asientos podría no tener repercusión estructural. En este sentido, UNE-EN 1997-1, 2.4.9(4), indica que para la estimación de los asientos diferenciales se debe tener en cuenta la secuencia de introducción de las cargas durante el proceso constructivo.

5.2.3 Aspectos geométricos

Dado que los movimientos de la cimentación dependen también de sus dimensiones, es necesario determinar los valores de éstas últimas que se deben considerar en el cálculo. La pérdida de contacto entre zapata y terreno puede tener un efecto significativo en el cálculo de asientos.

Si para las solicitaciones consideradas (según apartado 5.2.2) no se produce pérdida de contacto entre zapata y terreno, las dimensiones a considerar serán las nominales de la cimentación. Una forma de asegurar esta condición es limitar la excentricidad de la carga correspondiente a esas solicitaciones de acuerdo con los criterios de la **Tabla 12**.

Tabla 12 Límite de excentricidad para considerar dimensiones nominales

Tipo	Limitación
Zapata corrida de ancho B	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$
Zapata circular de diámetro B	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{4}$
Zapata rectangular de dimensiones B, L	$\left(1 - \frac{2e_b}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_l}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$

Respecto a la profundidad del terreno a considerar en el cálculo del asiento, UNE-EN 1997-1 recoge en 6.6.2(5) a (7) las indicaciones siguientes:

- Debe ser función del tamaño y de la forma de la cimentación, de la variación de la rigidez del suelo con la profundidad y de la distancia entre los distintos elementos de cimentación
- Puede tomarse normalmente como aquella en que la tensión vertical efectiva transmitida por la cimentación es del orden del 20% de la tensión efectiva debida al peso del terreno
- En muchos casos, de forma simplificada, esta profundidad puede tomarse igual a un valor entre una y dos veces la anchura de cimentación, pudiéndose reducir para losas de cimentación poco cargadas. Esta simplificación no es válida en suelos blandos

No será necesario efectuar las consideraciones anteriores cuando se empleen formulaciones que llevan implícita una decisión sobre la profundidad que interviene en el modelo, como la que se recoge en el apartado 5.2.8.5, que integra el asiento en el semiespacio de Boussinesq, o en el apartado 5.2.8.6, que lo hace hasta un horizonte indeformable.

5.2.4 Componentes del asiento

El asiento de una cimentación superficial depende de la magnitud de las cargas, de la geometría de la cimentación y de las características del terreno. De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 6.6.2(1), los cálculos de asientos deben incluir tanto los inmediatos como los diferidos.

En los suelos saturados, la velocidad con la que se produce el asiento depende de la velocidad de aplicación de las cargas en relación con la de disipación de las sobrepresiones intersticiales inducidas por las mismas. Si la velocidad de carga supera a la de disipación, aparecerá una sobrepresión intersticial, que se irá disipando a lo largo del tiempo conforme

se expulse agua de los poros, con el consiguiente incremento de presión efectiva y generación de asientos (consolidación primaria). La velocidad de disipación depende del tipo de suelo, permeabilidad, condiciones de drenaje y magnitud de las cargas. Posteriormente, el asiento puede continuar aumentando con el tiempo debido a un fenómeno de fluencia del suelo (consolidación secundaria).

UNE-EN 1997-1, 6.6.2(2) formula los conceptos recogidos en el párrafo anterior con carácter general para todo tipo de suelos, estableciendo las componentes del asiento de la forma siguiente:

- Asiento inmediato, s_0
- Asiento causado por consolidación, s_1
- Asiento causado por la fluencia, s_2

De manera que el valor de cálculo del asiento es:

$$s_{Ed} = s_0 + s_1 + s_2 \quad (58)$$

En los suelos cohesivos saturados, se suelen identificar claramente los tres tipos anteriores de asientos, especialmente cuando son blandos y altamente deformables:

- El asiento inmediato s_0 es debido a la distorsión por cortante en condiciones no drenadas y tiene lugar sin variación en el índice de poros (volumen constante). Tiene importancia cuando las dimensiones de la zapata son del mismo orden o menores que el espesor de la capa compresible y es muy pequeño o nulo en condiciones de carga unidimensional (definida en el apartado 5.2.9.1)
- El asiento de consolidación s_1 (usualmente denominado consolidación primaria) se produce por la reducción de volumen causada por la expulsión de agua de los poros, asociada a la disipación de las sobrepresiones intersticiales generadas por la aplicación de las cargas y al consiguiente aumento de las presiones efectivas. La velocidad con la que se produce el asiento depende de la cantidad de agua que debe ser expulsada y de la velocidad de circulación del agua (permeabilidad del terreno). Cuando la permeabilidad es pequeña, la consolidación primaria se produce lentamente
- El asiento de fluencia s_2 (usualmente denominado consolidación secundaria) es identificable una vez completada la parte más sustancial de la consolidación primaria y se produce sin variación de la tensión efectiva en el terreno. En suelos arcillosos saturados blandos, suele ser una fracción apreciable del asiento total

En suelos granulares y en suelos cohesivos no saturados, los asientos inmediatos (de distorsión sin cambio de volumen) y los de consolidación primaria (con cambio de volumen causado por los incrementos de tensiones efectivas) se producen rápidamente y suelen calcularse conjuntamente. El valor del asiento de consolidación secundaria en estos casos suele ser pequeño.

Los modelos de cálculo recogidos en los apartados 5.2.8 a 5.2.10 sirven para estimar el valor de alguna o varias de las componentes del asiento incluidas en la expresión (58), lo que se indica de forma expresa en cada uno de dichos apartados.

5.2.5 Modelos de cálculo

Los asientos de las cimentaciones superficiales pueden calcularse mediante procedimientos analíticos o semiempíricos, que requieren caracterizar el terreno mediante prospecciones y ensayos, que pueden ser de campo o de laboratorio. Los trabajos de campo deben incluir investigaciones efectuadas en la vertical del punto donde se va a cimentar.

Los modelos de cálculo que se recogen en este documento para la estimación de asientos son los indicados a continuación. En cada uno de los apartados a los que se remite, se trata tanto el modelo de cálculo como el modo de obtención de los parámetros que se requieren en cada caso.

- En suelos cohesivos:
 - Modelo elástico (apartado 5.2.8)
 - Modelo de la consolidación unidimensional (apartado 5.2.9)
 - Modelo basado en el ensayo presiométrico (apartado 5.2.10)
 - Modelo basado en ensayos de penetración estática (apartado 5.2.10)
- En suelos granulares:
 - Modelo elástico (apartado 5.2.8)
 - Modelo basado en el ensayo SPT (apartado 5.2.10)
 - Modelo basado en el ensayo presiométrico (apartado 5.2.10)
 - Modelo basado en ensayos de penetración estática (apartado 5.2.10)

Además, pueden utilizarse métodos numéricos para estimar los asientos de una cimentación, que permiten modelizar relaciones constitutivas y condiciones complejas del terreno, representando con mayor precisión la no linealidad y la plastificación del mismo. También es posible modelizar con ellos la estructura, el terreno y la interacción entre ambos, lo que permite conocer la influencia de la rigidez de la estructura en la respuesta del terreno, así como la respuesta sobre el cimiento para abordar su proyecto estructural. No obstante, la utilización de métodos numéricos requiere un conocimiento profundo de las ecuaciones constitutivas y modelos de interacción, así como que sea factible la determinación práctica de los parámetros intervinientes.

El mallado de los modelos debe ser suficientemente fino para estimar correctamente tensiones y desplazamientos. Se puede considerar que el mallado es suficientemente fino cuando al refinarlo no se produce un cambio significativo en la solución numérica. Además, debe prestarse especial atención a las condiciones de contorno introducidas en el modelo.

Cuando se utilicen modelos numéricos se deben efectuar previamente cálculos con los procedimientos descritos en los apartados siguientes que sirvan de contraste.

En el caso de cimentaciones sobre roca, UNE-EN 1997-1, 6.7(3) indica que el asiento puede estimarse sobre la base de experiencia comparable teniendo en cuenta las características geomecánicas del macizo. Cuando se quiera determinar con mayor precisión el valor del asiento, será necesario efectuar un análisis basado en las características del macizo rocoso, para el que puede resultar adecuado el método elástico descrito en 5.2.8. Para estimar el módulo de elasticidad del macizo rocoso, se debe tener en cuenta el tipo de roca, la distribución de las litoclasas, el grado de meteorización, etc., lo que puede hacerse mediante correlaciones empíricas con el grado de fracturación y otros parámetros del macizo, incluyendo, eventualmente, el valor del módulo de elasticidad de la roca intacta o directamente a partir de ensayos de campo.

Por último, hay que señalar que UNE-EN 1997-1 indica en 6.8(6), que para el cálculo de los asientos totales y diferenciales del conjunto de la estructura, los modelos de coeficiente de balasto no son, en general, adecuados. Si la interacción terreno-estructura es significativa deben utilizarse procedimientos de cálculo más precisos, como los métodos numéricos.

5.2.6 Valores límite de los asientos

Para la verificación del ELS de asientos es necesario establecer unos valores límite, tanto para el asiento absoluto como para el diferencial, de acuerdo con las expresiones (56) y (57).

Los valores límite de los movimientos diferenciales de las cimentaciones deben fijarse para evitar alcanzar un estado límite en la estructura (UNE-EN 1997-1, 2.4.9(2)). Estos valores dependen de las características de la propia estructura y difícilmente pueden ser objeto de reglas generales. Deberían, por tanto, establecerse como condición de proyecto para cada estructura en particular, teniendo en cuenta todos los aspectos citados en UNE-EN 1997-1, 2.4.9(3) y (4), de la forma más realista posible.

UNE-EN 1997-1, en su anejo H, propone los siguientes valores límite para los asientos, que pueden tomarse como referencia para estructuras convencionales, en ausencia de límites específicos:

- Asiento absoluto 5 cm
- Asiento diferencial $L / 500$, siendo L la distancia entre apoyos

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, el valor límite de 5 cm para el asiento absoluto podría superarse si se justifica adecuadamente.

En la literatura técnica existen otros criterios específicos para puentes de carretera que es conveniente tener como referencia. Este es el caso del criterio recogido por WSDOT¹⁰ que

¹⁰ Washington State Department of Transportation. *Geotechnical Design Manual* (M 46-03.01), 2010.

permite un límite de $L / 400$ para el asiento diferencial y 10 cm para el absoluto. Hay que tener en cuenta que en este último caso, los límites están referidos a una combinación de acciones en ELS que se puede considerar equivalente a la combinación característica con el tráfico como acción variable dominante, con la salvedad de que, en suelos cohesivos, las acciones variables se omiten en el cálculo del asiento de consolidación.

5.2.7 Asientos diferenciales a introducir en el cálculo estructural

UNE-EN 1990 recoge en A2.2.1(13) a (17) una serie de criterios sobre la forma de considerar los asientos en el cálculo estructural:

- Los asientos diferenciales se deben tener en cuenta como acción en el cálculo estructural si sus efectos son significativos comparados con los de las acciones directas
- Según UNE-EN 1992-1-1, 2.3.1.3(2) y (3), en general en estructuras de hormigón, los asientos diferenciales se deben tener en cuenta para verificar los estados límite de servicio, mientras que para los estados límite últimos, puede no ser necesario considerarlos si sus efectos no son significativos y la estructura tiene suficiente ductilidad. Esta última idea está expresada también para estructuras de acero en UNE-EN 1993-2, 5.4.2(4)
- Los asientos diferenciales son acciones permanentes G_{set} y se deben incluir en las combinaciones de acciones para las verificaciones estructurales, con el coeficiente parcial γ_{Gset} correspondiente según la comprobación estructural sea en ELS o en ELU. G_{set} está constituido por un conjunto de valores que representan el asiento de cada zapata
- El asiento de cada cimiento debe estimarse de acuerdo con UNE-EN 1997-1, para las solicitaciones de cálculo (apartado 5.2.2), de acuerdo con los procedimientos recogidos en este capítulo
- Además, deben tenerse en cuenta las incertidumbres en el cálculo del asiento, de acuerdo con lo indicado al respecto en 5.2.1
- Finalmente, la acción permanente que representa los asientos diferenciales se debe determinar como sigue: se asigna a cada cimiento el valor de su asiento y, por parejas (elegidas de forma que se obtenga el efecto más desfavorable para la verificación estructural objeto de análisis), se asigna un valor $(s_{Ed,i} + \Delta s_{Ed,i})$ a uno de ellos y $(s_{Ed,j} - \Delta s_{Ed,j})$ al otro

UNE-EN 1997-1, 6.6.2(14), indica que aunque los asientos estimados resulten uniformes debe considerarse en el cálculo estructural un cierto valor de los asientos diferenciales. Si bien UNE-EN 1997-1 no propone ningún valor, se puede considerar un asiento diferencial mínimo para el cálculo estructural de 2,5 cm, salvo en el caso de cimientos en roca competente, donde puede reducirse a 1,5 cm.

5.2.8 Cálculo de asentos con el modelo elástico

5.2.8.1 Parámetros elásticos del terreno

a) Consideraciones generales

Los parámetros elásticos del terreno que intervienen en la determinación del asiento son el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson ν , cuyos valores dependen de factores tales como la naturaleza, estructura geológica y otras características del terreno, la magnitud de las cargas, las deformaciones esperadas, etc.

Por otro lado, los parámetros a introducir en las formulaciones serán diferentes según la estimación de asentos se haga en condiciones drenadas o no drenadas.

Es habitual obtener el coeficiente de Poisson ν a partir de valores tabulados. Como referencia, en la [Tabla 13](#) pueden encontrarse rangos de valores típicos de este módulo en función del tipo de terreno, que recogen un conjunto de experiencias de diferentes autores y se refieren tanto a ensayos llevados a cabo sobre probetas como a trabajos de campo cuyo objetivo era establecer valores de aplicación a determinados macizos y formaciones *in situ*. En una primera aproximación, en formaciones de escasa compacidad o gran alteración pueden tomarse, para niveles tensionales alejados de la rotura, los valores bajos de los rangos de la [Tabla 13](#).

Tabla 13 Rango típico de valores del coeficiente de Poisson

Tipo de terreno		ν'	
Suelo	Arcilla saturada ($\nu_u = 0,5$)	0,40 - 0,50	
	Arcilla no saturada	0,30 - 0,40	
	Arcilla arenosa y limosa	0,20 - 0,40	
	Limo	0,30 - 0,40	
	Arena densa	0,30 - 0,40	
	Arena suelta	0,10 - 0,30	
	Grava	0,15 - 0,35	
Roca	Ígnea extrusiva	Basalto	0,16 - 0,32
	Ígnea intrusiva	Granito	0,10 - 0,35
	Sedimentaria	Arenisca	0,15 - 0,40
		Limolita	0,10 - 0,22
		Caliza y dolomía	0,10 - 0,35
	Metamórfica	Cuarcita	0,08 - 0,22
		Gneis	0,10 - 0,40
		Esquistos	0,10 - 0,30

El valor del módulo de elasticidad E se puede obtener de ensayos de campo o de laboratorio, de alguna de las formas siguientes:

- A partir de ensayos triaxiales sobre muestras tomadas de acuerdo con lo especificado en UNE EN 1997-2, realizados bajo condiciones y con valores seleccionados dentro de las trayectorias de tensiones adecuadas a la historia tensional del terreno y a las sollicitaciones previstas. Con las distintas variantes de este ensayo se puede obtener el módulo de elasticidad en condiciones drenadas E' y no drenadas E_u . No obstante, las dificultades para la obtención de muestras de calidad suficiente, particularmente en terrenos granulares, puede hacer inviable esta opción
- A partir del ensayo edométrico puede obtenerse el módulo de elasticidad en condiciones drenadas E' a utilizar en cálculos tridimensionales como el que se recoge en la expresión (68) y demás formulaciones elásticas de 5.2.8. Para ello, partiendo de la relación entre el incremento de tensión y la deformación, en condiciones edométricas (probeta constreñida lateralmente sometida a deformación unidimensional), se obtiene E' como sigue:

$$E' = E_{OED} \frac{(1 + \nu') (1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} \quad (59)$$

donde:

E' Módulo de elasticidad en condiciones drenadas

E_{OED} Relación entre el incremento de tensión y la deformación, $\Delta\sigma/\varepsilon$, en condiciones edométricas, para el nivel tensional correspondiente a las sollicitaciones previstas

ν' Coeficiente de Poisson en condiciones drenadas

- El módulo de elasticidad de un suelo cohesivo en condiciones no drenadas E_u puede establecerse también a través de correlaciones con otros parámetros del terreno como la resistencia al corte sin drenaje, obtenidas a partir de ensayos de campo y laboratorio referidos a la experiencia local
- Ciertos ensayos de campo permiten la obtención del módulo de elasticidad del terreno en determinadas condiciones (como las edométricas E_{OED} o las drenadas E') a través de correlaciones bien establecidas con los parámetros que se obtienen directamente de dichos ensayos. Entre ellos pueden citarse el dilatómetro plano, el piezocono y algunos tipos de penetración dinámica para los que los anejos de UNE-EN 1997-2 incluyen información detallada sobre el valor de dichas correlaciones
- Resulta relativamente habitual el empleo de correlaciones entre los parámetros obtenidos directamente en ensayos de penetración en una determinada vertical y el módulo de elasticidad. En estos casos, lo recomendable es efectuar el cálculo de asientos con el procedimiento semiempírico correspondiente (apartado 5.2.10). Si se utilizara el método elástico, las correlaciones a emplear para definir los módulos elásticos deben proceder de experiencias previas bien establecidas y relevantes

para el tipo de terreno donde se deseen aplicar. La justificación de la relevancia de una correlación debe contemplar aspectos como la naturaleza geológica de la formación atravesada, sus propiedades de identificación geotécnica y otras características del terreno

- Por último, el valor del módulo de elasticidad E está relacionado con el módulo de rigidez transversal G a través la ecuación siguiente:

$$E = 2 (1 + \nu) G \quad (60)$$

Si se toman datos de un rango amplio de deformaciones tangenciales, el valor de G presenta importantes variaciones con una ley similar a la esquematizada en la **Figura 27**. El valor de G puede determinarse mediante diferentes procedimientos cada uno de los cuales es adecuado para unos ciertos rangos de deformaciones, tal como se indica en dicha figura.

El valor del módulo G a pequeña deformación, G_{max} puede deducirse de determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas transversales V_s con los procedimientos geofísicos habituales (cross-hole, down-hole, CPTU sísmico, análisis espectral de ondas superficiales), o con determinados ensayos de laboratorio, que pueden manejar pequeñas deformaciones, como los de columna resonante, utilizados frecuentemente en la dinámica de suelos.

$$G_{max} = \rho_T V_s^2 \quad (61)$$

donde:

G_{max} Módulo de rigidez transversal para pequeñas deformaciones de cortante

ρ_T Densidad del suelo

V_s Velocidad de propagación de las ondas sísmicas transversales (ondas S)

Para deformaciones mayores, se pueden utilizar otros procedimientos indicados en la **Figura 27**. Además pueden utilizarse curvas de referencia publicadas por varios autores que indican la variación de G / G_{max} en función de la deformación.

El valor de G para deformaciones muy pequeñas ($\gamma < 10^{-5}$) se mantiene prácticamente constante, por lo que en ese rango de deformaciones se puede escribir:

$$\frac{E'}{1 + \nu'} = \frac{E_u}{1 + \nu_u} \quad \text{para deformaciones muy pequeñas} \quad (62)$$

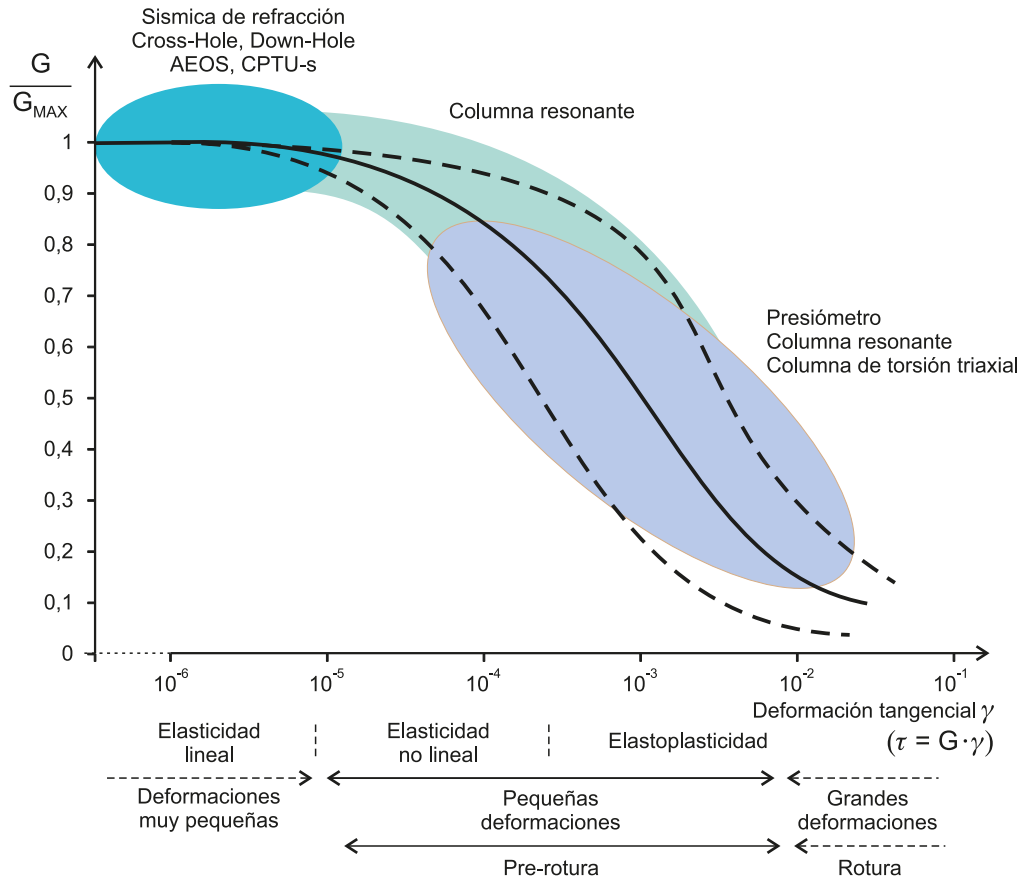


Figura 27 Variación de G con la deformación tangencial γ y rango de aplicación de diferentes ensayos para su determinación

Debe tenerse en cuenta que esta relación teórica no siempre es aplicable en la práctica por lo que las deformaciones en condiciones drenadas suelen ser, como consecuencia, mayores que las deformaciones sin drenaje por lo que se cumple la expresión siguiente:

$$\frac{E'}{E_u} \leq \frac{1 + \nu'}{1,5} \quad (63)$$

Por otra parte, la ecuación (60) puede escribirse de la forma siguiente:

$$E' = 2 (1 + \nu') \left(\frac{G}{G_{max}} \right) G_{max} \quad (64)$$

El valor del cociente G / G_{max} se podría obtener de curvas específicas de reducción del módulo al aumentar la deformación tangencial, del tipo de la esquematizada en la Figura 27. En la literatura técnica se pueden encontrar valores recomendados del cociente G / G_{max} comprendidos normalmente entre 0,1 y 0,3 para el cálculo de asientos en cimentaciones superficiales.

b) Parámetros equivalentes en terrenos heterogéneos.

Para poder aplicar la expresión (74) en el caso de terrenos heterogéneos, resulta necesario obtener unos valores de E y ν , constantes para el conjunto del terreno y representativos del mismo. Puede tomarse para ambos módulos el valor medio equivalente, calculado como se indica a continuación.

El módulo de elasticidad medio equivalente puede determinarse con la expresión (65):

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i h_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \right) h_i} \quad (65)$$

donde:

E Módulo de elasticidad medio equivalente

E_i Módulo de elasticidad del estrato i

h_i Espesor del estrato i , de los n estratos en que puede dividirse el terreno compresible

$\Delta\sigma_i$ Incremento de la presión vertical total en el centro del estrato i en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma

Para estimar los valores de $\Delta\sigma_i$ en la expresión anterior, se debe utilizar la teoría de la elasticidad. En general, resultan suficientemente precisas las expresiones de la [Tabla 15](#).

Como coeficiente de Poisson equivalente se puede tomar el valor de la media ponderada, según la expresión (66), utilizando como pesos de ponderación los mismos valores $\Delta\sigma_i$ antes indicados.

$$\nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i \Delta\sigma_i}{\sum_{i=1}^n h_i \Delta\sigma_i} \quad (66)$$

5.2.8.2 Rigidez relativa cimiento-terreno

La rigidez del cimiento en relación con la del terreno afecta a la distribución de tensiones en el plano de cimentación y consecuentemente a la distribución de los asientos.

En la [Figura 28](#) se muestra esquemáticamente la distribución teórica de asientos bajo una cimentación en función de la relación de rigideces entre cimiento y terreno. En el caso de

cimiento perfectamente rígido el asiento es uniforme, mientras que en los cimientos flexibles el asiento toma un valor máximo en el centro, s_C y mínimo en el borde, s_E . Los valores medios de los asientos son parecidos en ambos casos.

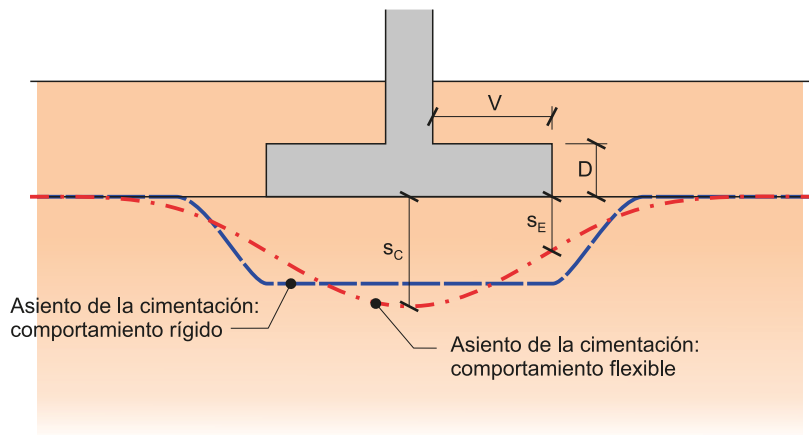


Figura 28 Distribución de asientos en función de la rigidez relativa cimiento-terreno

Para cuantificar la relación de rigideces, se puede utilizar el factor adimensional K_F definido como sigue:

$$K_F = \frac{E_c}{E} \left(\frac{D}{V} \right)^3 \quad (67)$$

donde:

E_c Módulo de elasticidad del hormigón

E Módulo de elasticidad medio del terreno en un espesor igual al ancho de la zapata B bajo el plano de cimentación

D Canto de la zapata

V Distancia horizontal entre la cara de la pila y la de la zapata (vuelo), en la dirección de B o L en que resulte mayor

Desde este punto de vista, se puede establecer la siguiente clasificación:

- Cimiento perfectamente rígido $K_F > 10$
- Cimiento de rigidez intermedia $0,01 \leq K_F \leq 10$
- Cimiento perfectamente flexible $K_F < 0,01$

En la práctica, se pueden asimilar al comportamiento rígido cimientos con $K_f > 5$ y al comportamiento flexible cimientos con $K_f < 0,05$. Las cimentaciones de puentes encajarán en general en la categoría de cimiento rígido o, cuando se apoyen sobre roca, también en la categoría de rigidez intermedia.

5.2.8.3 Formulación elástica general

Los modelos elásticos que se describen en este apartado se basan en la hipótesis de que las deformaciones que sufre el terreno varían linealmente con las tensiones que las provocan. Como consecuencia, sólo debe usarse, como indica UNE-EN 1997-1, Anejo F.2(4), si las tensiones transmitidas al terreno son tales que no dan lugar a una plastificación significativa del mismo y utilizando unos parámetros elásticos adecuados para el rango de tensiones y deformaciones de interés.

El asiento s determinado mediante el modelo elástico se corresponderá con distintos sumandos de la expresión (58) en función del valor de los parámetros elásticos que se utilicen, según se indica en la tabla siguiente.

Tabla 14 Componentes del asiento a partir del modelo elástico

Condiciones	Parámetros elásticos	Asiento obtenido
Drenadas	(E', ν')	$s = s_0 + s_1$
No Drenadas	(E_u, ν_u)	$s = s_0$

Aunque el asiento de consolidación secundaria s_2 depende de las características del terreno, se puede aceptar de forma simplificada que este fenómeno da lugar a un incremento del orden del 20% de los valores calculados con el modelo elástico en condiciones drenadas.

Para calcular el asiento en un punto debido a la aplicación de una carga se puede utilizar la siguiente expresión general (basada en la ley de Hooke) que define la relación entre el incremento de asiento y el incremento de tensiones:

$$s = \sum_{i=1}^n [\Delta \varepsilon_z h]_i = \sum_{i=1}^n \left[\frac{h}{E} (\Delta \sigma_z - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)) \right]_i \quad (68)$$

donde:

s Asiento elástico

h Espesor del estrato i , de los n estratos en que puede dividirse el terreno compresible

E Módulo de elasticidad del estrato i (ver 5.2.8.1)

ν Coeficiente de Poisson del estrato i (ver 5.2.8.1)

$\Delta\varepsilon_z$ Incremento de deformación unitaria según el eje z (vertical) en el estrato i

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ Incremento de tensiones según los ejes x, y, z en el estrato i

La distribución tensional depende de la continuidad, la homogeneidad y la isotropía del terreno. En general, se suele aceptar que coincide con la que se tendría en el semiespacio de Boussinesq (infinito, homogéneo e isótropo), para el que se dispone de formulaciones analíticas aplicables a algunas geometrías de la cimentación (circular y rectangular) y para los dos tipos extremos de rigidez relativa del cimientto con respecto al terreno (rígido y flexible, según 5.2.8.2).

Cuando se tiene un comportamiento perfectamente flexible, la distribución de tensiones sobre el terreno es independiente de las deformaciones que produce (por ejemplo, un terraplén o un macizo de suelo reforzado, en los que puede considerarse que la presión aplicada en cada punto es igual al peso de la columna de relleno que gravita sobre ese punto). En el caso de comportamiento perfectamente rígido, la distribución de tensiones sobre el terreno es la necesaria para que el cimientto se mantenga indeformable (asiento uniforme bajo el mismo).

Los incrementos de tensiones en el semiespacio de Boussinesq en el caso de una cimentación flexible se obtienen de acuerdo con la [Tabla 15](#). Estas formulaciones pueden ser utilizadas para obtener de forma aproximada los valores de $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ a introducir en cada uno de los sumandos de la expresión (68).

La expresión general (68) ha sido integrada para algunas geometrías de las cargas. Una de las aplicaciones más habituales para el cálculo de asientos es la correspondiente a una zapata rectangular flexible. Para este caso, se puede calcular el asiento a cualquier profundidad z bajo su centro mediante la expresión siguiente (solución de Steinbrenner):

$$s(z) = \frac{pB}{E} \left[(1-\nu^2) \phi_1 - (1-\nu-2\nu^2) \phi_2 \right] \quad (69)$$

Donde:

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1} \right] \quad (70)$$

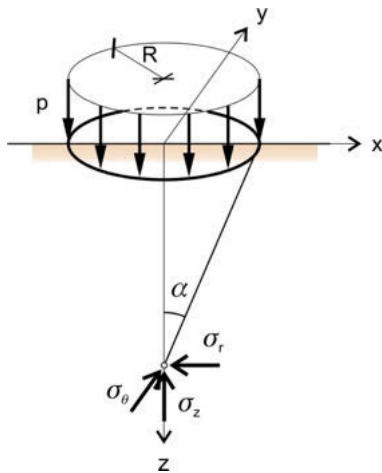
$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctan \frac{n}{m\sqrt{1+n^2+m^2}} \quad (71)$$

Siendo:

$$m = \frac{2z}{B} \quad n = \frac{L}{B}$$

Tabla 15 Tensiones bajo cimentaciones con comportamiento flexible en el semiespacio de Boussinesq

Cimentación flexible. Carga circular. Tensiones bajo el centro



Solución de Love, Timoshenko y Goodier:

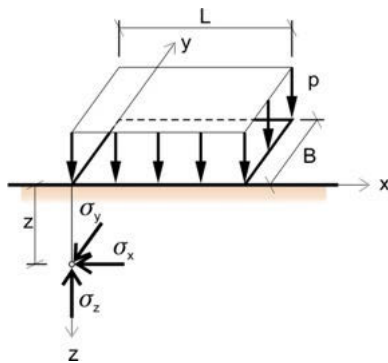
$$\sigma_z = p \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right]^{3/2} \right\} = p (1 - \cos^3 \alpha)$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p \left[\frac{1 + 2\nu}{2} + \frac{\cos^3 \alpha}{2} - (1 + \nu) \cos \alpha \right]$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

Cimentación flexible. Carga rectangular. Tensiones bajo la esquina

Solución de Holl:



$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\arctan \frac{BL}{zR_3} + BL \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{z}{R_3} \right]$$

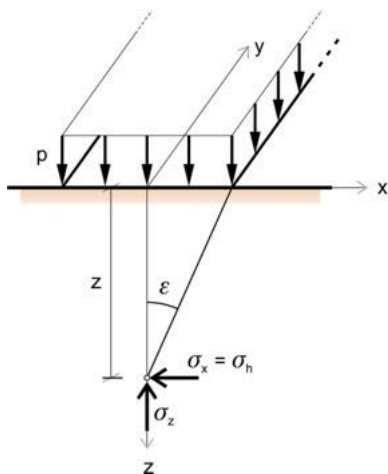
$$\sigma_x = \frac{p}{2\pi} \left[\arctan \frac{BL}{zR_3} - \frac{BL}{R_1^2} \frac{z}{R_3} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{p}{2\pi} \left[\arctan \frac{BL}{zR_3} - \frac{BL}{R_2^2} \frac{z}{R_3} \right]$$

$$R_1 = \sqrt{L^2 + z^2} \quad R_2 = \sqrt{B^2 + z^2} \quad R_3 = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

Para obtener la tensión en el centro, se divide el área de la zapata en cuatro cuadrantes iguales, se calcula la tensión en la esquina de cada uno de ellos y se suman los cuatro valores (UNE-EN 1997-1, 6.6.2(15)).

Cimentación flexible. Carga en faja. Tensiones bajo el centro



Solución de Jurgenson:

$$\sigma_z = p \left(\frac{2\epsilon + \sin 2\epsilon}{\pi} \right)$$

$$\sigma_x = p \left(\frac{2\epsilon - \sin 2\epsilon}{\pi} \right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \sin 2\epsilon$$

Asimismo, el asiento bajo la esquina de una zapata rectangular flexible es igual a la mitad del asiento en el centro y el asiento a cualquier profundidad en cualquier vertical del semiespacio de Boussinesq se puede obtener por superposición de cargas rectangulares (positivas y negativas) de diferentes dimensiones.

En un terreno formado por n capas (cada una de ellas con unos parámetros elásticos constantes) se puede obtener el asiento generado por el asentamiento de la capa i (que se extiende entre la profundidad z_i y z_{i+1}), mediante la expresión:

$$\Delta s_i = s(z_i) - s(z_{i+1}) \quad (72)$$

Donde $s(z_i)$ y $s(z_{i+1})$ son los asientos que se obtienen con la expresión (69) a las profundidades z_i y z_{i+1} para los parámetros elásticos de la capa i .

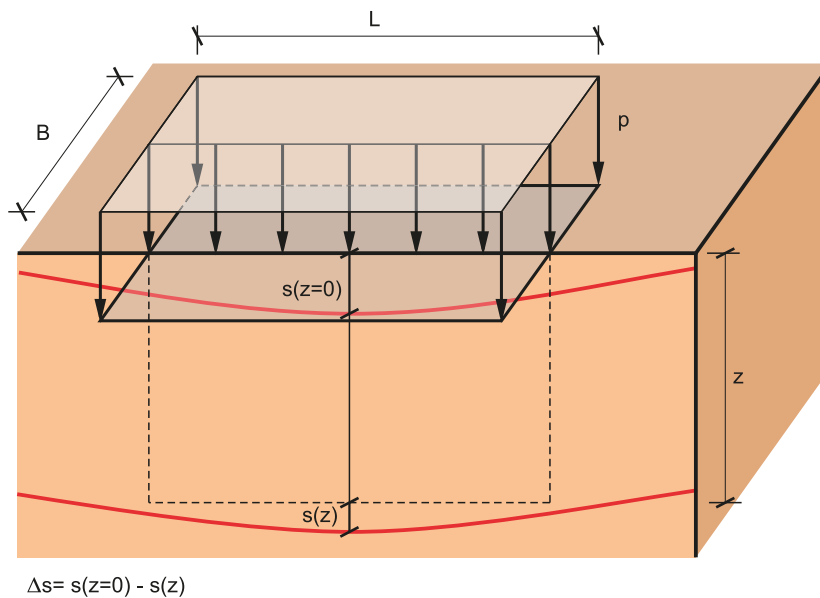


Figura 29 Asiento bajo el centro de cimentación rectangular (Steinbrenner)

El asiento debido al asentamiento de las n capas de terreno es la suma de los asientos de cada una de ellas:

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (73)$$

El comportamiento de las zapatas reales se aproxima más al rígido que al flexible. Bajo una carga vertical, el asiento a que dan lugar es prácticamente constante en todo el plano de cimentación, mientras que el asiento calculado con las formulaciones de las cimentaciones flexibles es mayor en el centro que en los bordes de la zapata. Por otro lado, la distribución

tensional en los bordes de las zapatas rígidas es diferente de la obtenida con las expresiones recogidas en la [Tabla 15](#), válida para cimentaciones flexibles.

Se puede considerar que el asiento de una zapata rígida coincide aproximadamente con el asiento medio de una zapata flexible. En primera aproximación, para las rigideces habituales de las zapatas, puede tomarse como asiento de una zapata rígida el 80% del asiento bajo el centro calculado con condiciones de cimentación flexible.

5.2.8.4 Formulación elástica simplificada

Una formulación para el cálculo del asiento elástico de una zapata, más sencilla que la de la expresión (68) es la que figura en UNE-EN 1997-1, Anejo F, Ecuación (F.1), recogida a continuación:

$$s = \frac{p \cdot B}{E} f \quad (74)$$

donde:

- s Asiento elástico
- p Presión media transmitida al terreno por la zapata
- B Anchura de la zapata
- E Módulo de elasticidad del terreno (apartado 5.2.8.1)
- f Coeficiente de asiento (apartados 5.2.8.5 y 5.2.8.6)

El valor del coeficiente de asiento f permite aplicar la expresión (74) a diferentes configuraciones geométricas y geotécnicas de la cimentación y del terreno. Este coeficiente depende de los factores siguientes:

- Forma y dimensiones de la cimentación
- Variación de la rigidez del terreno con la profundidad
- Espesor de la formación compresible
- Coeficiente de Poisson
- Distribución de presiones de contacto (comportamiento rígido o flexible del cimien-to)
- Punto en que se calcula el asiento

Aunque UNE-EN 1997-1 no propone ninguna formulación para la determinación del coeficiente f , existen diferentes aproximaciones que tienen en cuenta de forma más o menos completa los factores citados en el párrafo anterior.

Si son de aplicación las hipótesis de continuidad, homogeneidad e isotropía del semiespacio de Boussinesq y la distribución de presiones de contacto es asimilable a uno de los casos extremos considerados (comportamiento rígido o flexible), la expresión (74) puede particularizarse a través de la formulación recogida en 5.2.8.5, desarrollada para zapatas circulares o rectangulares. En el caso de que el terreno sea heterogéneo por estar formado por distintos estratos, podrán tomarse como parámetros elásticos los valores medios equivalentes según 5.2.8.1.

En caso de que exista una capa compresible sobre un horizonte que pueda considerarse indeformable (con lo que no serían de aplicación las hipótesis de Boussinesq), la expresión (74) puede dar lugar a valores conservadores del asiento. En estos casos siempre es posible acudir a la formulación general de la expresión (68), a la expresión (69), o bien utilizar la formulación recogida en 5.2.8.6, desarrollada para zapatas circulares o de geometría asimilable, que permite tener en cuenta no sólo la presencia de una capa indeformable a cierta profundidad, sino también la variación del módulo elástico en profundidad y la influencia de la rigidez relativa del cemento y el terreno.

5.2.8.5 Formulación elástica simplificada para terreno asimilable al semiespacio de Boussinesq

Para una cimentación superficial situada sobre un terreno asimilable al semiespacio de Boussinesq y solicitada por una carga vertical, el asiento puede obtenerse particularizando la expresión (74) de la forma siguiente:

$$s = \frac{p \cdot B}{E} c_f (1 - \nu^2) \quad (75)$$

donde:

- s Asiento elástico
- p Presión media transmitida al terreno por la zapata
- B Anchura de la zapata
- E Módulo de elasticidad del terreno
- ν Coeficiente de Poisson
- c_f Coeficiente dependiente de la forma y rigidez de la zapata

El valor del coeficiente c_f depende de la forma y la rigidez de la cimentación y toma los valores indicados en la **Tabla 16**.

Tabla 16 **Valores del coeficiente c_f**

		Cimentación rígida	Cimentación flexible (asiento en el centro)
Circular		$\pi / 4$	1,00
Rectangular	$L / B = 1$	0,88	1,12
	$L / B = 2$	1,21	1,53
	$L / B = 3$	1,43	1,78
	$L / B = 5$	1,72	2,10
	$L / B = 10$	2,18	2,58

Para cimentaciones rígidas, el valor del asiento es igual en el centro y en el perímetro, mientras que, para cimentaciones circulares flexibles, el asiento en el contorno es $2/3$ del asiento en el centro y, para las rectangulares flexibles, el asiento en las esquinas es $1/2$ del asiento en el centro.

5.2.8.6 Generalización de la formulación elástica simplificada para zapata circular

A continuación se presenta la formulación de Mayne y Poulos¹¹, establecida en principio para una zapata circular situada en un terreno horizontal y solicitada por una carga vertical, que permite resolver un problema en el que intervengan los aspectos siguientes:

- Existencia de un horizonte indeformable situado a una profundidad h desde el plano de cimentación
- Incremento del módulo de elasticidad del terreno, E , con la profundidad
- Rigidez relativa cimiento-terreno, K_F
- Profundidad del plano de cimentación, d

Este método, aunque ha sido desarrollado para zapatas circulares, se puede utilizar para calcular asientos en zapatas rectangulares, siempre que la relación entre sus dimensiones cumpla la condición $L / B < 3$, tomando un diámetro equivalente tal que la carga total transmitida al terreno sea la misma (círculo de igual área que el rectángulo).

¹¹ Mayne P.W., Poulos H.G.: *Approximate Displacement Influence factors for Elastic Shallow Foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Vol 125, Nº 6. (Junio 1999)

El asiento puede obtenerse a partir de la generalización de la expresión (74) que se presenta a continuación:

$$s = \frac{p \cdot B}{E_0} I_G I_F I_E (1 - \nu^2) \quad (76)$$

donde:

s Asiento elástico en el centro del cimiento

p Presión media transmitida al terreno por la zapata

B Diámetro de la zapata

E_0 Módulo de elasticidad del terreno al nivel del plano de cimentación

ν Coeficiente de Poisson

I_G Coeficiente para tener en cuenta el espesor de la capa compresible y el incremento de la rigidez del terreno con la profundidad, que se representa en la Figura 30 en función del término adimensional:

$$\frac{E_0}{k_E B}$$

siendo k_E el incremento lineal del módulo de elasticidad con la profundidad, de forma que $E(z) = E_0 + k_E z$

I_F Coeficiente para tener en cuenta la relación de rigideces entre cimiento y terreno, que se representa en la Figura 30 en función del término adimensional K_F definido en la expresión (67)

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4,6 + 10K_F} \quad (77)$$

I_E Coeficiente para tener en cuenta la profundidad del plano de cimentación, que se representa en la Figura 30 en función del término adimensional d / B

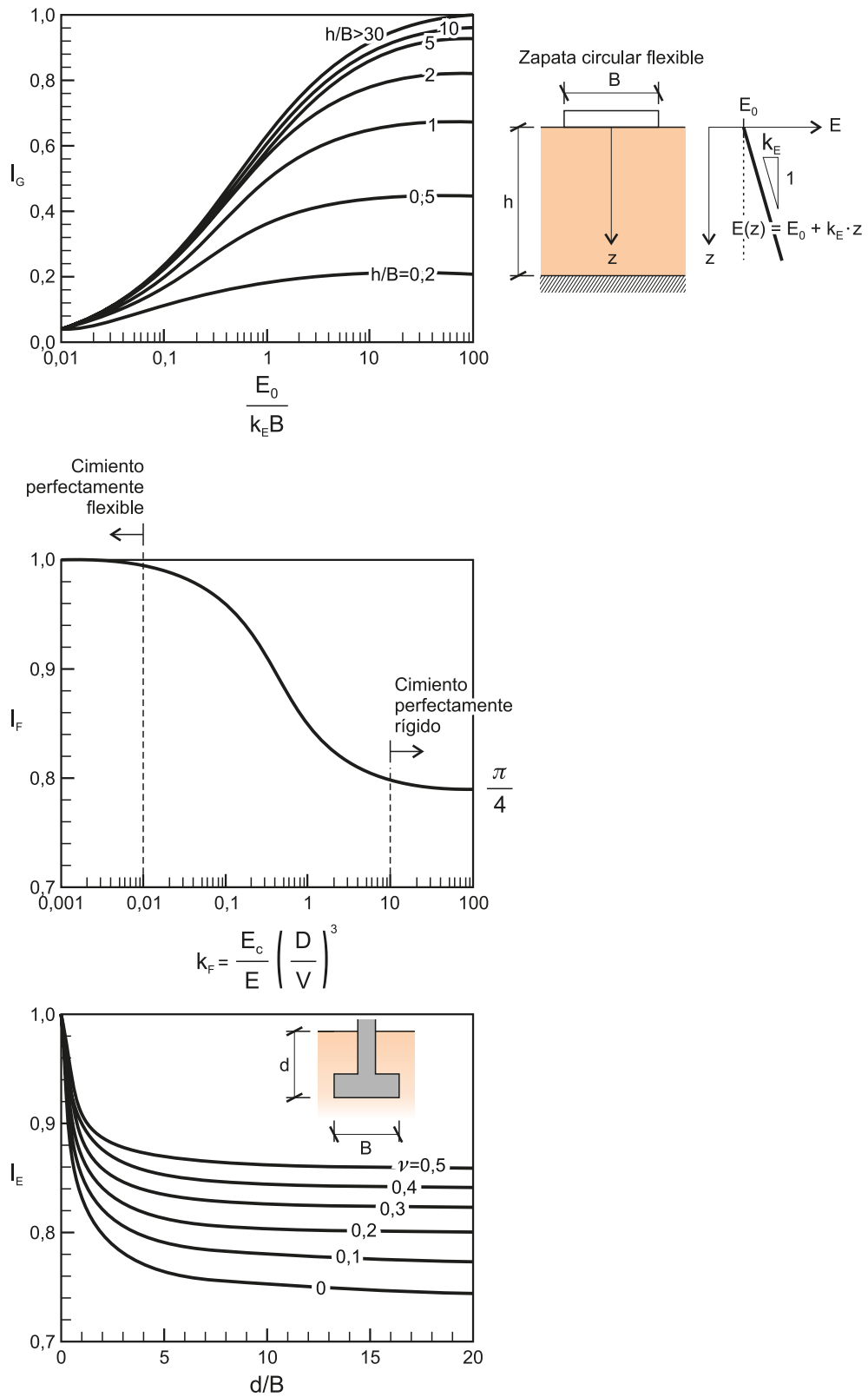


Figura 30 Coeficientes I_G, I_F, I_E para determinar el asiento en el centro de una zapata circular

5.2.9 Cálculo de asientos según la teoría de la consolidación unidimensional

5.2.9.1 Evaluación del asiento

En determinadas condiciones, el estado tensional que se establece en el terreno coincide con el que existe en el ensayo edométrico. Estas condiciones se caracterizan por el hecho de que las deformaciones horizontales (laterales) son nulas. Solamente se producen deformaciones en una dirección, la vertical, por lo que se trata de un estado unidimensional.

El ensayo edométrico permite estimar para suelos finos saturados el valor del asiento (suma de las componentes inmediata y de consolidación de la expresión (58), es decir, $s_0 + s_1$), así como su evolución a lo largo del tiempo.

Las condiciones edométricas se dan cuando las dimensiones de la carga son suficientemente grandes en relación con el espesor de la capa compresible. Cuando no se cumple esta condición, los asientos resultantes son mayores, por lo que deben efectuarse correcciones tal como se indica en el apartado siguiente.

La componente de fluencia s_2 (consolidación secundaria) de la expresión (58) se determina como se indica en el apartado 5.2.9.4.

5.2.9.2 Cálculo del asiento a partir del ensayo edométrico

Los parámetros de deformabilidad para el cálculo de asientos en suelos cohesivos se pueden obtener de ensayos de consolidación unidimensional en laboratorio, como el ensayo edométrico. En principio, el asiento de los suelos de grano grueso también podría estimarse a partir de dicho ensayo, si bien esto no se hace en la práctica, dada la dificultad de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos y la escasa trascendencia de definir con precisión la velocidad a la que ocurrirá el asiento, ya que, en todo caso, se producirá en su mayor parte de forma prácticamente simultánea a la aplicación de las cargas.

UNE EN 1997-2 recoge algunas consideraciones sobre el objetivo, la evaluación y uso de los resultados del ensayo edométrico.

El cálculo del asiento edométrico puede realizarse en una vertical, que normalmente será la correspondiente al centro del área de apoyo. Se realizará por niveles horizontales cuyo espesor h_i conviene limitar. En general no se considera necesario tomar más de diez niveles diferentes. Para cada nivel se determinarán σ'_0 y σ'_f , que son las presiones verticales efectivas en el centro del nivel en cuestión antes de aplicar la carga σ'_0 y, a largo plazo, después de aplicada σ'_f .

La deformación unitaria (o acortamiento) en el centro de cada uno de esos niveles viene dado por alguna de las tres expresiones siguientes (ver [Figura 31](#)):

- Suelo normalmente consolidado

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1+e_0} C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right) \quad (78)$$

- Suelo preconsolidado y $\sigma'_f < \sigma'_p$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1+e_0} C_s \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right) \quad (79)$$

- Suelo preconsolidado y $\sigma'_f > \sigma'_p$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1+e_0} \left[C_s \log_{10} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (80)$$

donde, para cada una de las capas:

- ε_i Deformación o acortamiento unitario en el centro de la capa i
- e_0 Índice de poros inicial de la muestra (antes de la aplicación de la carga) correspondiente a la presión σ'_0
- C_c Índice de compresión
- C_s Índice de hinchamiento o entumecimiento
- σ'_0 Presión vertical efectiva inicial en el centro de la capa i (antes de la aplicación de la carga)
- σ'_p Presión de preconsolidación, definida como la máxima presión vertical efectiva a que ha estado sometida la muestra a lo largo de su historia
- σ'_f Presión vertical efectiva final en el centro de la capa i (después de la aplicación de la carga) a largo plazo

Algunos de los parámetros anteriores pueden ser sustituidos por los módulos edométricos en carga noval y en recarga.

El asiento unidimensional s_{OED} debido a un incremento de la presión efectiva vertical desde un valor inicial σ'_0 hasta un valor final σ'_f se obtiene como suma de la deformación vertical de cada una de las n capas de terreno a considerar. La deformación vertical se determina a partir de la disminución en el índice de poros Δe para el incremento de la presión efectiva en el ensayo de laboratorio.

$$s_{OED} = \sum_{i=1}^n (\varepsilon h)_i = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} h \right)_i \tag{81}$$

Las expresiones anteriores pueden ser sustituidas por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta \sigma'_z}{E_{OED}} \tag{82}$$

Siendo E_{OED} el valor del módulo edométrico correspondiente al intervalo de tensiones efectivas verticales comprendido entre σ'_0 y σ'_f

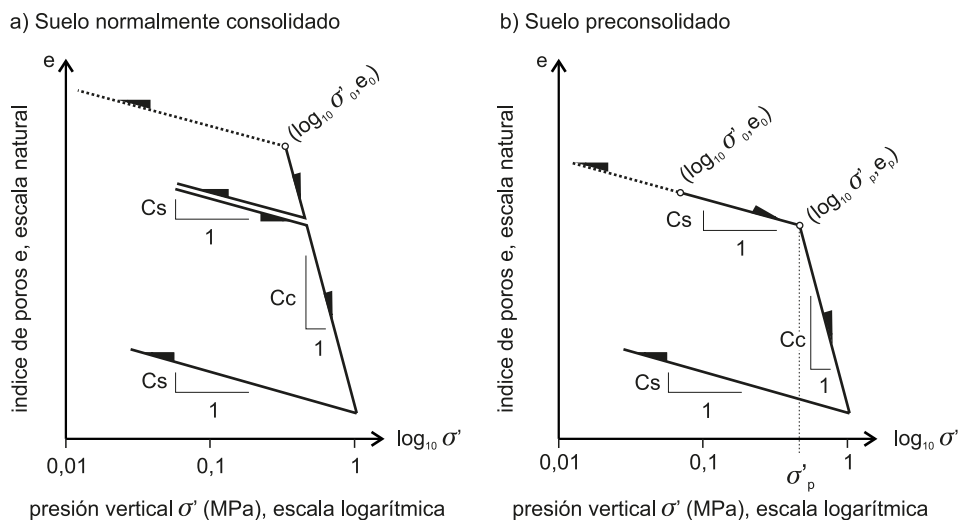


Figura 31 Resultados del ensayo edométrico para calcular el asiento unidimensional

A partir del asiento obtenido con el ensayo edométrico s_{OED} , se determina el asiento bajo la cimentación, al final del proceso de consolidación primaria, aplicando la siguiente corrección:

$$s_0 + s_1 = \alpha s_{OED} = \alpha \sum_{i=1}^n (\varepsilon h)_i \tag{83}$$

donde:

s_0 Asiento inmediato (apartado 5.2.4)

s_1 Asiento de consolidación (apartado 5.2.4)

α Factor corrector que tiene en cuenta la mayor deformabilidad que existe en el terreno debida a la expansión lateral (que no se produce en el edómetro). Puede estimarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\alpha = 1 + \frac{H}{2B} \leq 1,5$$

H Espesor de la zona compresible bajo el plano de cimentación, $H = \sum_{i=1}^n h_i$

B Anchura de la zapata (dimensión menor en planta)

Para configuraciones geométricas que puedan asimilarse a la condición edométrica unidimensional (cargas de amplia extensión superficial sobre estratos de arcilla de poco espesor) el asiento inmediato se puede considerar nulo ($s_0 = 0$).

En problemas de consolidación no unidimensional, se produce de forma simultánea con la aplicación de las cargas un asiento inmediato cuya estimación puede independizarse del cálculo de asiento al final del proceso de consolidación primaria (expresión (83)) mediante la aplicación de un modelo elástico (apartado 5.2.8) utilizando los parámetros correspondientes a la situación no drenada, E_u y ν_u

5.2.9.3 Evolución del asiento de consolidación con el tiempo

El valor del *asiento de consolidación* es el que se alcanza al final del proceso, lo que teóricamente se produce a tiempo infinito. La evolución de este valor con el tiempo depende del tipo de suelo, de su permeabilidad y de las condiciones de contorno relativas al drenaje.

Para cuantificar la evolución de este asiento, se introduce el concepto de *grado de consolidación medio* U , que mide de forma adimensional el avance del proceso de asentamiento:

$$s(t) = s_0 + U(t) s_1 \quad (84)$$

donde:

$s(t)$ Asiento en el instante t

$U(t)$ Grado de consolidación medio en el instante t

s_0 Asiento inmediato (apartado 5.2.4)

s_1 Asiento de consolidación (apartado 5.2.4)

En un instante t determinado, la relación entre el grado de consolidación medio U y el tiempo es la indicada en las expresiones siguientes, a través del factor adimensional T_v :

- Para $U \leq 0,6$

$$U = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \quad \text{o bien} \quad T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \quad (85)$$

- Para $U > 0,6$

$$U = 1 - 0,8105 e^{-2,4675 T_v} \quad \text{o bien} \quad T_v = -0,405 \ln[1,233 (1-U)] \quad (86)$$

donde:

U Grado de consolidación medio en el instante t

T_v Factor adimensional, obtenido como sigue:

$$T_v = \frac{C_v}{H_c^2} t \quad (87)$$

H_c Distancia máxima de un punto del estrato al plano de drenaje más próximo. En estratos drenados por una sola cara, H_c coincide con el espesor del estrato. En estratos drenados por las caras superior e inferior, H_c es igual a la mitad del espesor del estrato. En estratos con varios planos de drenaje intercalados (lentejones de arena, por ejemplo), cada tramo se debe considerar como un estrato independiente. La presencia de estos planos de drenaje intercalados tiene gran trascendencia puesto que reduce notablemente el tiempo de consolidación (H_c interviene elevado al cuadrado en la expresión (87)). Por este motivo es habitual efectuar un reconocimiento de campo con piezocono (CPTU) con el objeto de detectar la posible presencia de estos planos.

C_v Coeficiente de consolidación vertical de la muestra de arcilla, que se considera constante a lo largo del proceso de consolidación. Se obtiene a partir de los resultados del ensayo edométrico, o también mediante ensayos de disipación in situ a partir del CPTU, y se define de acuerdo con la expresión siguiente:

$$C_v = \frac{k E_m}{\gamma_w} \quad (88)$$

E_m Módulo edométrico de la muestra de arcilla

k Permeabilidad de la muestra de arcilla

γ_w Peso específico del agua

Las expresiones (85) y (86), se representan gráficamente en la Figura 32 y se recogen la Tabla 17.

Tabla 17 Relación entre U y T_v

U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	55	0,238
5	0,0017	60	0,286
10	0,0077	65	0,342
15	0,0177	70	0,403
20	0,0314	75	0,477
25	0,0491	80	0,567
30	0,0707	85	0,684
35	0,0962	90	0,848
40	0,126	95	1,129
45	0,159	99	1,780
50	0,196	100	∞

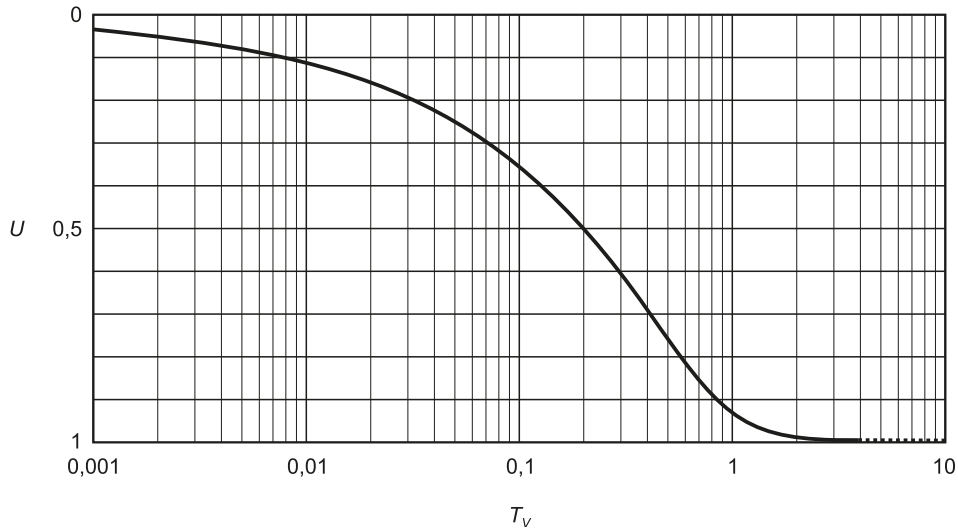


Figura 32 **Grado de consolidación medio U (unidimensional)**

En la práctica, en muchos casos, las dimensiones de la cimentación no son suficientemente grandes en relación con el espesor de terreno compresible. Se producirá, por tanto, un flujo lateral de agua (condiciones no unidimensionales), por lo que el tiempo estimado por este procedimiento será superior al real. Existen algunas formulaciones en la literatura técnica que permiten cuantificar este efecto. Para tener en cuenta adecuadamente una geometría de evacuación del agua bidimensional o tridimensional suele ser necesario utilizar procedimientos de cálculo numérico.

5.2.9.4 Asiento de consolidación secundaria

En suelos cohesivos, los ensayos de campo y laboratorio ponen de manifiesto que el fenómeno de consolidación secundaria (fluencia) ocurre de forma simultánea con el de consolidación primaria.

Para arcillas poco compresibles, en que $C_c / (1 + e_0) \leq 0,25$, en general no es necesario calcular el asiento de fluencia mientras se produce la parte más sustancial de la consolidación primaria. En consecuencia, el asiento de fluencia se añade al de consolidación primaria para tener en cuenta el asiento de la cimentación una vez que las tensiones efectivas son prácticamente constantes. En un instante t , el asiento de fluencia tiene el valor siguiente:

$$s_2(t) = \frac{C_\alpha}{1 + e_0} H \log_{10} \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad \text{cuando} \quad \frac{C_c}{1 + e_0} \leq 0,25 \quad (89)$$

donde:

$s_2(t)$ Asiento de fluencia en el instante t

C_α Índice de compresión secundaria, que puede obtenerse a partir del ensayo edométrico. En arcillas inorgánicas normalmente consolidadas, puede tomarse $C_\alpha = 0,04 C_c$

H Espesor de la capa compresible

t_p Tiempo en el que se produce la parte más sustancial de la consolidación primaria. Se puede determinar a partir de una construcción geométrica sobre la curva edométrica y suele corresponderse con grado de consolidación medio U comprendido entre el 90% y el 95% (apartado 5.2.9.3)

e_0, C_c Definidos en el apartado 5.2.9.2

En el caso de arcillas altamente compresibles, en que $C_c / (1 + e_0) > 0,25$, no es de aplicación la expresión (89) y debe recurrirse a la literatura técnica para estimar el valor del asiento de fluencia.

5.2.10 Cálculo de asientos por procedimientos semiempíricos

Como se indica en el capítulo 2 al tratar los métodos directos, la verificación del ELS de asientos puede efectuarse tanto a partir de modelos de cálculo analíticos como semiempíricos. UNE EN 1997-2 desarrolla tres modelos semiempíricos para el cálculo de asientos en cimentaciones superficiales basados en los ensayos siguientes, que serán más o menos adecuados en función de las características del terreno:

- Ensayo de penetración estándar SPT (UNE EN 1997-2, F.3)
- Ensayo presiométrico (UNE EN 1997-2, E.2)
- Ensayo de penetración estática CPT y CPTU (UNE EN 1997-2, D.3)

El procedimiento basado en el ensayo de penetración estándar SPT fue desarrollado por Burland y Burbidge para terrenos granulares.

El asiento de fluencia s_2 de la expresión (58) está incluido en el valor del asiento obtenido mediante el procedimiento basado en el ensayo SPT a través del factor corrector f_t definido en UNE EN 1997-2, F.3(7) e incluido en el valor del asiento obtenido mediante ensayos de penetración estática a través del factor corrector C_2 definido en UNE EN 1997-2, D.3(2).

La expresión definida en UNE EN 1997-2, E.2(1) para determinar el asiento mediante el ensayo presiométrico no hace referencia expresa al tiempo. Sin embargo, la norma francesa NF 94-261 (que extiende la formulación de UNE EN 1997-2 al caso de terrenos heterogéneos), indica que este asiento es el estimado al final de un plazo de diez años, por lo que incluye el asiento de fluencia correspondiente a ese período.

5.3 Verificación de giros (ELS)

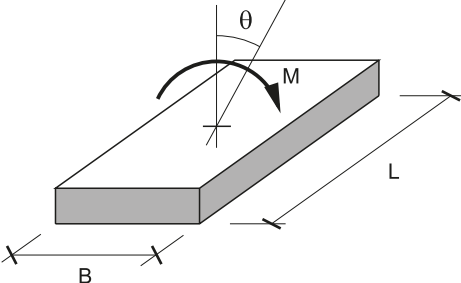
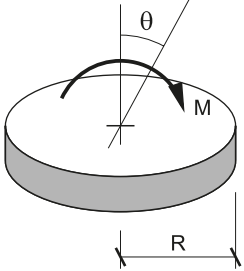
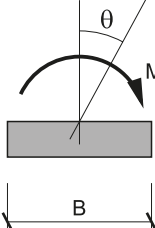
Cuando sea necesario verificar el ELS de giro de una cimentación cargada excéntricamente, la comprobación tendrá idéntico formato al de la expresión (55).

UNE-EN 1997-1 no propone ningún valor límite para este tipo de movimiento. Estos valores límite deberán fijarse en el proyecto en función de las características de la propia estructura.

UNE-EN 1997-1, 6.6.2(15), indica que el giro de una cimentación cargada excéntricamente puede estimarse asumiendo una distribución plana de tensiones en el contacto entre cimentación y terreno, y calculando el asiento en cada uno de los vértices del cimiento, utilizando los métodos recogidos por dicha norma.

Mediante formulaciones elásticas se puede calcular el asiento en cualquier punto del terreno para una distribución plana de tensiones. Además, existen otras formulaciones que permiten obtener directamente el giro de zapatas rígidas sobre el semiespacio de Boussinesq a partir del momento solicitante (Tabla 18).

Tabla 18 Giros en zapatas rígidas mediante formulación elástica

Área rectangular		$\theta = \frac{4(1-\nu^2)}{E B^2 L} M$
Área circular		$\theta = \frac{3(1-\nu^2)}{4 E R^3} M$
Zapata corrida		$\theta = \frac{16(1-\nu^2)}{\pi E B^2} m$ <p>donde $m = M / L$</p>

6

PROYECTO POR EL MÉTODO INDIRECTO

6.1 Consideraciones generales

El *método indirecto*, definido en UNE-EN 1997-1, 6.4(5) para las cimentaciones superficiales, constituye un procedimiento simplificado de comprobación, en el que no es necesaria la realización de verificaciones independientes para todos y cada uno de los estados límite. Es decir, con el método indirecto, se verifica la cimentación superficial realizando una única comprobación, tomando las acciones en servicio, cumplida la cual se consideran satisfechos todos los estados límite pertinentes.

La utilización del *método indirecto* está soportada por UNE-EN 1997-1, 2.4.1(4), que establece como principio general que, si no se dispone de un modelo de cálculo fiable para un determinado estado límite, se debe analizar otro estado límite con factores tales que permitan asegurar que es suficientemente improbable que se alcance el primer estado límite.

El capítulo 6 de UNE-EN 1997-1, dedicado a las cimentaciones superficiales, está enfocado en su totalidad a plantear las bases del *método directo* indicando, estado límite por estado límite, el planteamiento de la comprobación correspondiente. Mediante la definición recogida en 6.4(5), UNE-EN 1997-1 da cabida al *método indirecto*, pero es necesario destacar que no dedica ningún apartado a su desarrollo.

Pese a ello, y aunque es preferible llevar a cabo la verificación de las cimentaciones superficiales mediante el *método directo*, a continuación se presentan dos procedimientos de proyecto por el método indirecto:

- El procedimiento recogido en el apartado 6.3, consiste en limitar la carga en servicio transmitida al terreno a una fracción suficientemente baja de la resistencia al hun-

dimiento (calculada mediante la formulación polinómica para cargas en servicio), como forma de garantizar que los asientos se mantienen dentro de los límites requeridos por condiciones de servicio

- El procedimiento basado en el ensayo SPT recogido en el apartado 6.4 consiste en limitar la presión aplicada al terreno (arenas) por las cargas en servicio a unos valores (*presiones admisibles*), con los que se considera que los asientos no superan la pulgada y admitiendo que de esa manera también se tiene una seguridad al hundimiento suficiente

Se entiende que, si una cimentación superficial se verifica por el *método indirecto*, queda comprobada frente al ELU-GEO de resistencia al hundimiento, ELU-GEO de deslizamiento y ELS de asientos, siempre que se cumplan las condiciones indicadas en el apartado siguiente.

6.2 Condiciones de aplicación

La aplicación de los dos procedimientos recogidos en los apartados 6.3 y 6.4 requiere el cumplimiento de las condiciones siguientes:

- Se dispone de *experiencia comparable* en terrenos, estructuras y métodos de cálculo similares (UNE-EN 1997-1, 2.4.8(4) y 6.4(5)). Se entiende por *experiencia comparable*, según UNE-EN 1997-1, 1.5.2.2, la información claramente documentada relativa a los mismos tipos de terreno que el considerado en el proyecto (para el que se espera un comportamiento geotécnico similar) y para estructuras similares. La experiencia comparable debe ser relativa a cargas de servicio y basarse en resultados de ensayos de campo o laboratorio, siendo especialmente relevante la información de tipo local
- No se necesita un valor explícito del asiento para efectuar la comprobación de la estructura en ELS (UNE-EN 1997-1, 2.4.8(4)) o en ELU. En cualquier caso, la verificación por el *método indirecto* no exime de la introducción de un valor mínimo de los asientos diferenciales en el cálculo estructural (apartado 5.2.7)
- La cimentación superficial no se encuentra sobre arcillas blandas, y por extensión en suelos orgánicos, en los que según UNE-EN 1997-1, 6.6.1(3), se debe efectuar siempre un cálculo de asientos
- No se prevén condiciones excepcionales de carga, tales como grandes excentricidades o inclinaciones

Por otro lado, por su propia definición, no es adecuada la aplicación del *método indirecto* para el dimensionamiento de la cimentación de una estructura de Categoría Geotécnica 3 (UNE-EN 1997-1, 2.1(20) y (21)).

6.3 Método basado en la limitación de la movilización de la resistencia del terreno

Cumplidas las condiciones de 6.2, se acepta que las cimentaciones se comportan satisfactoriamente en ELS (y, por tanto, en ELU) cuando la fracción de la resistencia del terreno movilizada por las cargas de servicio es suficientemente pequeña (UNE-EN 1997-1, 2.4.8(4)).

Esta comprobación se puede expresar de la forma siguiente:

$$V_k \leq \frac{R_{k,ELS}}{FS} \quad (90)$$

donde:

V_k Valor característico de la fuerza vertical transmitida al terreno

$R_{k,ELS}$ Valor característico de la resistencia al hundimiento correspondiente a la combinación de acciones en servicio con la que se determina V_k

FS Coeficiente de seguridad global frente al hundimiento

$R_{k,ELS}$ se determina de acuerdo con los procedimientos analíticos, desarrollados en 4.1.5, con el área efectiva, según 4.1.4, correspondiente a la combinación de acciones en ELS que se considere en la determinación de V_k . Conviene recordar que el valor de $R_{k,ELS}$ que interviene en esta comprobación no es el mismo que el que aparece en la expresión (3), el cual se determina a partir del valor de cálculo de las acciones (acciones ponderadas para comprobaciones en ELU).

UNE-EN 1997-1 no da ninguna indicación respecto a la combinación de acciones en ELS a considerar cuando se aplica el método indirecto. Lo lógico es, en principio, determinar V_k con la combinación de acciones a partir de la cual que se haya alcanzado la *experiencia comparable* (y el área efectiva correspondiente). Una posibilidad es utilizar la combinación característica, lo que puede considerarse una práctica bastante extendida. Sin embargo, también puede considerarse que la combinación adecuada es la casi-permanente puesto que, tal como se ha indicado en 5.1, es habitual utilizarla en las verificaciones geotécnicas en ELS.

A falta de una indicación expresa en este sentido por parte de UNE-EN 1997-1, la elección de la combinación de acciones a considerar debe establecerse mediante juicio ingenieril, con la cautela de que esta decisión está relacionada con el valor exigible al coeficiente de seguridad FS .

Los valores del coeficiente de seguridad global frente al hundimiento FS exigidos tradicionalmente en este tipo de comprobación se encuentran entre 2,5 y 3,0, siendo habitual vincular los valores inferiores de este rango a la combinación característica y los valores superiores a la casi-permanente.

Por último, UNE-EN 1997-1 contiene una prescripción concreta relacionada con lo expuesto en este apartado. Así, en 6.6.2(16), indica que para estructuras convencionales cimentadas en arcillas (hay que entender, de consistencia dura a media) debe calcularse el cociente entre la resistencia al hundimiento del terreno (para su resistencia al corte inicial en condiciones no drenadas) y la carga de servicio transmitida al terreno, y si este cociente es inferior a 3 no puede omitirse el cálculo de asentos.

Esta prescripción implica una limitación al uso del *método indirecto*. Equivale a la expresión (90) con un valor del coeficiente $FS \geq 3$, si bien UNE-EN 1997-1 no indica para qué combinación de acciones hay que efectuar esta comprobación.

6.4 Método basado en el ensayo de penetración estándar (SPT)

6.4.1 Consideraciones generales

Aunque no está expresamente recogido en UNE-EN 1997-1, se puede considerar que el método basado en el ensayo de penetración estándar (SPT) encaja en la definición de *método indirecto*, puesto que utiliza experiencia comparable referida a cargas de servicio, se basa en resultados de ensayos de campo y permite asegurar que se satisfacen simultáneamente los ELS y ELU relevantes.

Este método se basa en la idea de que para suelos no cohesivos, limitando la presión transmitida al terreno por las cargas de servicio para asegurar que el asiento es suficientemente pequeño, queda también garantizada la seguridad frente al hundimiento. Se deriva de los trabajos de Terzaghi y Peck y de Meyerhof, quienes propusieron unos valores de la *presión admisible* en arenas a partir de los golpes N del ensayo SPT, con los que se obtendrían unos asentos de la cimentación en servicio iguales o menores que una pulgada (2,54 cm).

UNE EN 1997-2 recoge algunas consideraciones sobre el objetivo, la evaluación y los criterios para la aplicación de los resultados obtenidos.

El formato de la comprobación, en este caso, es el establecido para las verificaciones en ELS (expresión (55)), en términos de presiones:

$$p_k \leq p_{adm} \quad (91)$$

donde:

p_k Valor característico de la presión vertical transmitida al terreno

p_{adm} Presión admisible, determinada de acuerdo con 6.4.3

El valor característico de la presión vertical transmitida al terreno p_k a considerar en esta comprobación debe determinarse a partir de la combinación de acciones con la que se haya al-

canzado la *experiencia comparable* (y el área efectiva correspondiente). Se puede considerar que la combinación que se ha utilizado habitualmente es la casi-permanente.

6.4.2 Limitaciones del método

La expresión (92) para la obtención de la presión admisible se puede considerar válida únicamente en arenas, limos no plásticos y gravas finas y medias (tamaño máximo del orden de una pulgada). En suelos de grano fino (limos plásticos y especialmente arcillas) no se debe utilizar este procedimiento.

Además de las condiciones generales de aplicación del *método indirecto*, recogidas en 6.2, el método basado en el ensayo SPT está sometido a las siguientes limitaciones:

- El terreno debe ser horizontal o con pendientes muy suaves (de hasta un 10% aproximadamente)
- La relación entre la componente horizontal y la vertical de la sollicitación debe ser inferior a un valor del orden del 10%
- El agua del terreno debe estar en régimen hidrostático o moverse con gradientes moderados
- A profundidades mayores que la zona de afección de la cimentación no deben existir terrenos cohesivos blandos
- Teniendo en cuenta los estudios en los que se basa la formulación de este método, la superficie de la cimentación debe limitarse a un valor del orden de 100 m²

Como se ha indicado en 5.2.7, siempre debe considerarse en el cálculo estructural un cierto valor de los asientos diferenciales y es habitual tomar el valor mínimo de 2,5 cm, valor que coincide con el asiento implícito en el planteamiento de este método. En consecuencia, si excepcionalmente no se proyectara la estructura para aceptar este asiento diferencial, el método basado en el SPT no sería de aplicación.

6.4.3 Estimación de la presión admisible

La expresión para determinar la presión admisible en función de los resultados del ensayo SPT es la que se indica a continuación:

$$p_{adm} = 8 \overline{N}_{60} f_B f_d f_L \quad (92)$$

donde:

p_{adm} Presión admisible en kPa (para ser utilizada en la expresión (91))

\overline{N}_{60} Promedio de los valores de N_{60} determinados según se especifica en 6.4.4, en una profundidad igual a $1,5 B'$ bajo el plano de apoyo de la cimentación (es decir, una profundidad comprendida entre d y $d+1,5B'$)

f_B Factor corrector adimensional que tiene en cuenta la anchura efectiva de la cimentación B' (dimensiones en metros):

$$f_B = \left(\frac{B' + 0,3}{B'} \right)^2 \leq 1,5 \quad (93)$$

f_d Factor corrector adimensional que tiene en cuenta la profundidad del plano de cimentación d :

$$f_d = \left(1 + \frac{d}{3B'} \right) \leq 1,5 \quad (94)$$

f_L Factor corrector adimensional que tiene en cuenta la relación entre las dimensiones efectivas:

$$f_L = \left(\frac{L' + 0,25B'}{1,25L'} \right)^2 \quad (95)$$

siendo B' y L' las dimensiones de la cimentación efectiva rectangular equivalente, calculadas según el apartado 4.1.4, para la misma combinación de acciones con la que se ha determinado p_k en la expresión (91)

Si existiera un flujo de agua ascendente que pudiera afectar al cimiento (situación indeseable), el valor de la presión admisible determinada según la expresión (92), debe reducirse multiplicando por el factor siguiente:

$$f_I = \left(1 - I_v \frac{\gamma_w}{\gamma_{sum}} \right) \leq 1 \quad (96)$$

donde:

I_v Gradiente hidráulico vertical

γ_{sum} Peso específico sumergido del suelo

γ_w Peso específico del agua

La expresión (96) sólo es aplicable si el gradiente es ascendente y de valor moderado ($I_v < 0,2$).

6.4.4 Determinación del índice N_{60}

El valor normalizado N_{60} se obtiene a partir del índice N del ensayo SPT de la forma siguiente:

$$N_{60} = N C_E C_B C_S \quad (97)$$

donde:

N_{60} Valor del índice N del ensayo SPT, normalizado para una energía útil del 60% de la nominal

N Índice N obtenido a una determinada profundidad al efectuar el ensayo de penetración estándar SPT, limitado a un valor máximo de 50 (valor que supone el rechazo en este ensayo)

C_E Factor corrector para tener en cuenta la energía aplicada a la cabeza de golpeo, de valor:

$$C_E = \frac{E_r}{60} \quad (98)$$

siendo E_r la energía realmente aplicada expresada como porcentaje de la nominal de caída libre¹²

C_B Factor corrector para tener en cuenta el diámetro del sondeo, que puede obtenerse de la tabla siguiente:

Tabla 19 Factor corrector C_B

Diámetro del sondeo [mm]	C_B
60 a 115	1,00
115 a 150	Interpolación lineal
150	1,05

C_S Factor corrector para tener en cuenta la configuración interior del tomamuestras SPT, que puede obtenerse de la tabla siguiente:

Tabla 20 Factor corrector C_S

Configuración del tomamuestras	C_S
Con tubo portamuestras o con diámetro interior constante	1,00
Con espacio para el tubo portamuestras, pero sin colocar el tubo	1,1 - 1,3

12 La energía realmente aplicada puede determinarse de acuerdo con el anejo B de UNE EN-ISO 22476-3.

7

PROYECTO POR EL MÉTODO PRESCRIPTIVO

UNE-EN 1997-1, 2.1 y 2.5 introduce la posibilidad de considerar verificados los estados límite de una cimentación mediante la imposición de medidas prescriptivas, en caso de situaciones de proyecto en que no se disponga de modelos de cálculo o éstos no sean necesarios. Estas medidas son una combinación de reglas de proyecto conservadoras avaladas por la práctica y de una detallada especificación y estricto control de materiales, ejecución y comportamiento en servicio. En general, las reglas de proyecto citadas suelen estar limitadas a un ámbito local.

El proyecto mediante medidas prescriptivas puede utilizarse cuando la *experiencia comparable*, definida en 6.2, haga innecesarios los cálculos, así como en otras comprobaciones en que los cálculos no resulten apropiados, tales como los efectos de las heladas, efectos químicos, etc. (UNE-EN 1997-1, 2.5(2)).

Según UNE-EN 1997-1, 6.4(5) y 6.5.2.4, para el caso de cimentaciones superficiales, en el método prescriptivo se presupone un valor de la resistencia al hundimiento del terreno.

El planteamiento de la comprobación, en términos de presiones, es el siguiente:

$$p_k \leq p_{adm} \quad (99)$$

donde:

p_k Valor característico de la presión vertical transmitida al terreno

p_{adm} Valor presupuesto de la presión admisible

UNE-EN 1997-1 no da ninguna indicación respecto a cuál debe ser la combinación de acciones a considerar para determinar el valor característico de la presión vertical transmitida al

terreno p_k cuando se aplica el *método prescriptivo*. Lo lógico es, en principio, determinarlo a partir de la combinación de acciones con la que se haya alcanzado la *experiencia comparable* (y el área efectiva correspondiente). Por analogía con lo indicado en 6.4.1, se puede considerar que la combinación a utilizar es la casi-permanente.

La diferencia entre el planteamiento del método indirecto basado en el ensayo SPT, expresión (91), y el método prescriptivo, expresión (99), radica en el procedimiento seguido para la determinación del segundo término de la desigualdad p_{adm} . En el caso del SPT, el valor de p_{adm} se obtiene con un procedimiento semiempírico basado en la realización de ensayos *in situ* específicamente dirigidos a la obtención de este valor. En el caso de la expresión (99), p_{adm} se obtiene a partir de ábacos, tablas o formulaciones (cuyos datos de entrada provienen de una caracterización del terreno más general o suponen el conocimiento de valores aproximados de determinadas propiedades) o incluso a partir de mapas que incluyan isolíneas de presión admisible u otras variables con las que pueda correlacionarse.

Del mismo modo que en 6.4.1, en este método el coeficiente de seguridad está implícito en la determinación del valor de la presión admisible.

Como se ha indicado en 4.1.2, el método recomendado por UNE-EN 1997-1, en su Anejo G, para el caso de cimentaciones superficiales en roca es considerado como un *método prescriptivo*. Para poder estimar su resistencia al hundimiento, es necesario conocer en general el tipo de roca, su resistencia a compresión simple, su grado de alteración, el valor del RQD o la separación entre litoclasas. En el macizo rocoso la estructura geológica resulta un aspecto de gran importancia, por lo que los mecanismos de rotura que se estudien deben tener en cuenta la orientación y resistencia de las diaclasas.

El procedimiento de UNE-EN 1997-1, Anejo G, para determinar la resistencia al hundimiento en roca es aplicable al caso particular de cimentaciones superficiales cuadradas. Con él se supone que los asientos serán inferiores al 0,5% del lado de la zapata. Este procedimiento puede dar lugar a valores de la resistencia al hundimiento poco conservadores en comparación con otras formulaciones de la mecánica de rocas, por lo que se recomienda tomar sus resultados como una primera aproximación.

8

PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El proyecto estructural de la cimentación engloba la verificación del elemento frente a los estados límite últimos (ELU-STR) y, si procede, frente a los ELS como, por ejemplo, la fisuración de la zapata.

Los esfuerzos para el dimensionamiento del elemento de cimentación en ELU y en ELS se obtienen a partir de las presiones bajo el cimiento, cuyas dimensiones se han determinado de forma que se cumplan las verificaciones geotécnicas objeto del resto de los capítulos de este documento.

Para el dimensionamiento estructural en ELU, las presiones bajo el cimiento se obtienen a partir de los valores de cálculo de las acciones, es decir, incluyendo los coeficientes parciales correspondientes, con sus combinaciones pésimas. A este respecto, conviene recordar que es necesario incluir como acciones las presiones debidas a la presencia de agua, ya que su efecto es, con frecuencia, desfavorable en la estimación de los esfuerzos. Asimismo, se tendrán en cuenta los efectos de segundo orden en el caso de pilas esbeltas, el peso propio de la cimentación y el del terreno que gravita sobre ella, si procede.

UNE-EN 1997-1, distingue entre cimentaciones rígidas y flexibles, indicando a este respecto en 6.8(2) que, en el caso de una cimentación rígida, se puede suponer una distribución lineal de presiones (con independencia de que para comprobar la resistencia al hundimiento de esa cimentación se haya considerado una distribución uniforme sobre el área efectiva). En el caso de una cimentación flexible, UNE-EN 1997-1, 6.8(3), sugiere modelizar el cimiento como una viga o losa apoyada sobre un medio continuo deformable o sobre un conjunto de muelles, con las características adecuadas de rigidez y resistencia.

Dado que UNE-EN 1997-1 no propone ningún criterio para diferenciar entre cimientos rígidos y flexibles, en esta Guía se ha optado por el recogido en 5.2.8.2, que utiliza el factor adimensional K_F . Este concepto de rigidez relativa, que tiene en cuenta la relación entre la deforma-

bilidad del cimiento y la del terreno de apoyo, no es equiparable al concepto de rigidez de un elemento estructural, utilizado para determinar cuándo es o no aplicable la teoría general de flexión para el armado del elemento.

La distribución de presiones para verificar el elemento estructural en ELS debe obtenerse, según UNE-EN 1997-1, 6.8(4), para las cargas de servicio, con la combinación de acciones en ELS que corresponda según UNE-EN 1990 y teniendo en cuenta la deformabilidad del cimiento y el terreno.

