

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

# Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Ejemplos de aplicación de cimentaciones superficiales



GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

---

# Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Ejemplos de aplicación de cimentaciones superficiales



2022

Centro virtual de publicaciones del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana:  
<https://apps.mitma.gob.es/CVP/>

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

Edita e imprime:

© Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana

Secretaría General Técnica

Centro de Publicaciones

NIPOe: 796-21-095-7

NIPO: 796-21-094-1

Depósito Legal: M-19647-2022

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.
- La segunda parte es relativa a Cimentaciones superficiales y pretende sentar las bases teóricas para el proyecto geotécnico con *Eurocódigo 7* de este tipo de cimientos, los más habituales en las obras de carretera.

El texto que aquí se presenta es, por tanto, el tercero de los títulos dedicados al *Eurocódigo 7* y pretende ser eminentemente práctico por cuanto que se dedica al desarrollo de una serie de *Ejemplos de aplicación de cimentaciones superficiales*. Los ejemplos se han escogido con afán didáctico, procurando que comprendan diferentes tipos de terreno y modelos de cálculo. Su lectura debe ser, necesariamente, posterior a la de las dos guías que la han precedido.

El documento ha sido redactado por Pilar Crespo Rodríguez, Carlos Paradela Sánchez, Álvaro Parrilla Alcaide y Jerónimo Vicente Dueñas (Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras), Alberto Bernal Riosalido (ByA Ingeniería), Miguel Ortega Cornejo (IDEAM) y Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR).

Abril de 2020

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 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<sup>1</sup>.

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.

<sup>1</sup> En el momento de edición de este texto, se encuentran publicados los siguientes documentos de la Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con EC7:

- *Bases del proyecto geotécnico* (2019).
- *Cimentaciones superficiales* (2019).



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 esta guía<sup>2</sup>: *Designers's Guide to EN 1997-1* y *Decoding Eurocode 7*.

## Ejemplos de aplicación de cimentaciones superficiales

Este documento desarrolla una serie de ejemplos tomados de proyectos reales, aunque con ligeras modificaciones de afán puramente didáctico. Se ha procurado que los casos analizados comprendan diferentes tipos de terreno y modelos de cálculo que permitan abarcar la práctica totalidad de los contenidos teóricos de la *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con EC7: Cimentaciones superficiales* (GCS), a que este documento refiere para evitar reiteraciones, siempre que resulta necesario.

En la guía que se presenta se analizan seis casos de cálculo de cimentaciones superficiales en los que intervienen pilas y estribos, bien sobre terrenos tipo roca, o bien sobre suelos, tanto cohesivos como granulares.

Se analizan los ELU y ELS de tipo geotécnico que en cada caso procedan, siempre mediante cálculos, siguiendo diferentes modelos de entre los que se incluyen en la GCS (ver Tabla 1 de dicha guía) hasta concluir, en todos los casos, con el dimensionamiento y la verificación de la seguridad de acuerdo con los criterios del EC7 y los valores del Anejo Nacional español a dicha norma.

Los seis casos que se han desarrollado, se han descrito como:

1. Estribo en terreno arcilloso por el método directo con modelos analíticos.
2. Zapata de pila en terreno arcilloso por el método directo con un modelo semiempírico.
3. Zapata de pila en terreno arenoso por el método indirecto con un modelo semiempírico.
4. Zapata de pila en terreno arenoso por el método directo con modelos analíticos.
5. Zapata en roca por el método prescriptivo.
6. Determinación de asentos diferenciales a introducir en el cálculo estructural.

Nótese, por último, que cabrían otros modos de abordar las investigaciones y comprobaciones geotécnicas para los casos que se plantean y que lo que se ha pretendido es presentar al lector una panoplia, relativamente amplia, de posibilidades con cabida en la práctica habitual en España, acordes al EC7 y con base teórica en la GCS.

---

<sup>2</sup> Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Krebs Ovesen N., Orr T. y Schuppener B: *Designers's 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

<b>1</b>	<b>ESTRIBO EN TERRENO ARCILLOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON MODELOS ANALÍTICOS .....</b>	<b>13</b>
1.1.	Planteamiento .....	13
1.1.1	Consideraciones generales .....	13
1.1.2	Descripción del terreno.....	15
1.1.3	Esfuerzos en la cara superior del cargadero .....	16
1.2.	Predimensionamiento .....	19
1.3.	Comprobaciones en ELU .....	20
1.3.1	Consideraciones generales .....	20
1.3.2	Estabilidad global (ELU-GEO).....	20
1.3.2.1	Introducción .....	20
1.3.2.2	Efectos de las acciones.....	21
1.3.2.3	Valores de cálculo de los parámetros del terreno .....	27
1.3.2.4	Verificación de la seguridad.....	28
1.3.3	Hundimiento (ELU-GEO).....	31
1.3.3.1	Introducción .....	31
1.3.3.2	Efectos de las acciones.....	31
1.3.3.3	Dimensiones efectivas de la cimentación .....	35
1.3.3.4	Valores de cálculo de los parámetros del terreno .....	36
1.3.3.5	Verificación de la seguridad al hundimiento en condiciones no drenadas.....	36
1.3.3.6	Verificación de la seguridad al hundimiento en condiciones drenadas.....	38
1.3.3.7	Verificación de la seguridad al hundimiento.....	41
1.3.4	Excentricidad de la resultante .....	42
1.3.5	Deslizamiento (ELU-GEO) .....	42
1.3.5.1	Introducción .....	42
1.3.5.2	Efectos de las acciones.....	43
1.3.5.3	Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas.....	43
1.3.5.4	Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas .....	44
1.3.5.5	Verificación de la seguridad al deslizamiento.....	45
1.4.	Comprobación del ELS de asientos.....	46
1.4.1	Introducción.....	46
1.4.2	Efectos de las acciones.....	46

1.4.3	Parámetros geotécnicos de cálculo .....	47
1.4.4	Cálculo del asiento .....	47
<b>2</b>	<b>ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARCILLOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON UN MODELO SEMIEMPÍRICO .....</b>	<b>51</b>
2.1.	Planteamiento .....	51
2.1.1	Consideraciones generales .....	51
2.1.2	Descripción del terreno.....	51
2.1.3	Esfuerzos en la base de la pila.....	53
2.1.4	Otros condicionantes.....	55
2.2.	Predimensionamiento.....	56
2.2.1	Planta .....	56
2.2.2	Canto .....	56
2.2.3	Otras consideraciones .....	56
2.3.	Comprobaciones en ELU .....	56
2.3.1	Introducción.....	56
2.3.2	Estabilidad global (ELU-GEO).....	57
2.3.3	Hundimiento (ELU-GEO).....	57
2.3.3.1	Introducción .....	57
2.3.3.2	Efectos de las acciones.....	58
2.3.3.3	Valores de cálculo de los parámetros del terreno .....	60
2.3.3.4	Verificación de la seguridad al hundimiento.....	61
2.3.4	Excentricidad de la resultante .....	64
2.3.5	Deslizamiento (ELU-GEO) .....	64
2.4.	Comprobación del ELS de asientos.....	66
2.5.	Cálculo de los esfuerzos de dimensionamiento de la zapata (ELU-STR) .....	71
<b>3</b>	<b>ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARENOSO POR EL MÉTODO INDIRECTO CON UN MODELO SEMIEMPÍRICO .....</b>	<b>75</b>
3.1.	Planteamiento.....	75
3.1.1	Consideraciones generales .....	75
3.1.2	Descripción del terreno.....	75
3.1.3	Esfuerzos en cara superior de la zapata.....	77
3.2.	Predimensionamiento.....	78
3.3.	Aplicabilidad general del método indirecto y particular del modelo basado en el ensayo SPT .....	79
3.4.	Efectos de las acciones.....	79
3.5.	Comprobaciones de la cimentación .....	80
3.5.1	Verificación del ELU-GEO de estabilidad global.....	80
3.5.2	Comprobación con cargas en ELS .....	80
3.5.3	Verificaciones estructurales .....	82

<b>4</b>	<b>ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARENOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON MODELOS ANALÍTICOS.....</b>	<b>85</b>
4.1.	Planteamiento.....	85
4.1.1	Consideraciones generales.....	85
4.1.2	Parámetros del terreno.....	85
4.1.3	Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior de la zapata.....	86
4.2.	Comprobaciones en ELU.....	87
4.2.1	Parámetros geotécnicos para los cálculos analíticos.....	87
4.2.1.1	Consideraciones generales.....	87
4.2.1.2	Peso específico de la UG 1.....	88
4.2.1.3	Parámetros resistentes de la UG 1.....	91
4.2.2	Estabilidad global (ELU-GEO).....	93
4.2.3	Hundimiento (ELU-GEO).....	93
4.2.4	Excentricidad de la resultante.....	97
4.2.5	Deslizamiento (ELU-GEO).....	97
4.3.	Comprobación del ELS de asientos.....	98
<b>5</b>	<b>ZAPATA EN ROCA POR EL MÉTODO PRESCRIPTIVO .....</b>	<b>101</b>
5.1.	Planteamiento.....	101
5.1.1	Consideraciones generales.....	101
5.1.2	Descripción del terreno.....	103
5.1.3	Esfuerzos en cara superior de zapata.....	103
5.2.	Predimensionamiento.....	106
5.3.	Efectos de las acciones en el plano de cimentación.....	106
5.4.	Comprobaciones.....	107
5.4.1	Estabilidad global (ELU-GEO).....	107
5.4.2	Hundimiento mediante el método prescriptivo del Anejo G de UNE-EN 1997-1.....	107
5.4.3	Hundimiento (ELU-GEO) mediante el procedimiento de ROM 0.5-05.....	109
5.4.4	Excentricidad de la resultante.....	112
5.4.5	Deslizamiento (ELU-GEO).....	112
<b>6</b>	<b>DETERMINACIÓN DE ASIENTOS DIFERENCIALES A INTRODUCIR EN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>115</b>
6.1.	Planteamiento.....	115
6.1.1	Consideraciones generales.....	115
6.1.2	Descripción de las cimentaciones proyectadas.....	115
6.1.3	Descripción del terreno.....	116
6.1.4	Esfuerzos en el plano de cimentación.....	117
6.2.	Valores límite de los asientos.....	120

6.3.	Cálculo de los asientos.....	120
6.3.1	Presiones sobre el terreno y dimensiones de la superficie de apoyo.....	120
6.3.2	Procedimiento de cálculo.....	122
6.3.3	Cálculo de asientos por el procedimiento de Steinbrenner .....	124
6.3.4	Cálculo de asiento de pila P-2 por el procedimiento simplificado para terreno asimilable al semiespacio de Boussinesq.....	125
6.3.5	Cálculo de Asiento de pila P-1 por el procedimiento simplificado de Mayne y Poulos.....	125
6.4.	Evaluación de los asientos diferenciales .....	126

# 1

## ESTRIBO EN TERRENO ARCILLOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON MODELOS ANALÍTICOS

### 1.1 Planteamiento

#### 1.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Se proyecta un viaducto que permite el cruce de una carretera sobre uno de los recodos de la cola de un embalse, sin esviaje apreciable. La estructura se proyecta con un tablero continuo de 12,00 m de ancho y tres vanos de luces 20,00 - 25,00 - 20,00 m. Se apoya sobre dos estribos y dos pilas circulares de diámetro  $\phi_p = 1,00$  m, tal y como se muestra en la Figura 1.

Frente al estribo E-1 el fondo de vaso se encuentra a una cota 5,00 m inferior a la de máximo embalse mientras que, por detrás del estribo, el terreno es prácticamente horizontal y está situado 1,00 m por encima del nivel de máximo embalse. Los estribos se cimentan a la cota de máximo embalse. Los taludes frontales son aproximadamente 2H:1V.

El terreno se ha investigado con cuatro sondeos, uno por apoyo y se ha obtenido el perfil de unidades geotécnicas que se muestra en la Figura 1.

Se desea proyectar la cimentación del estribo E-1 mediante una zapata, con los datos del terreno y con los esfuerzos en la sección inferior del alzado que se indican en los apartados siguientes.

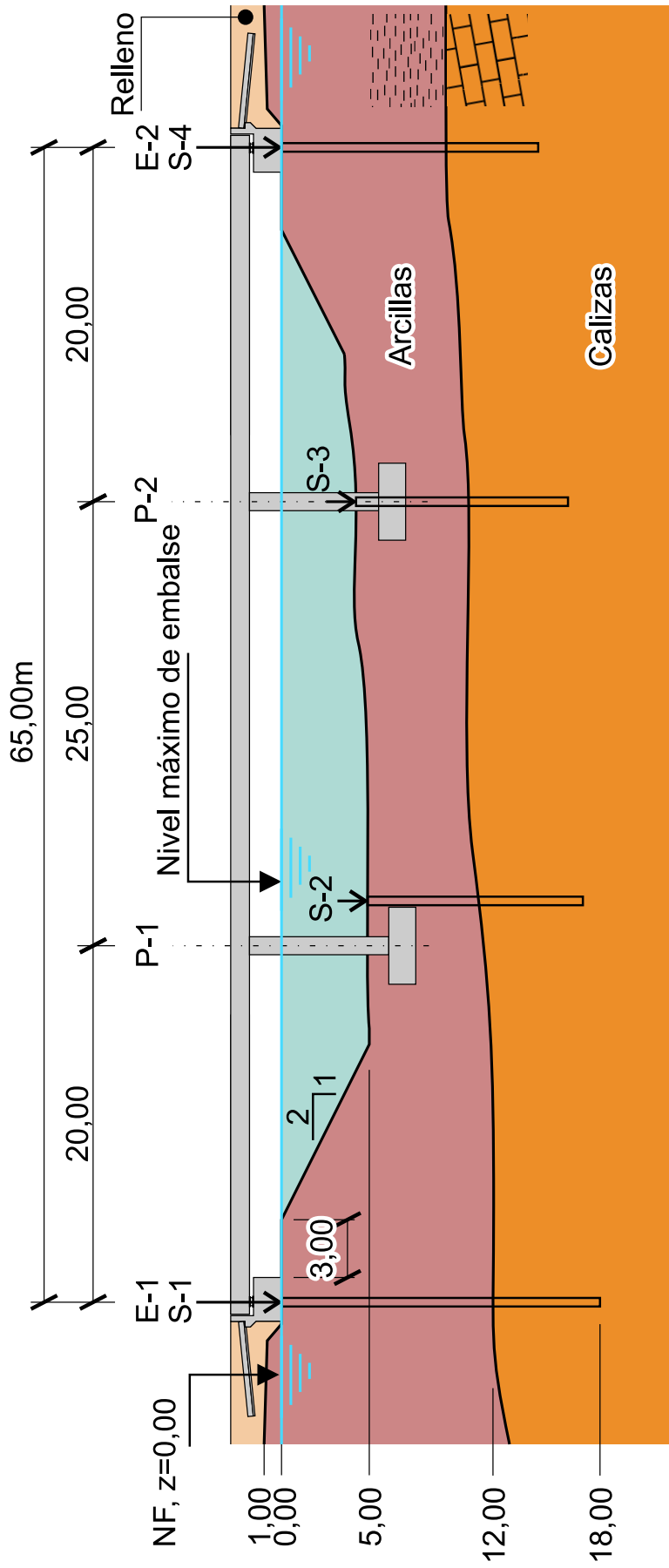


Figura 1 Perfil de unidades geotécnicas y definición geométrica de la estructura

## 1.1.2 DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

De los cuatro sondeos se obtiene una interpretación del terreno como la reflejada en la Figura 1. En el emplazamiento del estribo E-1 el terreno natural está formado por las siguientes unidades geotécnicas (UG), cuyas cotas relativas se refieren a la boca del sondeo S-1, coincidente con la del máximo nivel de embalse:

- Unidad geotécnica 1: Arcillas de plasticidad media, algo arenosas, entre las cotas relativas  $z = 0 - 12$  m.
- Unidad geotécnica 2: Roca caliza, en estratos de espesor decimétrico a métrico, con buzamientos menores de  $10^\circ$ , entre las cotas relativas  $z = 12 - 18$  m (fin del sondeo).

De acuerdo con la información geológica disponible, por debajo de la cota relativa  $z = 18$  m y en un espesor de al menos 50 m, aparece roca caliza asimilable a la UG 2, de resistencia media, poco fracturada.

Detrás del estribo y rellenando las excavaciones necesarias para construirlo se dispondrá un relleno granular compactado, que constituirá la unidad geotécnica 0. El relleno procederá de un préstamo de material adecuado del que se han obtenido, mediante los correspondientes ensayos de laboratorio, su densidad para las condiciones de puesta en obra y los correspondientes parámetros resistentes.

El nivel freático se encuentra a la cota relativa  $z = 0,0$  m coincidiendo con la de la lámina de agua del máximo embalse.

Los valores de los parámetros geotécnicos de la UG 1 se han medido en laboratorio en muestras de clase A obtenidas en el sondeo S-1. La resistencia al corte sin drenaje se ha obtenido a partir de ensayos de compresión simple y la resistencia en tensiones efectivas, mediante ensayos triaxiales.

Los valores característicos de los parámetros de las UG 0 y UG 1, se indican en la Tabla 1. La UG 2 presenta un valor de la resistencia a compresión simple  $q_u = 30 - 50$  MPa y un valor del RQD = 60 - 75.



Tabla 1 Valores característicos de los parámetros de las unidades geotécnicas

Unidad geotécnica, UG	UG 0 Relleno	UG 1 Arcilla	UG 2 Caliza
Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ] Por encima del nivel freático Por debajo del nivel freático	$\gamma = 20,7$ -	- $\gamma_{sat} = 21,0$	-
Resistencia al corte sin drenaje $c_u$ [kPa]	No aplicable	160	-
Resistencia en condiciones efectivas $c'$ [kPa] $\phi'$ [°]	0 35	30 25	-
Parámetros elásticos en condiciones drenadas $E'$ [MPa] $\nu'$	Sin datos	34 0,4	-
Resistencia a compresión simple $q_u$ [MPa] RQD	-	-	30-50 60-75

### 1.1.3 ESFUERZOS EN LA CARA SUPERIOR DEL CARGADERO

En la Figura 2 se define, por un lado, la notación de los esfuerzos transmitidos por el tablero al estribo E-1 en su cara superior ( $N_d$ ,  $V_{zd}$ ,  $V_{yd}$ ,  $M_{zd,p}$ ,  $M_{yd,p}$ ) en ejes locales de estribo, eje x vertical, y por otro, la notación de esfuerzos actuantes a nivel de plano de cimentación según el criterio de UNE-EN 1997-1 ( $V_d$ ,  $H_{xd}$ ,  $H_{yd}$ ,  $M_{yd}$ ,  $M_{xd}$ ) referida a los ejes habitualmente adoptados en geotecnia, eje z vertical (ver apartado 1.2 de la *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales*, en lo sucesivo GCS).

En la Tabla 2, se detallan los esfuerzos a nivel de la cara superior del cargadero del estribo E-1 que intervienen en las comprobaciones en ELU, a cuyos efectos no se consideran deformaciones impuestas (temperatura, retracción, descensos de apoyo) que, por tanto, no se incluyen en la tabla.

Para el pretensado se indican dos valores: a tiempo cero  $P_{t=0}$ , sin pérdidas diferidas y a tiempo infinito  $P_{t=\infty}$ , con pérdidas diferidas.

Para la carga muerta se consideran dos valores: el correspondiente al espesor de pavimento nominal (Hip 3a) y el correspondiente a un espesor de pavimento incrementado en un 50% (Hip 3b), de acuerdo con el apartado 5.2.3(3) del Anejo Nacional de UNE-EN 1991-1-1.

En lo relativo al viento se considera de forma separada el efecto vertical, de las componentes longitudinal o transversal, dado que estas componentes no son simultáneas, pero sí pueden combinarse con la dirección más desfavorable de la componente vertical del viento. La componente vertical del viento puede actuar en dirección ascendente o descendente y su resultante puede aplicarse con excentricidad positiva o negativa respecto del eje del tablero. Por ello se consideran cuatro posibles hipótesis que describen esta componente del viento.



Tabla 2 Esfuerzos en cara superior del estribo E-1 para hipótesis individuales y envolventes de sobrecarga de tráfico, coeficientes parciales y factores de simultaneidad que intervienen en las comprobaciones ELU-GEO

ELU Enfoque de proyecto (DA)							Hundim. y Desliz. DA-2		Estab. Global DA-3			
Nº Hip	Hipótesis	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>y,p</sub> [kNm]	M <sub>z,p</sub> [kNm]	γ <sub>inf</sub>	γ <sub>sup</sub>	γ <sub>inf</sub>	γ <sub>sup</sub>	ψ <sub>0</sub>	
1	Peso propio (G)	-1301	0	-4	0	0	1,00	1,35	1,00	1,00	-	
2a	Pretensado a t=0 (P <sub>t=0</sub> )	-321	0	21	0	0	1,00	1,00	1,00	1,00	-	
2b	Pretensado a t=∞ (P <sub>t=∞</sub> )	-273	0	18	0	0	1,00	1,00	1,00	1,00	-	
3a	Carga muerta nominal (G)	-213	0	-1	0	0	1,00	1,35	1,00	1,00	-	
3b	Carga muerta con Δ50% pavimento (G)	-266	0	-1	0	0	1,00	1,35	1,00	1,00	-	
4	Sobrecarga - Axil máximo	UDL (Q)	66	-39	1	0	759	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
5		TS (Q)	100	-29	1	0	576	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
6	Sobrecarga - Axil mínimo	UDL (Q)	-417	-31	-2	0	1867	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
7		TS (Q)	-1086	-5	-2	0	2272	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
8	Sobrecarga - V <sub>y,p</sub>	UDL (Q)	-351	-70	-1	0	2626	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
9		TS (Q)	27	-61	1	0	960	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
10	Sobrecarga - V <sub>z,p</sub>	UDL (Q)	-407	-29	-3	0	1711	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
11		TS (Q)	-481	-28	-6	0	1621	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
12	Sobrecarga - M <sub>y,p</sub>	UDL (Q)	-295	-22	-1	0	1310	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
13		TS (Q)	-15	-2	3	0	173	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
14	Sobrecarga - M <sub>z,p</sub>	UDL (Q)	-351	-70	-1	0	2626	0,00	1,35	0,00	1,30	0,40
15		TS (Q)	-905	-5	-1	0	2650	0,00	1,35	0,00	1,30	0,75
16	Frenado Q <sub>fl</sub> (Q)	-17	0	-19	0	0	0,00	1,35	0,00	1,30	0,00	
17	Viento Longitudinal - W <sub>long</sub> (Q)	-5	0	-5	0	0	0,00	1,50	0,00	1,30	0,60	
18	Viento Transversal - W <sub>transv</sub> (Q)	0	-21	0	0	235	0,00	1,50	0,00	1,30	0,60	
19	Viento Vertical 1 - W <sub>vert</sub> (Pos-Pos) (Q)	-71	-18	0	0	670	0,60	1,50	0,00	1,30	0,60	
20	Viento Vertical 2 - W <sub>vert</sub> (Neg-Pos) (Q)	71	-18	0	0	670	0,60	1,50	0,00	1,30	0,60	

En la Tabla 3 se muestran los esfuerzos debidos a las hipótesis individuales que intervienen en ELS para el cálculo de asientos, para lo cual, como se indica más adelante, se considera la combinación casi-permanente.

Se indican igualmente los coeficientes parciales, que son iguales a la unidad (salvo en el caso del pretensado, donde se aprovechan las columnas γ<sub>fav</sub> y γ<sub>desf</sub> para indicar los valores de γ<sub>fav</sub>r<sub>inf</sub> y γ<sub>desf</sub>r<sub>sup</sub>, siendo γ<sub>fav</sub>=γ<sub>desf</sub>= 1,00, que es el valor adoptado por el Anejo Nacional para el parámetro de determinación nacional del apartado 2.4.2.2(1) de UNE-EN 1992-1-1; y r<sub>sup</sub> = 1,10 y r<sub>inf</sub> = 0,9, que corresponde al valor adoptado por el Anejo Nacional para el parámetro de determinación nacional del apartado 5.10.9 de UNE-EN 1992-1-1) y el factor de simultaneidad casi-permanente, ψ<sub>2</sub>.

Tabla 3 Esfuerzos en cara superior del estribo E-1 para hipótesis individuales que intervienen en las comprobaciones de ELS

Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_{z,p}$ [kNm]	Carácter	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_2$
1	Peso propio ( $G$ )	-1301	0	-4	0	0	P	1,00	1,00	-
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	-321	0	21	0	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	-272	0	18	0	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-213	0	-1	0	0	P	1,00	1,00	-
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-266	0	1	0	0	P	1,00	1,00	-
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	6	0	11	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	-23	0	-41	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	175	0	-2	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	-93	0	1	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
21	Retracción efectiva (*) ( $G$ )	8	0	14	0	0	P	0,00	1,00	-

(\*) La retracción incluye el efecto de relajación por fluencia

(\*\*) Estos valores corresponden a  $\gamma_{desf}$ ,  $\gamma_{sup}$  y  $\gamma_{fav}$ ,  $r_{inf}$ 

## 1.2 PREDIMENSIONAMIENTO

En la Figura 3 se establecen unas dimensiones iniciales del cargadero que ha de verificarse, definidas por la experiencia en otros proyectos similares. A partir de estas dimensiones se puede calcular el peso y la excentricidad del mismo respecto del plano de cimentación.

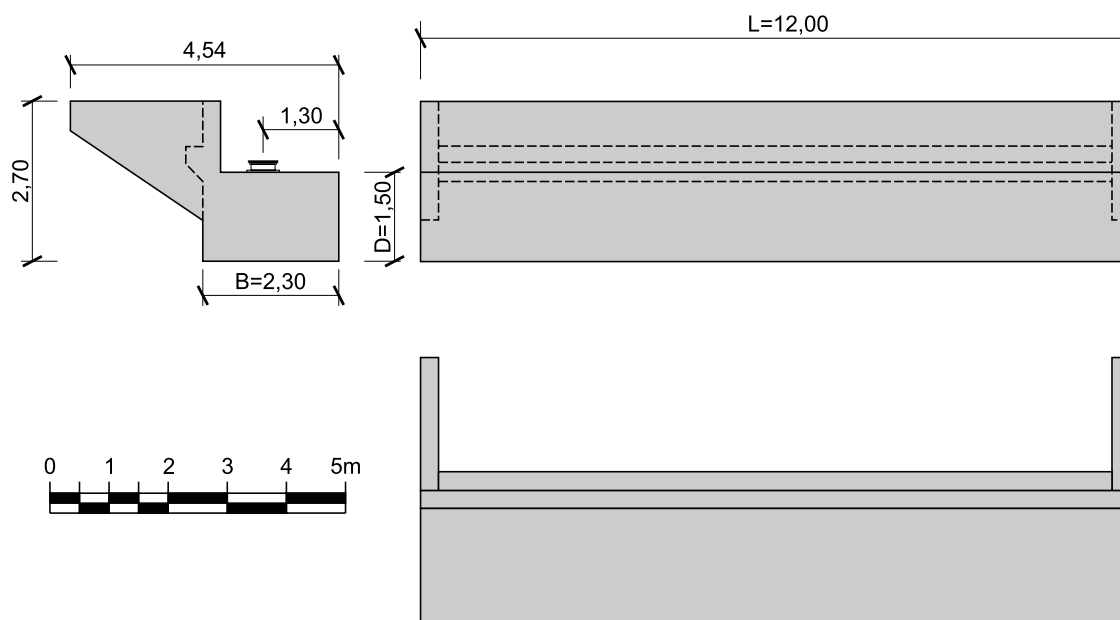


Figura 3 Dimensiones iniciales del cargadero

Las principales magnitudes que intervienen en los cálculos son:

- Longitud (dimensión mayor en planta, igual al ancho del puente),  $L = 12$  m
- Anchura (dimensión menor en planta),  $B = 2,3$  m
- Canto,  $D = 1,5$  m
- Profundidad del plano de cimentación,  $d = 0$  m

Se observa que el aparato de apoyo no está centrado respecto a la superficie de cimentación, por lo que las reacciones transmitidas por el tablero generarán además de un axil, un momento. La excentricidad correspondiente es de  $1,3 - 2,3/2 = 0,15$  m. Estos axiles generarán momentos opuestos debido al empuje de tierras sobre el cargadero.

## 1.3 COMPROBACIONES EN ELU

### 1.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Se sigue la secuencia de comprobaciones para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales por el método directo, indicado en la Figura 4 de la en la *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales, GCS*.

### 1.3.2 ESTABILIDAD GLOBAL (ELU-GEO)

#### 1.3.2.1 Introducción

Es necesario efectuar el cálculo del ELU-GEO de estabilidad global para una rotura en dirección longitudinal a la estructura, es decir según un plano vertical que contiene la dimensión menor  $B$ , de la zapata.

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, se utiliza el enfoque de proyecto DA-3, con los conjuntos de coeficientes parciales indicados en la Tabla 4:

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (conjunto A2), que suponen multiplicar por 1,0 las cargas permanentes y por 1,3 las acciones variables desfavorables (ver Tabla A.3b del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1). A estos efectos, se ha considerado el empuje de tierras sobre el trasdós del muro como una acción permanente, y la sobrecarga sobre dicho trasdós como una acción variable. Coeficientes parciales aplicables a las propiedades del terreno  $\gamma_M$  (conjunto M2), que suponen dividir por 1,5 los parámetros resistentes y por 1,0 los pesos específicos (ver Tabla A.4b del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1).
- Coeficientes parciales para la resistencia (conjunto R3) que son iguales a la unidad  $\gamma_{R,e} = 1,0$ , de acuerdo con la Tabla A.14 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

Tabla 4 Coeficientes parciales adoptados para la comprobación del ELU-GEO de estabilidad global

Conjunto de coeficientes: A2 "+" M2 "+" R3		
Acciones	Propiedades del terreno	Resistencias
Conjunto A2 $\gamma_F$	Conjunto M2 $\gamma_M$	Conjunto R3 $\gamma_{R,e}$
Tabla A.3b* Cargas permanentes: 1,0/1,0 Acciones variables: 0/1,3 (favorable/desfavorable)	Tabla A.4b* Parámetros geotécnicos: 1,5 Pesos específicos: 1,0	Tabla A.14* 1,0

\* Tablas del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1

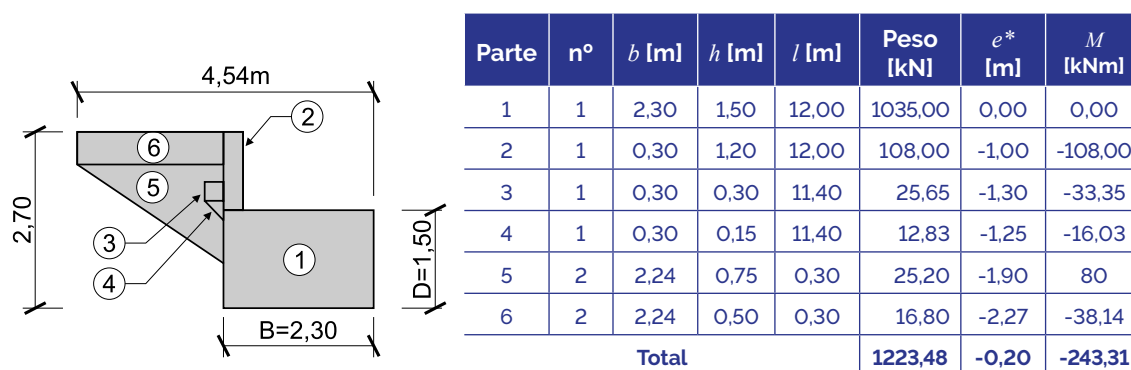
### 1.3.2.2 Efectos de las acciones

Las acciones que intervienen en la verificación del ELU-GEO de estabilidad global son las siguientes:

- El peso propio de la cimentación, que se calcula a continuación.
- Las acciones en la estructura, con los efectos en la cimentación que se detallan en la Tabla 2.
- El empuje del relleno del trasdós, que se calcula a continuación.
- El peso propio del terreno y del relleno de trasdós, que se introduce directamente en el cálculo como se indica más adelante.

El peso propio de la cimentación, el empuje del relleno y los efectos de las acciones en la estructura se introducen mediante su efecto en el plano de cimentación.

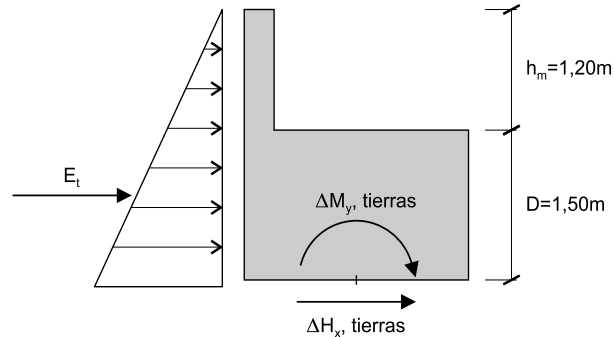
En la Figura 4 se detalla el cálculo de la carga vertical y de los momentos respecto del centro de gravedad de la superficie de cimentación, debidos al peso propio del cargadero. El cargadero transmite una carga vertical de  $W_{\text{cargadero}} = 1223,5 \text{ kN}$  y un momento de  $M_{y,W_{\text{cargadero}}} = 243,3 \text{ kNm}$ . El signo negativo corresponde a un momento que comprime el borde del estribo situado más próximo al relleno de trasdós (terraplén de acceso). Se trata de un momento de signo contrario al debido al empuje de tierras sobre el trasdós del cargadero.



\* Excentricidad respecto del punto medio del plano de apoyo

Figura 4 Peso, excentricidad y momento resultante respecto del centro de la superficie de cimentación de las distintas partes del cargadero

En la Figura 5 se plantea el esquema de cálculo del empuje activo y de los esfuerzos resultantes del mismo a nivel de la superficie de cimentación, que después se desarrolla. El empuje de tierras da lugar a una fuerza horizontal longitudinal de  $\Delta H_{x,tierras} = 245,4$  kN y a un momento de  $M_{y,tierras} = 220,8$  kNm, de signo contrario al provocado por el peso del cargadero.



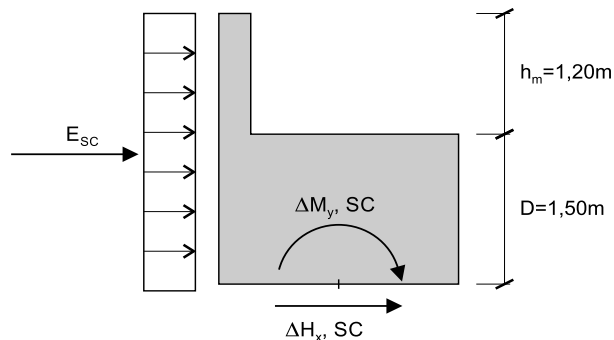
$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} = \frac{1 - \operatorname{sen} 35^\circ}{1 + \operatorname{sen} 35^\circ} = 0,271$$

$$E_t = \Delta H_{x,tierras} = \frac{1}{2} k_a \gamma_t (h_m + D)^2 L = \frac{1}{2} 0,271 \cdot 20,7 (1,2 + 1,5)^2 \cdot 12 = 245,4 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{y,tierras} = \Delta H_{x,tierras} \frac{h_m + D}{3} = 245,3 \cdot \frac{1,2 + 1,5}{3} = 220,8 \text{ kNm}$$

Figura 5 Cálculo de los efectos del empuje de tierras sobre el cargadero

De la misma forma, en la Figura 6 se plantea el cálculo de los esfuerzos resultantes del empuje activo sobre el cargadero de una posible sobrecarga SC = 10 kN/m<sup>2</sup> actuante sobre el terraplén. El empuje de tierras da lugar a una fuerza horizontal longitudinal de valor  $\Delta H_{x,SC} = 87,8$  kN y a un momento de  $M_{y,SC} = 118,5$  kNm, de signo contrario al provocado por el peso del cargadero.



$$E_{sc} = \Delta H_{x,sc} = k_a \cdot SC \cdot (h_m + D) \cdot L = 0,271 \cdot 10,0 \cdot (1,2 + 1,5) \cdot 12 = 87,8 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{y,SC} = \Delta H_{x,SC} \frac{h_m + D}{2} = 87,8 \frac{1,2 + 1,5}{2} = 118,5 \text{ kNm}$$

Figura 6 Cálculo de los efectos del empuje sobre el cargadero debidos a una posible sobrecarga actuante sobre el terraplén

Para incluir los efectos de las acciones sobre la estructura en la verificación de la estabilidad global deben considerarse seis posibles combinaciones alternativas de acciones dependiendo de cuál de las acciones variables se adopta en cada caso como dominante:

- Sobrecarga de tráfico dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Frenado dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Viento longitudinal o transversal dominante

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

Se observa en estas combinaciones que la componente vertical del viento que puede dirigirse hacia arriba o hacia abajo y aplicarse a la derecha o izquierda del puente, puede combinarse tanto con el viento transversal como con el viento longitudinal.

A su vez, para cada uno de los valores de los factores de simultaneidad, resulta necesario determinar la combinación de hipótesis individuales que da lugar a:

- Máxima carga vertical.
- Mínima carga vertical.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $B$ , que corresponde a la envolvente de esfuerzos cortantes  $V_{zd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $L$ , que corresponde a la envolvente de esfuerzos cortantes  $V_{yd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máximo momento de eje perpendicular a la dimensión  $B$ , que corresponde al momento  $M_{yd}$
- Máximo momento de eje perpendicular a la dimensión  $L$ , que corresponde al momento  $M_{zd,p}$  en la estructura y al momento  $M_{xd}$  en base de cimentación.

En la Tabla 5 se muestran estos esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior del cargadero y obtenidos a partir de los esfuerzos de las hipótesis individuales y



envolventes de sobrecargas mostrados en la Tabla 2. Estas envolventes se obtienen considerando los esfuerzos críticos de los seis conjuntos de combinaciones alternativas de acciones descritas anteriormente en función de qué sobrecarga se considere dominante.

Tabla 5 Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior del cargadero

Env. N°	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]	$\gamma_G$
(1)	$N_{d,max}$	<b>-3900</b>	-60	9	0	5904	1,0
(2)	$N_{d,min}$	<b>-1512</b>	-102	20	0	2258	1,0
(3)	$V_{y,max}$	-2253	<b>-201</b>	17	0	5369	1,0
(4)	$V_{z,max}$	-1742	-36	<b>50</b>	0	1144	1,0
(5)	$M_{dy,p,max}$	-1742	-36	50	<b>0</b>	1144	1,0
(6)	$M_{dz,p,max}$	-3575	-128	14	0	<b>7566</b>	1,0

Por ejemplo, la envolvente de axiles máximos (envolvente (1)), se obtiene para la condición de sobrecarga dominante a partir de la siguiente combinación, que está referida a la numeración de hipótesis establecida en la Tabla 2:

$$1,0 \text{ [Hip.1]} + 1,0 \text{ [Hip.2a]} + 1,0 \text{ [Hip.3b]} + 1,3 \text{ [Hip.6 + Hip.7]} + 1,3 \cdot 0,6 \text{ [Hip.17 + Hip.19]}$$

y, por ejemplo, los valores resultantes de axil máximo y momento en z concomitante se calculan como se muestra a continuación:

$$N_{d,max} = - \left( 1,0 \cdot 1301 + 1,0 \cdot 321 + 1,0 \cdot 266 + 1,3 (417 + 1086) + 0,78 (5 + 71) \right) = 3900 \text{ kN}$$

$$M_{zd,p,con} = - \left( 1,0 \cdot 0 + 1,0 \cdot 0 + 1,0 \cdot 0 + 1,3 (1867 + 2272) + 0,78 (0 + 670) \right) = 5904 \text{ kNm}$$

El valor de 0,78 por el que se multiplican los esfuerzos de viento tiene en cuenta que las sobrecargas (cuya acción es desfavorable) se multiplican por 1,3 y que la combinación crítica es la de sobrecarga de tráfico dominante y por tanto las acciones debidas al viento van multiplicadas por  $\psi_{0,w} = 0,60$ .

En este caso, al ser el coeficiente parcial de las cargas permanentes  $\gamma_G = 1,0$ , las cargas debidas al peso propio del cargadero se suman directamente al resto de cargas de peso propio. Más adelante, al verificar el hundimiento se verá que resulta necesario saber si, para obtener la envolvente correspondiente, se consideró el peso propio como una acción favorable o desfavorable.

En la Tabla 6 se recogen los esfuerzos a nivel del plano de cimentación, que se obtienen sumando, a los esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero, los esfuerzos correspondientes al peso propio del cargadero (ver Figura 4), el empuje de tierras actuante sobre el cargadero (ver Figura 5) y el empuje sobre el cargadero debido a la sobrecarga actuante sobre el terraplén (ver Figura 6).

Los coeficientes parciales  $\gamma_G$  y  $\gamma_Q$  se obtienen de la Tabla A.3b del Anejo Nacional a EN 1997-1, considerando el peso propio del cargadero y el empuje de tierras como acciones permanentes y la sobrecarga como una acción variable.

Al transformar los esfuerzos provenientes del tablero en esfuerzos referidos al centro de gravedad de la cimentación, hay que tener en cuenta que los aparatos de apoyo del puente no están centrados respecto del eje de la superficie de cimentación y generan momentos que se oponen al empuje activo y contribuyen a la estabilidad del cargadero. Esta es una singularidad de este problema que no se suele producir en el caso de las zapatas de pilas, en que el eje de la pila está normalmente en el centro de gravedad de la zapata.

De esta forma los valores correspondientes por ejemplo, a la fila de máximo cortante longitudinal  $H_{xd}$  (envolvente (4)), se obtienen como sigue, donde el peso propio del cargadero se multiplica por  $\gamma_G = 1,0$  y el empuje de tierras, que en este caso sería una acción favorable por  $\gamma_G = 1,0$ . Se observa que el peso propio del cargadero genera un momento favorable debido al peso propio del murete de guarda, el apoyo de la losa de transición y las aletas.

$$V_d = -N_d + \gamma_G W_{\text{cargadero}} = 1742 + 1,0 \times 1223 = 2965 \text{ kN}$$

$$H_{yd} = -V_{yd} = 36 \text{ kN}$$

$$H_{xd} = V_{zd} + \gamma_G H_{x,\text{Empuje}} = 50 + 1,0 \times 245 = 296 \text{ kN}$$

$$M_{yd} = N_d e + V_{zd} D - \gamma_G M_{y,W\text{Cargadero}} + \gamma_G M_{y,\text{Empuje}} = \\ = -1742 \times 0,15 + 50 \times 1,50 - 1,0 \times 243 + 1,0 \times 221 = -208 \text{ kNm}$$

$$M_{xd} = M_{zd,p} - V_{yd} D = 1144 + 36 \times 1,5 = 1198 \text{ kN}$$

Tabla 6 Esfuerzos a nivel del plano de cimentación(\*) para la comprobación de la estabilidad global

$D$ (m)	1,5				
$e_{\text{apoyo}}$ (m)	-0,15				
Acciones Cargadero	$W$ [kN]		$H_{xd}$ [kN]	$M_{y,W}$ [kNm]	$\gamma_F$ (fav/desfav)
Peso	-1223		-	-243	1,0 / 1,0
Empuje tierras	-		245	221	1,0 / 1,0
Empuje SC (10 kN/m <sup>2</sup> )	-		88	119	0,0 / 1,3
Envolvente sin empuje de la sobrecarga					
Envolvente N	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]
(1)	5123	-60	254	-594	5994
(2)	2735	-102	265	-219	2411
(3)	3477	-201	263	-334	5670
(4)	2965	-36	296	-208	1198
(5)	2965	-36	296	-208	1198
(6)	4798	-128	259	-538	7758
Envolvente con empuje de la sobrecarga (SC = 10 kN/m <sup>2</sup> )					
Envolvente N°	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]
(1)	5123	-60	369	-440	5994
(2)	2735	-102	380	-65	2411
(3)	3477	-201	377	-181	5670
(4)	2965	-36	410	-55	1198
(5)	2965	-36	410	-55	1198
(6)	4798	-128	374	-384	7758

(\*) Los esfuerzos a nivel del plano de cimentación se formulan según el sistema de referencia de la Figura 2 de la GCS en el que el eje  $z$  corresponde al eje vertical

A partir de los esfuerzos envolventes en el plano de cimentación, que se obtuvieron en la Tabla 6, se determinan en la Tabla 7 las tensiones para cada una de las envolventes consideradas. En esta última tabla se calculan las tensiones máxima y mínima en los dos extremos del cargadero. Como puede observarse toda la zapata estaría comprimida, salvo en dos de las envolventes en que una parte muy pequeña de la zapata no lo estaría (valores negativos de la tensión mínima).

Tabla 7 Cálculo de presiones transmitidas al terreno

- a. Tensiones sin considerar el empuje de la sobrecarga y considerando el empuje de tierras como acción permanente favorable ( $\gamma_G = 1,0$ )

$B/6$ [m]	0,38							Extremo 1 (y=+6)		Extremo 2 (y=-6)		
$L/6$ [m]	2,00							$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
Env. Nº	$V_d$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	
(1)	5123	254	-594	5994	-0,12	1,17	350	238	133	21	9,2	
(2)	2735	265	-219	2411	-0,08	0,88	163	122	76	35	9,6	
(3)	3477	263	-334	5670	-0,10	1,63	260	197	55	-8	9,5	
(4)	2965	296	-208	1198	-0,07	0,40	149	109	105	66	10,7	
(5)	2965	296	-208	1198	-0,07	0,40	149	109	105	66	10,7	
(6)	4798	259	-538	7758	-0,11	1,62	<b>365</b>	<b>264</b>	84	-18	<b>9,4</b>	

- b. Tensiones considerando el empuje de la sobrecarga como acción variable desfavorable ( $\gamma_Q = 1,3$ ) y considerando el empuje de tierras como permanente desfavorable ( $\gamma_G = 1,0$ )

$B/6$ [m]	0,38							Extremo 1 (y=+6)		Extremo 2 (y=-6)		
$L/6$ [m]	2,00							$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
Env. Nº	$V_d$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	
(1)	5123	369	-440	5994	-0,09	1,17	336	253	119	35	13,4	
(2)	2735	380	-65	2411	-0,02	0,88	149	137	62	49	13,8	
(3)	3476	377	-181	5671	-0,05	1,63	246	212	40	6	13,6	
(4)	2965	410	-55	1198	-0,02	0,40	134	124	91	81	14,8	
(5)	2965	410	-55	1198	-0,02	0,40	134	124	91	81	14,8	
(6)	4798	374	-384	7758	-0,08	1,62	<b>351</b>	<b>278</b>	70	-3	<b>13,5</b>	

La presión que la zapata transmite al terreno varía tanto en dirección longitudinal como transversal. En los cálculos de verificación del ELU-GEO de estabilidad global se han utilizado secciones verticales en las que actúan las componentes vertical y horizontal de las cargas que la cimentación transmite al terreno. Para las cargas verticales se han considerado los valores de las presiones en el extremo más cargado con una distribución variable linealmente. Para las cargas horizontales se ha considerado el valor medio en toda la superficie de apoyo de la cimentación.

Se va a verificar el ELU-GEO de estabilidad global para los dos modos de consideración de los empujes del terreno (favorable o desfavorable) y la sobrecarga, que se han incluido en la Tabla 7. En cada uno de ellos se ha elegido la envolvente de cálculo que da lugar a los mayores valores de las presiones verticales transmitidas al terreno.

- En el caso a, en que se considera el empuje de las tierras como favorable, la presión vertical de cálculo toma un valor  $\sigma = 365 \text{ kN/m}^2$  en el borde de  $x$  mínimo y  $\sigma = 264 \text{ kN/m}^2$  en el borde de  $x$  máximo. En este caso la tensión horizontal sobre la superficie del terreno toma un valor medio  $\tau = 9,4 \text{ kN/m}^2$ .
- En el caso b, en que se considera el empuje de las tierras y la sobrecarga como desfavorable, la presión vertical de cálculo toma un valor  $\sigma = 351 \text{ kN/m}^2$  en el borde de  $x$  mínimo y  $\sigma = 278 \text{ kN/m}^2$  en el borde de  $x$  máximo. En este caso la tensión horizontal sobre la superficie del terreno toma un valor medio  $\tau = 13,5 \text{ kN/m}^2$ .

Como se puede ver en la Figura 7 y en la Figura 8, el relleno tras el cargadero se ha sustituido por las presiones verticales que transmite a la cota del plano de cimentación. De esta manera se evita modelar el talud vertical en el contacto del relleno con el trasdós del cargadero lo que provocaría soluciones no realistas, de superficies de rotura pésimas que pudiesen involucrar solamente al relleno.

La sobrecarga equivalente al relleno tiene una componente vertical sobre el plano de cimentación de valor  $p = \gamma \cdot (h_m + D) = 20,7 \cdot (1,2 + 1,5) = 55,89 \approx 56 \text{ kN/m}^2$ .

### 1.3.2.3 Valores de cálculo de los parámetros del terreno

Tal y como se ha planteado el problema, el único terreno que interviene en la verificación del ELU-GEO de estabilidad global y por tanto al que deben asignarse parámetros para el cálculo, son las arcillas que constituyen la UG 1.

Los valores de cálculo se obtienen a partir de los valores característicos de la Tabla 1, afectándolos de los coeficientes parciales  $\gamma_M$  de la Tabla A.4b del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1 (conjunto M2):

Para los parámetros resistentes:  $\gamma_M = 1,5$

Para los pesos específicos:  $\gamma_M = 1,0$

Los valores resultantes son los siguientes:

$$c_{u,d} = 160/1,5 = 106,7 \text{ kN/m}^2$$

$$c'_{d} = 30/1,5 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi'_{d} = \arctan ((\tan 25^\circ)/1,5)) = 17,3^\circ$$

El peso específico que se considera es el sumergido y por ello no se introducen, en los cálculos de estabilidad, el agua del embalse ni sus presiones sobre el terreno.

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w = (21,0 - 9,8) \text{ kN/m}^3 = 11,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sum,d} = 11,2/1,0 = 11,2 \text{ kN/m}^3$$

### 1.3.2.4 Verificación de la seguridad

Se ha verificado el ELU-GEO de estabilidad global en el estribo en condiciones no drenadas, en que la resistencia de la arcilla se caracteriza con el valor de  $c_{u,d}$  y drenadas, en que la resistencia de la arcilla se caracteriza con los valores de  $c'_{d}$  y  $\varphi'_{d}$ . Los cálculos se han efectuado por el método de Bishop y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 8.

En condiciones no drenadas (corto plazo) se ha supuesto que actúan todas las acciones que participan en el cálculo a largo plazo, lo que es conservador. Si esta comprobación resultara crítica, sería necesario analizar con más detalle la secuencia de introducción de las cargas y su influencia en la evolución de los valores de la resistencia del terreno.

En la Figura 7 se muestra la geometría de las superficies de rotura que resultan en condiciones no drenadas, tanto al considerar el empuje de tierras como acción favorable como desfavorable, resultando la peor de ambas esta última. Se obtiene un cociente mínimo entre los valores de cálculo de la resistencia del terreno y las solicitaciones superior a la unidad  $R_d/E_d = 2,00$ , que hace que no sea necesario considerar la secuencia de introducción de las cargas ni la evolución de las propiedades resistentes del terreno.

En condiciones drenadas las superficies de rotura que representan la consideración del empuje de tierras como acción favorable o desfavorable se muestran en la Figura 8, resultando

más desfavorable la última. En dicha comprobación, se obtiene un cociente entre los valores de cálculo de la resistencia del terreno y las solicitaciones ligeramente superior a la unidad  $R_d/E_d = 1,02$ , con lo que la verificación se da por satisfecha.

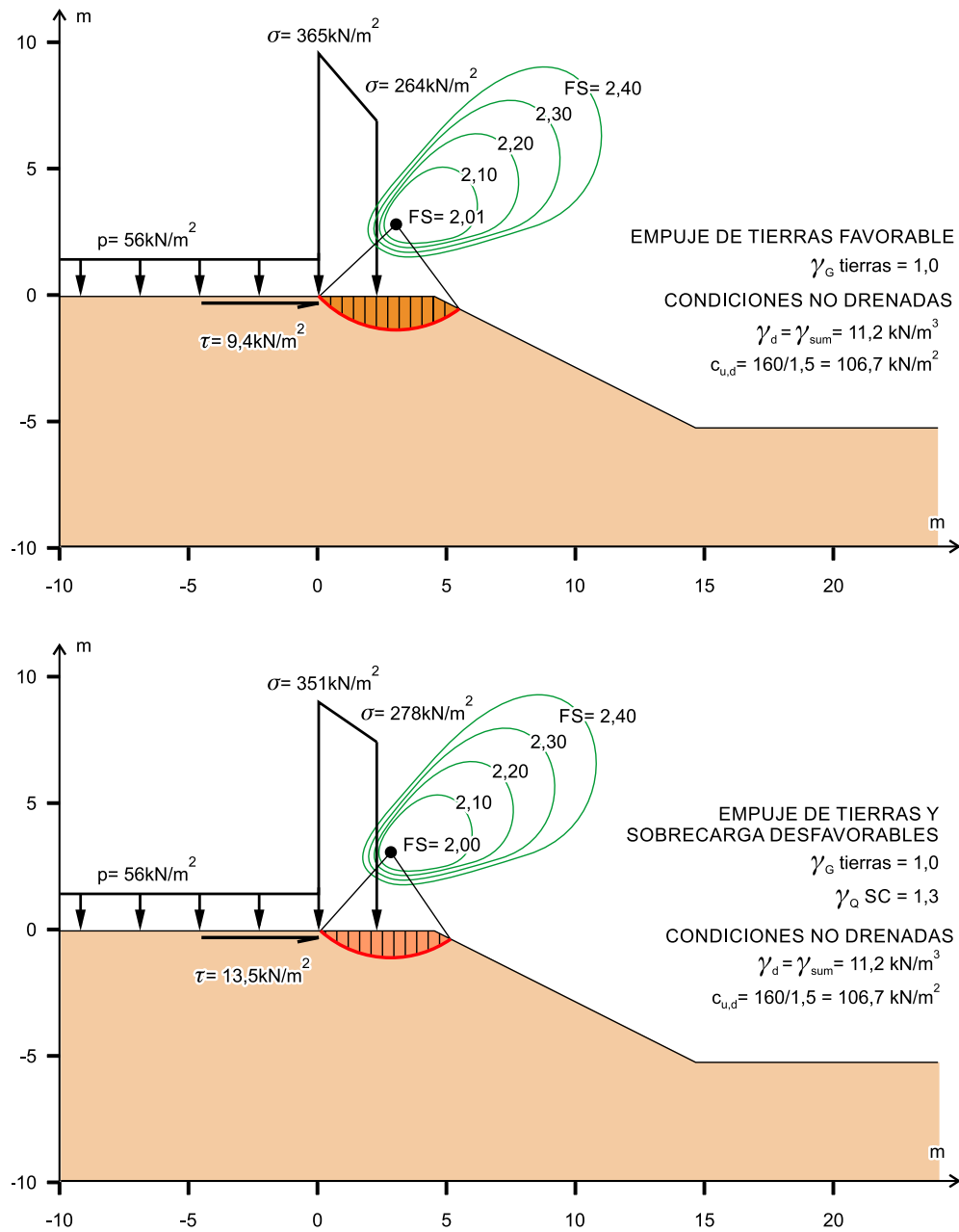


Figura 7 Verificación del ELU-GEO de estabilidad global en condiciones no drenadas

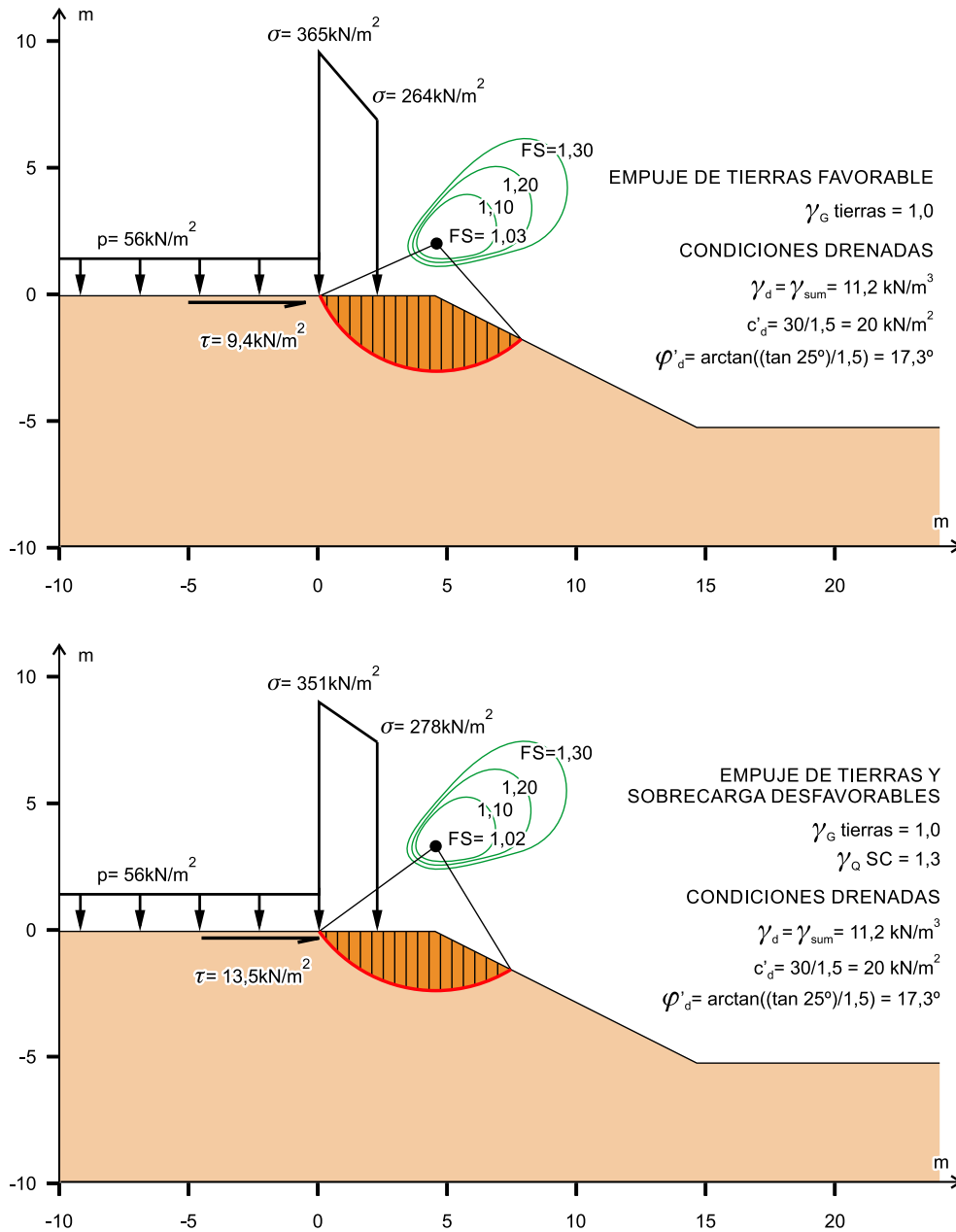


Figura 8 Verificación del ELU-GEO de estabilidad global en condiciones drenadas

En consecuencia y a la vista de cuanto acaba de exponerse, la verificación de la seguridad de la cimentación frente al ELU-GEO de estabilidad global resulta satisfactoria, tal y como se resume en la tabla siguiente:

Tabla 8 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de estabilidad global

	Condiciones no drenadas	Condiciones drenadas
$R_d/E_d \geq 1$	2,00	1,02

### 1.3.3 Hundimiento (ELU-GEO)

#### 1.3.3.1 Introducción

La seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento se verifica mediante la expresión (2) de la GCS,  $V_d \leq R_d$ .

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, se utiliza el enfoque de proyecto DA-2, con los conjuntos de coeficientes parciales indicados en la Tabla 9:

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (conjunto A1 de la Tabla A.3a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, que para el caso de puentes, refiere a UNE-EN 1990/A1).
- Coeficientes parciales aplicables a los propiedades del terreno (conjunto M1), que son iguales a la unidad  $\gamma_M = 1,0$ , de acuerdo con la Tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.
- Coeficientes parciales para la resistencia (conjunto R2): su valor es  $\gamma_{Rv} = 1,85$ , tal como se fija en la Tabla A.5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

Tabla 9 Coeficientes parciales adoptados para la comprobación del ELU-GEO de hundimiento

Conjunto de coeficientes: A1 "+" M1 "+" R2		
Acciones	Propiedades del terreno	Resistencias
Conjunto A1 $\gamma_F$	Conjunto M1 $\gamma_M$	Conjunto R2 $\gamma_{Rv}$
Tabla A.3a*	Tabla A.4a*	Tabla A.5*
Tabla AN/9 (Tabla A2.4(B)) del AN/UNE-EN 1990/A1	1,0	1,85

\* Tablas del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1

#### 1.3.3.2 Efectos de las acciones

Al igual que en la verificación del ELU-GEO de estabilidad global, para mayor simplicidad, se va a considerar a priori que las acciones que intervienen en la verificación del hundimiento son las mismas en condiciones no drenadas y drenadas (a corto y a largo plazo). Sólo si no se verificara la comprobación en situación no drenada, sería necesario efectuar los cálculos teniendo en cuenta la secuencia de introducción de las cargas y la evolución de la resistencia del terreno.

Se deben considerar las siguientes seis posibles combinaciones alternativas de acciones, dependiendo de cuál de las sobrecargas se considere en cada caso como dominante, utilizando los coeficientes parciales  $\gamma_F$  del DA-2, que se indican en la Tabla 2.



- Sobrecarga de tráfico dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Frenado dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Viento longitudinal o transversal dominante

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

A su vez, para cada uno de los valores de los factores de simultaneidad, resulta necesario determinar la combinación de hipótesis individuales (ver Tabla 3) que da lugar a:

- La máxima carga vertical.
- La mínima carga vertical.
- La máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $B$ , que corresponde a la envolvente de esfuerzos cortantes  $V_{zd}$  en los ejes locales de la estructura.
- La máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $L$ , que corresponde a la envolvente de esfuerzos cortantes  $V_{yd}$  en los ejes locales de la estructura.
- El máximo momento de eje perpendicular a la dimensión  $B$ , que corresponde al momento  $M_{yd}$ .
- El máximo momento de eje perpendicular a la dimensión  $L$ , que corresponde al momento  $M_{zd,p}$  en la estructura y al momento  $M_{xd}$  en base de cimentación.

Tabla 10 Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior del cargadero

Nº Env.	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]	$\gamma_G$
1	$N_{d,max}$	<b>-4535</b>	-64	6	0	6191	1,35
2	$N_{d,min}$	<b>-1495</b>	-108	21	0	2405	1,00
3	$V_{y,max}$	-2939	<b>-212</b>	16	0	5657	1,35
4	$V_{z,max}$	-1729	-39	<b>55</b>	0	1248	1,00
5	$M_{dy,p,max}$	-1729	-39	55	<b>0</b>	1248	1,00
6	$M_{dz,p,max}$	-4071	-137	13	0	<b>7939</b>	1,35

En la Tabla 10 se muestran los esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior del cargadero junto con los concomitantes, obtenidos a partir de los esfuerzos de las hipótesis individuales y envolventes de sobrecargas recogidos en la Tabla 2. El esfuerzo para

el cual se ha realizado la envolvente se marca en negrita. Por ejemplo, la envolvente de axiles máximos (envolvente (1)), se obtiene para la condición de sobrecarga dominante a partir de la siguiente combinación:

$$1,35 [\text{Hip.1}] + 1,0 [\text{Hip.2a}] + 1,35 [\text{Hip.3b}] + 1,35 [\text{Hip.6} + \text{Hip.7}] + 1,5 \cdot 0,6 [\text{Hip.17} + \text{Hip.19}]$$

y los valores resultantes de axil máximo y momento en  $z$  concomitantes, se calculan como se muestra a continuación.

$$N_{d,\max} = -(1,35 \cdot 1301 + 1,0 \cdot 321 + 1,35 \cdot 266 + 1,35 (417 + 1086) + 0,90 (5 + 71)) = 4535 \text{ kN}$$

$$M_{zd,p,\text{con}} = -(1,35 \cdot 0 + 1,0 \cdot 0 + 1,35 \cdot 0 + 1,35 (1867 + 2272) + 0,90 (0 + 670)) = 6191 \text{ kNm}$$

Para poder sumar a estos esfuerzos el peso del cargadero es necesario saber si, en la envolvente correspondiente, el peso propio del tablero se multiplicó por 1,35 o por 1,0 puesto que, en principio, se considera que el peso del tablero y el peso del cargadero son del mismo origen y deben multiplicarse por el mismo coeficiente parcial (*single source principle*). Por ello, se incluye en la Tabla 10 una fila que proporciona el valor de este coeficiente parcial.

Tabla 11 Esfuerzos a nivel del plano de cimentación, considerando el empuje de tierras y la sobrecarga como acciones desfavorables ( $\gamma_{G,\text{tierras}} = 1,35$  y  $\gamma_{Q,SC} = 1,50$ ) para la comprobación del hundimiento

$D$ (m)	1,5				
$e_{\text{apoyo}}$ (m)	-0,15				
Acciones Cargadero	$W$ [kN]		$H_{xd}$ [kN]	$M_{y,w}$ [kNm]	$\gamma_F$ (fav/desfav)
Peso	-1223		-	-243	1,0 / 1,35
Empuje tierras	-		245	221	1,0 / 1,35
Empuje SC (10 kN/m <sup>2</sup> )	-		88	119	0 / 1,50
Envolvente N°	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{zd}$ [kNm]
(1)	6186	-64	469	-524	6287
(2)	2718	-108	484	40	2567
(3)	4591	-212	479	-269	5975
(4)	2952	-39	518	56	1307
(5)	2952	-39	518	56	1307
(6)	5722	-137	476	-444	8143

En la Tabla 11 se recogen los esfuerzos a nivel del plano de cimentación, que se obtienen sumando a los esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero, los correspondientes:

- Al peso propio del cargadero (ver Figura 4).
- Al empuje de tierras actuante sobre el cargadero (ver Figura 5) considerada como una acción permanente desfavorable ( $\gamma_{G,\text{tierras}} = 1,35$ ).
- Al empuje de tierras debido a la sobrecarga actuante en el terraplén (SC = 10 kN/m<sup>2</sup>) como acción variable desfavorable ( $\gamma_{Q,SC} = 1,50$ ) (ver Figura 6).

Sin embargo, debido a que el empuje de tierras se opone al momento que generan las cargas gravitatorias por la excentricidad del apoyo y al debido al peso propio del estribo, su acción puede ser favorable o desfavorable. Si esta acción se multiplica por 1,0 en lugar de por 1,35 se obtienen mayores presiones en el terreno, y por tanto menores dimensiones efectivas de la zapata, pero se reduce el valor de la fuerza horizontal longitudinal. Como esta fuerza influye en la formulación de la capacidad de carga (factores  $i$ ), no es evidente que ésta sea la situación pésima. Por ello, se incluye también la Tabla 12 en la que el empuje de tierras se considera como una acción permanente favorable  $\gamma_{G,tierras} = 1,0$ .

Tabla 12 Esfuerzos a nivel del plano de cimentación, considerando el empuje de tierras como una acción permanente favorable ( $\gamma_{G,tierras} = 1,0$ ) para la comprobación del hundimiento

$D$ (m)	1,5				
$e_{apoyo}$ (m)	-0,15				
Acciones Cargadero	$W$ [kN]		$H_{xd}$ [kN]	$M_{y,W}$ [kNm]	$\gamma_F$ (fav/desfav)
Peso	-1223		-	-243	1,0 / 1,35
Empuje tierras	-		245	221	1,0 / 1,35
Envolvente N°	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]
(1)	6186	-64	252	-778	6287
(2)	2718	-108	266	-215	2567
(3)	4591	-212	261	-525	5975
(4)	2952	-39	300	-199	1307
(5)	2952	-39	300	-199	1307
(6)	5722	-137	258	-699	8143

Para aclarar el cálculo de los valores de la Tabla 11 y de la Tabla 12, a continuación se detalla el cálculo correspondiente a la fila de máximo cortante longitudinal (combinación (4)). En este caso, el peso propio del cargadero se multiplica por  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  debido a que éste es el coeficiente que se utilizó para obtener la envolvente (4) de esfuerzos del tablero como se desprende de la Tabla 10. Entre la Tabla 11 y la Tabla 12 solo cambian los valores de la fuerzas  $H_{xd}$  y del momento  $M_{yd}$  que se calculan al final de la expresión siguiente y se distinguen mediante los subíndices  $\gamma_{G,tierras} = 1,35$  (Tabla 11) y  $\gamma_{G,tierras} = 1,0$  (Tabla 12):

$$V_d = N_d + \gamma_G W_{cargadero} = 1729 + 1,0 \cdot 1223 = 2952 \text{ kN}$$

$$H_{yd} = V_d \cdot e = 39 \text{ kN}$$

$$H_{xd, \gamma_{G,tierras}=1,35} = V_{zd} + \gamma_G H_{x,tierras} + \gamma_Q H_{x,SC} = 55 + 1,35 \cdot 245 + 1,5 \cdot 88 = 520 \text{ kN}$$

$$M_{yd, \gamma_{G,tierras}=1,35} = N_d \cdot e + V_{zd} \cdot D + \gamma_G M_{x,cargadero} + \gamma_G M_{x,tierras} + \gamma_Q M_{x,SC} = \\ = -1729 \cdot 0,15 + 55 \cdot 1,5 - 1,0 \cdot 243 + 1,35 \cdot 221 + 1,5 \cdot 119 = 56 \text{ kNm}$$

$$H_{xd, \gamma_{G,tierras}=1,0} = V_{zd} + \gamma_G H_{x,tierras} = 55 + 1,0 \cdot 245 = 300 \text{ kN}$$

$$M_{yd, \gamma_{G,tierras}=1,0} = N_d \cdot e + V_{zd} \cdot D + \gamma_{G,fav} M_{x,cargadero} + \gamma_G M_{x,tierras} = \\ = -1729 \cdot 0,15 + 55 \cdot 1,5 - 1,00 \cdot 243 + 1,0 \cdot 221 = -199 \text{ kNm}$$

$$M_{xd} = M_{zd,p} + V_{yd} \cdot D = 1248 + 39 \cdot 1,5 = 1307 \text{ kNm}$$

Debido al efecto del empuje de tierras, que puede ser favorable o desfavorable, en principio habría que considerar doce combinaciones en lugar de seis. Se han realizado ambas combinaciones comprobando que la condición crítica corresponde a la consideración del empuje de tierras como una acción permanente desfavorable. Por ello, a continuación, por brevedad, sólo se documentan las seis combinaciones en las que se ha utilizado  $\gamma_{G,tierras} = 1,35$ .

Teniendo en cuenta la gran diferencia entre  $B$  y  $L$ , así como que además  $H_{B,d} (= H_{xd}) > H_{L,d} (= H_{yd})$ , el ELU-GEO de hundimiento sólo se comprueba en la sección plana vertical que contiene a la dimensión  $B$ , que coincide con la de la comprobación de la estabilidad global (Figura 7 y Figura 8).

### 1.3.3.3 Dimensiones efectivas de la cimentación

En la Tabla 13 se determinan las dimensiones efectivas de la cimentación para las seis combinaciones establecidas en la Tabla 11. Se indican también los valores de  $V_d, H_{xd}, e_{xd}, H_{yd}, e_{yd}$ .

Tabla 13 Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación para la verificación del ELU-GEO de hundimiento

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B$ [m]	2,3					
$L$ [m]	12					
$V_d$ [kN]	6186	2718	4591	2952	2952	5722
$H_{xd}$ [kN]	469	484	479	518	518	476
$M_{yd}$ [kNm]	-524	40	-269	56	56	-444
$e_{xd}$ [m]	$e_{xd} = \frac{M_{yd}}{V_d}$					
	-0,08	0,01	-0,06	0,02	0,02	-0,08
$H_{yd}$ [kN]	-64	-108	-212	-39	-39	-137
$M_{xd}$ [kNm]	6287	2567	5975	1307	1307	8143
$e_{yd}$ [m]	$e_{yd} = \frac{M_{xd}}{V_d}$					
	1,02	0,94	1,30	0,44	0,44	1,42
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	473	496	524	519	519	495
$B'$ [m]	$B' = B - 2 e_{xd}$					
	2,13	2,27	2,18	2,26	2,26	2,14
$L'$ [m]	$L' = L - 2 e_{yd}$					
	9,97	10,11	9,40	11,11	11,11	9,15
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	$A' = B' L'$					
	21,24	22,96	20,51	25,14	25,14	19,63

### 1.3.3.4 Valores de cálculo de los parámetros del terreno

En el enfoque de proyecto DA-2, que se utiliza para la verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento, los valores de cálculo se obtienen a partir de los valores característicos de la Tabla 1, afectándolos de los coeficientes parciales  $\gamma_M$  de la Tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1 (conjunto M1). El valor de los coeficientes parciales es  $\gamma_M = 1,0$ , por lo que el valor de cálculo de los parámetros del terreno coincide con el valor característico definido en la Tabla 1.

Los valores resultantes son los siguientes:

$$c_{u,d} = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$c'_{d} = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi'_{d} = 25^{\circ}$$

El peso específico que se considera es el sumergido y por ello no se introduce en los cálculos de estabilidad el agua del embalse, ni sus presiones sobre el terreno.

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w = (21,0 - 9,8) \text{ kN/m}^3 = 11,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sum,d} = 11,2/1,0 = 11,2 \text{ kN/m}^3$$

### 1.3.3.5 Verificación de la seguridad al hundimiento en condiciones no drenadas

Se debe verificar la expresión (2) de la GCS,  $V_d \leq R_d$ . El valor de la resistencia al hundimiento para las solicitaciones de cada una de las combinaciones de cargas se obtiene mediante la fórmula polinómica del apartado 4.1.5.2 de la GCS.

De entre las diferentes formulaciones existentes, se debe descartar la del anejo D de UNE-EN 1997-1 ya que no contempla los factores  $g$  y la cimentación se encuentra en la proximidad de un talud. Se elige, para la realización de la comprobación, la formulación variante del apartado 4.1.5.8.a de la GCS (expresión (27)).

Se van a efectuar una serie de simplificaciones en el cálculo que resultan conservadoras, que habrían de reconsiderarse si no se superase la comprobación en condiciones no drenadas:

- Se ha supuesto que actúan todas las acciones que participan en el cálculo, sin considerar su secuencia temporal de introducción.
- Para evitar el proceso iterativo de determinación de los valores del ángulo  $\xi$  y la presión  $q$  (Figura 19 de la GCS), se toma  $\xi = \beta$ ;  $q = 0$ .

Si esta comprobación resultara crítica, sería necesario:

- Analizar con detalle la secuencia de introducción de las cargas y su influencia en la evolución de los valores de la resistencia del terreno.

- Realizar el cálculo iterativo que figura en el apartado 4.1.5.5.d de la GCS, determinando con mayor precisión los valores del ángulo  $\zeta$  y la presión  $q$ .

Además, habría de tenerse en cuenta lo indicado en el apartado 4.1.3.3 respecto de la elección del valor de la presión  $q$  a considerar en condiciones no drenadas.

Tabla 14 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento en condiciones no drenadas según la formulación variante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$N_q$	1					
$N_c$	$\pi + 2 = 5,14$					
$q$ [kPa]	0					
$b_{cB}$ ( $\alpha = 0$ )	$b_{cB} = 1 - 0,4 \alpha$					
	1,00					
$s_{cB}$	$s_{cB} = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$					
	1,043	1,045	1,046	1,041	1,041	1,047
$i_{cB}$	$i_{cB} = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H_{d,B}}{A' c_u}} \right)$					
	0,964	0,965	0,958	0,967	0,967	0,959
$g_{cB}$ ( $\beta = 2H:1V$ = 0,4636 rad = 26,56°)	$g_{cB} = 1 - 0,4 \beta$					
	0,815					
$d_{cB}$ ( $d = 0$ )	$d_{cB} = 1 + 0,4 \arctan \frac{d}{B'}$					
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$R_k/A'$ [kPa]	$R_k / A' = (\pi + 2) c_u b_{cB} s_{cB} i_{cB} g_{cB} d_{cB} + q$					
	674	676	672	674	674	673
$R_k$ [kPa]	14304	15514	13783	16950	16950	13207
$\gamma_{Rv}$	1,85					
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}}$					
	7732	8386	7450	9162	9162	7139
$V_d$ [kN]	6186	2718	4591	2952	2952	5722
$R_d / V_d \geq 1$	<b>1,25</b>	<b>3,08</b>	<b>1,62</b>	<b>3,10</b>	<b>3,10</b>	<b>1,25</b>

En la Tabla 14 se incluyen los valores que se obtienen para los coeficientes que intervienen en la fórmula polinómica y los valores de cálculo para la resistencia al hundimiento. Asimismo se ha incluido el valor del cociente entre valores de cálculo de resistencias y solicitaciones, que siempre es superior a la unidad  $R_d/V_d > 1$ , por lo que el ELU-GEO de hundimiento en situación no drenada queda verificado en todos los casos, sin que sea necesario reconsiderar las simplificaciones de cálculo efectuadas.

### 1.3.3.6 Verificación de la seguridad al hundimiento en condiciones drenadas

Se efectúan las mismas consideraciones generales que en el caso de la verificación en condiciones no drenadas, empleando, por tanto, la formulación variante del apartado 4.1.5.8.b de la GCS (expresión (28)) si bien en este caso se va a realizar el cálculo del ángulo  $\xi$  y la presión  $q$  (expresiones (21) y (22) de la GCS).

En la Figura 9 se completa la definición de la Figura 19 de la GCS para introducir una serie de variables auxiliares que facilitan el cálculo del peso de la zona sombreada  $W$ , de la excentricidad de este peso  $e_w$ , de la distancia  $T$  y del ángulo  $\xi$ .

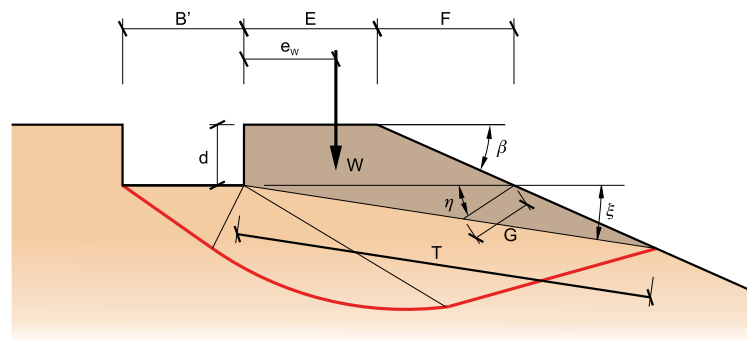


Figura 9 Notación para la determinación de  $T$ ,  $W$  y  $e_w$

Las expresiones que permiten el cálculo de estas magnitudes son:

$$F = d \cot \beta$$

$$T = (E + F) \cos \xi + (E + F) \operatorname{sen} \xi \cot (\beta - \xi)$$

$$W = \gamma \left( d E + \frac{1}{2} d F + \frac{1}{2} T (E + F) \operatorname{sen} \xi \right)$$

$$G = \sqrt{(E + F)^2 + \left(\frac{T}{2}\right)^2} - 2 (E + F) \frac{T}{2} \cos \xi$$

$$\eta = \arcsen \left( \frac{T}{2G} \operatorname{sen} \xi \right)$$

$$e_w = \frac{d \frac{E^2}{2} + \frac{1}{2} d F \left( E + \frac{F}{3} \right) + \frac{1}{2} T (E + F) \operatorname{sen} \xi \left( E + F - \frac{2}{3} G \cos \eta \right)}{\frac{W}{\gamma}}$$

$$q' = \frac{2 W e_w}{T^2} \text{ (GCS expresión (21))}$$

$$T = B' \sqrt{i_q N_q} \cdot e^{-2\xi \tan \phi} \text{ (GCS expresión (22))}$$

Para determinar el valor del ángulo  $\zeta$ , se parte de un valor inicial del mismo considerado a priori, se calcula la distancia  $T$  por medio de la segunda ecuación de la expresión anterior y se vuelve a calcular dicha distancia a partir de la expresión (22) de la GCS, iterando hasta que ambos valores son coincidentes.

$W$  y  $q'$  se determinan en este caso con el peso específico sumergido. En el ejemplo resulta  $d = 0$  con lo que las expresiones anteriores se simplifican significativamente.

En la Tabla 15 se muestran, para la formulación variante, los valores resultantes de  $\zeta$  que deben remplazar al ángulo del talud en las expresiones de los factores  $g$ . Igualmente se muestra el valor equivalente de la presión efectiva  $q'$  correspondiente al peso de las tierras sobre el plano de cimentación.

Tabla 15 Valores de  $\zeta$  y de  $q'$  a considerar para tener en cuenta la proximidad del talud según la formulación variante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B'$ [m]	2,13	2,27	2,18	2,26	2,26	2,14
$\zeta$ [°]	12,14	12,25	12,22	12,24	12,24	12,16
$T$ [m]	5,39	5,43	5,41	5,42	5,42	5,39
$W$ [kN]	19,03	19,34	19,26	19,31	19,31	19,08
$e_W$ [m]	2,76	2,77	2,76	2,77	2,77	2,76
$q'$ [kPa]	3,61	3,64	3,63	3,63	3,63	3,62

Tabla 16 Parámetros (auxiliares) para la determinación de la resistencia de cálculo frente ELU-GEO de hundimiento en condiciones drenadas según la formulación variante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$V_d$ [kN]	6186	2718	4591	2952	2952	5722
$H_{xd}$ [kN]	469	484	479	518	518	476
$H_{yd}$ [kN]	64	108	212	39	39	137
$\delta^*_{B'} [°]$	$\arctan \left( \frac{\tan \delta_B}{1 + \frac{B' L' c'_d}{V'_d \tan \varphi'_d}} \right) = \arctan \left( \frac{H_{xd} / V'_d}{1 + \frac{B' L' c'_d}{V'_d \tan \varphi'_d}} \right)$					
	3,55	6,58	4,63	6,47	6,47	3,90
$\delta^*_{L'} [°]$	$\arctan \left( \frac{\tan \delta_L}{1 + \frac{B' L' c'_d}{V'_d \tan \varphi'_d}} \right) = \arctan \left( \frac{H_{yd} / V'_d}{1 + \frac{B' L' c'_d}{V'_d \tan \varphi'_d}} \right)$					
	0,49	1,47	2,05	0,49	0,49	1,12



En la Tabla 16 y la Tabla 17 se incluye el cálculo completo de la comprobación de la seguridad frente al hundimiento mediante la aplicación de la formulación variante, que resulta satisfactoria por verificarse para todas las hipótesis que el valor de cálculo de las resistencias supera al de las solicitaciones (expresión (2) de la GCS). Para la realización de estos cálculos se considera, en la determinación de  $N_\gamma$ , base rugosa según el apartado 4.1.5.4 de la GCS y para los coeficientes  $i$ , los valores  $\delta^*$  definidos en la expresión (29) de la GCS.

Tabla 17 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento en condiciones drenadas según la formulación variante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$N_q$	10,66					
$N_c$	20,72					
$N_\gamma$	9,01					
$\xi$ [°]	12,14	12,25	12,22	12,24	12,24	12,16
$q'$ [kPa]	3,61	3,64	3,63	3,63	3,63	3,62
$b_q(\alpha = 0)$	$b_q = e^{-2\alpha \tan \phi'_d}$					
	1,00					
$s_q$	$s_q = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$					
	1,110	1,116	1,120	1,105	1,105	1,121
$i_q$	$i_q = (1 - 0,7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L) ; \delta = \delta^*$					
	0,868	0,757	0,809	0,774	0,774	0,847
$g_q$	$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 ; \beta = \xi$					
	0,566	0,563	0,564	0,563	0,563	0,566
$d_q(d = 0)$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \sin \phi'_d)^2 \arctan\left(\frac{d}{B'}\right)$					
	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$b_c(\alpha = 0)$	$b_c = 1 - 0,4 \alpha$					
	1,00					
$s_c$	$s_c = s_q$					
	1,110	1,116	1,120	1,105	1,105	1,121

Combinación (continuación)						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
$i_c$	$i_c = \frac{N_q i_q - 1}{N_q - 1} \geq 0$					
	0,854	0,732	0,789	0,750	0,750	0,831
$g_c$	$g_c = 1 - 0,4 \beta ; \beta = \xi$					
	0,915	0,914	0,915	0,915	0,915	0,915
$d_c (d = 0)$	$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \text{sen } \varphi'_d)^2 \arctan\left(\frac{d}{B'}\right)$					
	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$b_\gamma (\alpha = 0)$	$b_\gamma = b_q$					
	1,00					
$s_\gamma$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$					
	0,914	0,910	0,907	0,919	0,919	0,906
$i_\gamma$	$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L) ; \delta = \delta^*$					
	0,818	0,675	0,748	0,691	0,691	0,793
$g_\gamma$	$g_\gamma = g_q$					
	0,566	0,563	0,564	0,563	0,563	0,566
$d_\gamma (d = 0)$	1,00					
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left( c'_d N_c b_c s_c i_c g_c d_c + q' N_q b_q s_q i_q g_q d_q + \frac{1}{2} \gamma'_d B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma \right)$					
	6956	6478	6258	7213	7213	6307
$V_d$ [kN]	6186	2718	4591	2952	2952	5722
$R_d / V_d \geq 1$	<b>1,12</b>	<b>2,38</b>	<b>1,36</b>	<b>2,44</b>	<b>2,44</b>	<b>1,10</b>

### 1.3.3.7 Verificación de la seguridad al hundimiento

En consecuencia y a la vista de cuanto acaba de exponerse, la verificación de la seguridad de la cimentación frente al ELU-GEO de hundimiento resulta satisfactoria, tal y como se resume en la Tabla 18.

Tabla 18 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento

	Condiciones no drenadas	Condiciones drenadas
$R_d / V_d \geq 1$	1,25	1,10

Los valores que se incluyen en la Tabla 18, como representativos de la comprobación en situaciones drenadas y no drenadas, son los que suponen un valor mínimo del cociente entre valores de cálculo de resistencias y sollicitaciones en cada caso; así en condiciones no drenadas se trata del valor mínimo de la última fila de la Tabla 14 (envolventes (1) y (6)) y en drenadas el mínimo de la última fila de la Tabla 17 (envolvente (6)).

### 1.3.4 Excentricidad de la resultante

De acuerdo con el apartado 5.2.3 de la GCS, debe comprobarse que la excentricidad de la resultante no supera un tercio de la anchura o longitud de la zapata. Si no se cumpliera esta limitación, sería necesario adoptar precauciones de acuerdo con el apartado 4.1.7 de la GCS.

En la Tabla 19 se lleva a cabo esta comprobación para las seis envolventes consideradas. Como se puede observar, la limitación anterior se cumple holgadamente en todos los casos, por lo que no resulta necesario adoptar precauciones adicionales.

Tabla 19 Comprobación de la excentricidad de la resultante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$e_{xd} = e_B$ [m]	-0,08	0,01	-0,06	0,02	0,02	-0,08
$e_{yd} = e_L$ [m]	1,02	0,94	1,30	0,44	0,44	1,42
$e_B / B$	0,04	0,01	0,03	0,01	0,01	0,03
$e_L / L$	0,08	0,08	0,11	0,04	0,04	0,12

### 1.3.5 Deslizamiento (ELU-GEO)

#### 1.3.5.1 Introducción

La seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento se verifica mediante la expresión (48) de la GCS,  $H_d \leq R_d + R_{p,d}$ .

En este caso no hay terreno en el lado contrario al del empuje de tierras en el trasdós, que pueda contribuir oponiendo resistencia al deslizamiento, por lo que  $R_{p,d} = 0$ .

Al igual que en la verificación de la seguridad al hundimiento, y de acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, en esta comprobación se utiliza el DA-2, con los siguientes conjuntos de coeficientes parciales, resumidos en la Tabla 20:

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (conjunto A1) de la Tabla A.3a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, que para el caso de puentes, refiere a UNE-EN 1990/A1.

- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos (conjunto M1) que son iguales a la unidad  $\gamma_M = 1,0$  de acuerdo con la Tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.
- Coeficientes parciales para la resistencia (conjunto R2) cuyo valor es  $\gamma_{Rh} = 1,1$ , tal como se fija en la Tabla A.5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

Tabla 20 Coeficientes parciales adoptados para la comprobación de deslizamiento (ELU-GEO)

Conjunto de coeficientes: A1 "+" M1 "+" R2		
Acciones	Propiedades del terreno	Resistencias
Conjunto A1 $\gamma_F$	Conjunto M1 $\gamma_M$	Conjunto R2 $\gamma_{Rh}$
Tabla A.3a*	Tabla A.4a*	Tabla A.5*
Tabla AN/9 (Tabla A2.4(B)) del AN/UNE-EN 1990/A1	1,0	1,1

\* Tablas del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1

### 1.3.5.2 Efectos de las acciones

Al igual que en la verificación del hundimiento, se va a considerar inicialmente que las acciones que intervienen en la comprobación del deslizamiento son las mismas en condiciones no drenadas y drenadas; si en el primero de los casos la comprobación resultara crítica sería necesario evaluar la secuencia temporal de evolución de las cargas y de la resistencia del terreno.

En la Tabla 21 y la Tabla 22 se muestran los valores de las fuerzas horizontales y verticales en el plano de cimentación para cada una de las combinaciones a considerar.

### 1.3.5.3 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas

En la Tabla 21 se muestra la comprobación del ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas.

Los esfuerzos se toman de la Tabla 11 y la fuerza horizontal que produce el deslizamiento se calcula de acuerdo con el apartado 4.1.3.1 de la GCS, como raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas horizontales en dirección  $x$  e  $y$  a nivel del plano de cimentación. La resistencia viene dada por la expresión (53), limitada por la (54), de la CGS.

Para esta comprobación se observa que la combinación más desfavorable responde a la situación en que se considera el empuje debido a la sobrecarga en el trasdós del estribo y el empuje de tierras multiplicados por el valor superior de sus coeficientes parciales ( $\gamma_{Q,SC} = 1,5$  y  $\gamma_{G,tierras} = 1,35$ ).

Tabla 21 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B'$ [m]	2,13	2,27	2,18	2,26	2,26	2,14
$L'$ [m]	9,97	10,11	9,40	11,11	11,11	9,15
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	21,24	22,96	20,51	25,14	25,14	19,63
$V_d$ [kN]	6187	2718	4591	2952	2952	5723
$H_{xd}$ [kN]	469	484	479	518	518	476
$H_{yd}$ [kN]	-64	-108	-212	-39	-39	-137
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	473	496	524	519	519	495
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{A' c_{u,d}}{\gamma_{Rh}}$					
	3089	3340	2983	3657	3657	2856
$0,4 V_d$ [kN]	$R_d \leq 0,4 V_d$					
	2475	1087	1836	1181	1181	2289
$R_d$ [kN] = min $\left( \frac{A' c_{u,d}}{\gamma_{Rh}}, 0,4 V_d \right)$	2475	1087	1836	1181	1181	2289
$R_d / H_d \geq 1$	<b>5,23</b>	<b>2,19</b>	<b>3,51</b>	<b>2,27</b>	<b>2,27</b>	<b>4,62</b>

Dado que en todas las combinaciones se ha obtenido que  $R_d > H_d$ , la comprobación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas queda verificada, siendo condicionante la envolvente (2).

### 1.3.5.4 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas

En la Tabla 22 se muestra la comprobación del ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas.

Tal y como se ha indicado en el apartado 1.3.5.2 de este documento se van a considerar los mismos esfuerzos que en la comprobación sin drenaje. La resistencia viene dada por la expresión (51) de la GCS.

Debido a que no se dispone de datos específicos relativos al valor del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en condiciones de estado crítico  $\phi'_{cv}$ , se trabaja con los valores de la tabla 11 de la GCS, considerando que la cimentación se ha hormigonado in situ. A priori

resulta conservador tomar el límite inferior del intervalo de valores propuesto para las arcillas de resistencia media, que resulta  $\tan \delta_k = 0,30$ .

Además se debe verificar la condición reflejada en la expresión (52) de la GCS:  $\tan \delta_k \leq 0,8 \tan \varphi'_p = 0,8 \tan 25^\circ = 0,373$ . Por tanto, el valor  $\tan \delta_k = 0,30$  resulta adecuado.

Tabla 22 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	473	496	524	519	519	495
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}}$					
	1687	741	1252	805	805	1561
$R_d / H_d \geq 1$	<b>3,57</b>	<b>1,50</b>	<b>2,39</b>	<b>1,55</b>	<b>1,55</b>	<b>3,15</b>

Para esta comprobación se observa que la combinación más desfavorable es la misma que en la situación no drenada (envolvente (2)) y que, al igual que en dicho caso, la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas queda verificada, al resultar  $R_d > H_d$ , en todas las combinaciones.

### 1.3.5.5 Verificación de la seguridad al deslizamiento

En consecuencia y a la vista de cuanto acaba de exponerse, la verificación de la seguridad de la cimentación frente al ELU-GEO de deslizamiento resulta satisfactoria, tal y como se resume en la tabla siguiente:

Tabla 23 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento

	Condiciones no drenadas	Condiciones drenadas
$R_d / H_d \geq 1$	2,19	1,50

Los valores que se incluyen en la Tabla 23, como representativos de la comprobación en situaciones drenadas y no drenadas, son los que suponen un valor mínimo del cociente entre valores de cálculo de resistencias y solicitaciones en cada caso; así en condiciones no drenadas se trata del valor mínimo de la última fila de la Tabla 21 y en condiciones drenadas el mínimo de la última fila de la Tabla 22, en ambos casos condiciona la envolvente (2).

## 1.4 Comprobación del ELS de asientos

### 1.4.1 Introducción

La verificación del ELS de asientos se lleva a cabo de acuerdo con el apartado 5.2 de la GCS; así el cálculo del asiento absoluto<sup>3</sup> se va a efectuar con el modelo elástico del apartado 5.2.8 y su valor límite se va a tomar directamente del apartado 5.2.6, dado que no constan otros condicionantes en la estructura que nos ocupa.

### 1.4.2 Efectos de las acciones

El cálculo de asientos se efectuará para la combinación casi-permanente, que supone considerar el peso propio, el pretensado a corto o largo plazo (reducido por las pérdidas diferidas), la carga muerta, la acción térmica con un factor de simultaneidad de 0,5 y la retracción.

En la Tabla 3 se proporcionan los esfuerzos en la cara superior de la zapata correspondientes a estas hipótesis individuales, indicando además los coeficientes parciales correspondientes a la combinación en ELS de asientos. En el valor de la retracción se incluye la relajación que se produce por acción de la fluencia, al tratarse de una deformación que se produce lentamente.

Para el cálculo de asientos se consideran dos combinaciones de acciones principales para tener en cuenta la concomitancia de la componente uniforme de la temperatura y la componente de gradiente térmico, de acuerdo con el apartado 6.1.5 de UNE-EN 1991-1-5:

- Temperatura uniforme dominante:

$$G + (P_{t=0} \text{ o } P_{t=\infty}) + \psi_{2,T} \omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (o } \Delta T_{M,cool} \text{)} + \psi_{2,T} \Delta T_{N,exp} \text{ (o } \Delta T_{N,con} \text{)}$$

- Gradiente dominante

$$G + (P_{t=0} \text{ o } P_{t=\infty}) + \psi_{2,T} \Delta T_{M,heat} \text{ (o } \Delta T_{M,cool} \text{)} + \psi_{2,T} \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (o } \Delta T_{N,con} \text{)}$$

Los coeficientes  $\omega_N$  y  $\omega_M$  son parámetros de determinación nacional cuyos valores, de acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1991-5, son  $\omega_N = 0,35$  y  $\omega_M = 0,75$ .

En este caso, solo interesa la máxima presión media transmitida al terreno, por lo que únicamente es necesario considerar la envolvente de axiles máximos. El valor del axil máximo se obtiene a partir de los esfuerzos de las hipótesis indicados en la Tabla 3. En este caso, la combinación crítica corresponde a:

$$1,00 \text{ [Hip.1]} + 1,10 \text{ [Hip.2a]} + 1,00 \text{ [Hip.3b]} + 0,5 \cdot 0,35 \text{ [Hip.19b]} + 0,5 \text{ [Hip.20b]}$$

<sup>3</sup> No se incluye la verificación de los asientos diferenciales, que habría de efectuarse teniendo en cuenta los resultados en la pila P -1, que no constituye el objeto de este ejemplo. Para la consideración de los asientos diferenciales entre apoyos, véase el Ejemplo 6

y el valor máximo del axil es de:

$$N_{d,\max} = -1301 - 1,10 \cdot 321 - 266 - 0,5 \cdot 0,35 \cdot 23 - 0,50 \cdot 93 = 1971 \text{ kN}$$

Para obtener la presión en el plano de cimentación, a este valor hay que sumarle el peso propio del cargadero:

$$V_{d,\max} = V_{d,\max} + P_{\text{cargadero}} = 1971 + 1223 = 3194 \text{ kN}$$

La presión media transmitida al terreno  $p$ , resulta:

$$p = \frac{V_{d,\max}}{BL} = \frac{3194 \text{ kN}}{2,3 \text{ m} \cdot 12 \text{ m}} = 116 \text{ kPa}$$

### 1.4.3 Parámetros geotécnicos de cálculo

Se puede suponer que el terreno está formado por una única capa compresible, las arcillas de la UG 1, cuyos parámetros elásticos en condiciones drenadas se toman de la Tabla 1 ( $E' = 34 \text{ MPa}$ ,  $\nu' = 0,40$ ) y que se extiende entre las cotas relativas  $z = 0 - 12 \text{ m}$ , a la que subyace la roca caliza de la UG 2 que, a los efectos de este cálculo, se considera incompresible.

Además, se considera que el efecto de la proximidad del talud frontal es despreciable, es decir que la extensión lateral de la capa a efectos del cálculo es infinita.

### 1.4.4 Cálculo del asiento

La formulación que se utiliza en este caso es la de Steinbrenner, que proporciona el valor del asiento en el centro de una zapata rectangular flexible y que permite tener en cuenta que la capa compresible tiene un espesor limitado (expresiones (69) a (73) de la GCS). No podría utilizarse, en cambio, el procedimiento simplificado de Mayne y Poulos del apartado 5.2.8.6 de la GCS que, aunque es adecuado para el modelo de terreno recién referido, requiere una relación de dimensiones en planta en el cimiento  $L/B < 3$ , que no se verifica en el estribo E-1.

La formulación de Steinbrenner proporciona como valor del asiento elástico la suma de los asientos instantáneo  $s_0$  y de consolidación primaria  $s_1$ . En este caso, se debe seguir la recomendación del apartado 5.2.8.3 de la GCS, según la cual para tener en cuenta el asiento de consolidación secundaria resulta aceptable incrementar el valor resultante (obtenido a partir de parámetros elásticos en condiciones drenadas) en un veinte por ciento.

El asiento elástico, en el centro de la zapata, supuesta flexible se calcula mediante la expresión:

$$s(0, h) = s(0) - s(h)$$

donde  $s(0)$  y  $s(h)$  son el resultado de aplicar la expresión (69) de la GCS a las profundidades 0 y 12 m respectivamente.



Los valores obtenidos son los siguientes:

$$m(0) = \frac{2z}{B} = 0 \quad n(0) = \frac{L}{B} = 5,22$$

$$m(12) = \frac{2z}{B} = 10,43 \quad n(12) = \frac{L}{B} = 5,22$$

$$\begin{aligned} \phi_1(0) &= \frac{1}{\pi} \left[ \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1} \right] = \\ &= \frac{1}{\pi} \left[ \underbrace{\ln \frac{\sqrt{1+5,22^2+0^2}+5,22}{\sqrt{1+5,22^2+0^2}-5,22}}_{4,71} + \underbrace{5,22 \ln \frac{\sqrt{1+5,22^2+0^2}+1}{\sqrt{1+5,22^2+0^2}-1}}_{1,99} \right] = 2,132 \end{aligned}$$

$$\phi_2(0) = \frac{m}{\pi} \arctan \frac{n}{m\sqrt{1+n^2+m^2}} = 0$$

$$\phi_1(12) = 0,589 \quad \phi_2(12) = 0,142$$

$$\begin{aligned} s(0) &= \frac{pB}{E} \left[ (1-\nu^2) \phi_1(0) - (1-\nu-2\nu^2) \phi_2(0) \right] = \\ &= \frac{116 \cdot 2,3}{34} \left[ (1-0,4^2) 2,132 - (1-0,4-2 \times 0,4^2) 0 \right] = 14,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s(12) &= \frac{pB}{E} \left[ (1-\nu^2) \phi_1(12) - (1-\nu-2\nu^2) \phi_2(12) \right] = \\ &= \frac{116 \cdot 2,3}{34} \left[ (1-0,4^2) 0,589 - (1-0,4-2 \times 0,4^2) 0,142 \right] = 3,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

De acuerdo con el apartado 5.2.8.2 de la GCS, la mayoría de los casos de cimentación de puente apoyados en arcillas, encajan en la categoría de cimientos rígidos (rigidez relativa cimiento-terreno), en cuyo caso sería preciso establecer la corrección que se indica al final del apartado 5.2.8.3 (véase también el coeficiente  $I_F$  en el apartado 5.2.8.6). Para ello se debe calcular el factor adimensional  $K_F$  utilizando la ecuación (67) de la GCS.

Transversalmente el puente se apoya en dos neoprenos separados 3,50 m, por lo que el vuelo transversal  $\nu = (12,00 - 3,50)/2 = 4,25$  m, siendo el canto  $D = 1,50$  m. Considerando un hormigón de clase C30/37, según la Tabla 3.1 de UNE-EN 1992-1-1, el módulo de elasticidad resulta  $E_c = 33$  GPa. Con estos datos se puede calcular el factor adimensional  $K_F$ :

$$K_F = \frac{E_c}{E} \left( \frac{D}{\nu} \right)^3 = \frac{33}{0,034} \left( \frac{1,5}{4,25} \right)^3 = 42,7 > 10$$

Al resultar  $K_f > 10$ , la cimentación puede considerarse como perfectamente rígida, por lo que para obtener un valor del asiento representativo del que sufrirá la zapata, el asiento calculado en el centro con el procedimiento de Steinbrenner se debe multiplicar por un factor de 0,8.

El asiento final será la diferencia entre los calculados por el procedimiento de Steinbrenner para las profundidades correspondientes al plano de cimentación y al techo de las calizas (muro de la capa de arcillas), afectado de las correcciones para tener en cuenta la rigidez de la zapata y para incluir el asiento de consolidación secundaria:

$$s = s_0 + s_1 + s_2 = 0,8 \cdot 1,2 (14,1 - 3,6) = 10 \text{ mm}$$

En ausencia de otros condicionantes, el resultado obtenido debe compararse con el valor límite que se obtenga al aplicar los criterios del apartado 5.2.6 de la GCS, que se establecen para el asiento absoluto en  $s = 50 \text{ mm}$ , por lo que la comprobación del asiento absoluto en ELS se da por satisfecha.



# 2

## ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARCILLOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON UN MODELO SEMIEMPÍRICO

### 2.1 Planteamiento

#### 2.1.1 Consideraciones generales

Se desea proyectar y verificar la zapata para la cimentación de la pila P-2 de un paso superior sobre una autovía existente, que discurre en esta zona en un desmonte de 6 m de profundidad, partiendo de la información del terreno y de los esfuerzos en el arranque de la pila que se indican a continuación. La estructura a proyectar y la autovía son perpendiculares entre sí.

#### 2.1.2 Descripción del terreno

En el emplazamiento de la pila P-2 se ha realizado el sondeo S-3, en el que se han diferenciado las siguientes unidades geotécnicas (ver Figura 10):

- Unidad geotécnica 1: Entre las profundidades relativas  $z = 0-18$  m medidas desde la cota de la boca del sondeo, testificada como arcilla limosa de plasticidad media.

De los ensayos de laboratorio en el sondeo S-3 se tiene que el peso específico sumergido resulta  $\gamma_{sum}=11,5$  kN/m<sup>3</sup> y que el peso específico por encima del nivel freático

es  $\gamma = 20,7 \text{ kN/m}^3$ . Los parámetros resistentes obtenidos en condiciones drenadas son  $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi' = 22^\circ$  y en condiciones no drenadas  $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ . Asimismo, se ha llevado a cabo una campaña de ensayos presiométricos obteniéndose los valores de la presión límite neta y del módulo presiométrico que se indican en la Tabla 24.

- Unidad geotécnica 2: Hasta el final del sondeo, es decir entre las profundidades relativas  $z = 18\text{-}22 \text{ m}$ , testificada como roca caliza y margocaliza, en la que se determina una resistencia a compresión simple  $q_u = 20\text{-}45 \text{ MPa}$  y un valor del RQD = 45-75. De acuerdo con la información geológica disponible, el espesor de la UG 2 es superior a 30 m.

El nivel freático se encuentra a una profundidad  $d_w = 2,0 \text{ m}$ , que se puede suponer constante, sin variaciones estacionales significativas.

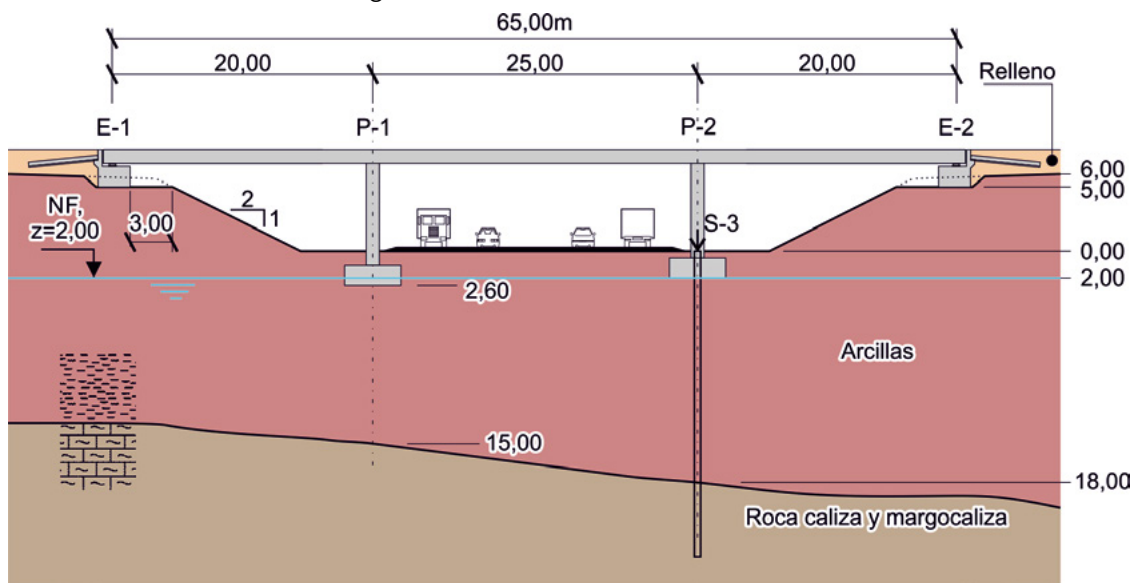
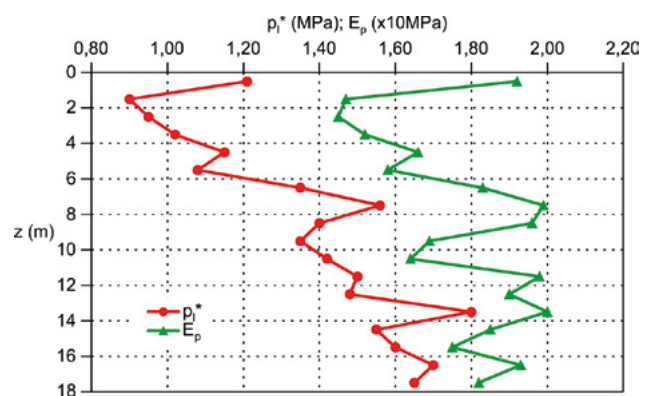


Figura 10 Perfil de unidades geotécnicas y definición geométrica de la estructura

Tabla 24 Presión límite neta y módulo presiométrico en el sondeo S-3

Profundidad, $z$	$p_l^*$	$E_p$
[m]	[MPa]	[MPa]
0,5	1,21	19,2
1,5	0,90	14,7
2,5	0,95	14,5
3,5	1,02	15,2
4,5	1,15	16,6
5,5	1,08	15,8
6,5	1,35	18,3
7,5	1,56	19,9
8,5	1,40	19,6
9,5	1,35	16,9
10,5	1,42	16,4
11,5	1,50	19,8
12,5	1,48	19,0
13,5	1,80	20,0
14,5	1,55	18,5
15,5	1,60	17,5
16,5	1,70	19,3
17,5	1,65	18,2



### 2.1.3 Esfuerzos en la base de la pila

En la Figura 11 se representan los esfuerzos transmitidos por el tablero a la base de la pila (cara superior de zapata) y los esfuerzos actuantes a nivel del plano de cimentación, cada uno referido a su sistema de ejes.

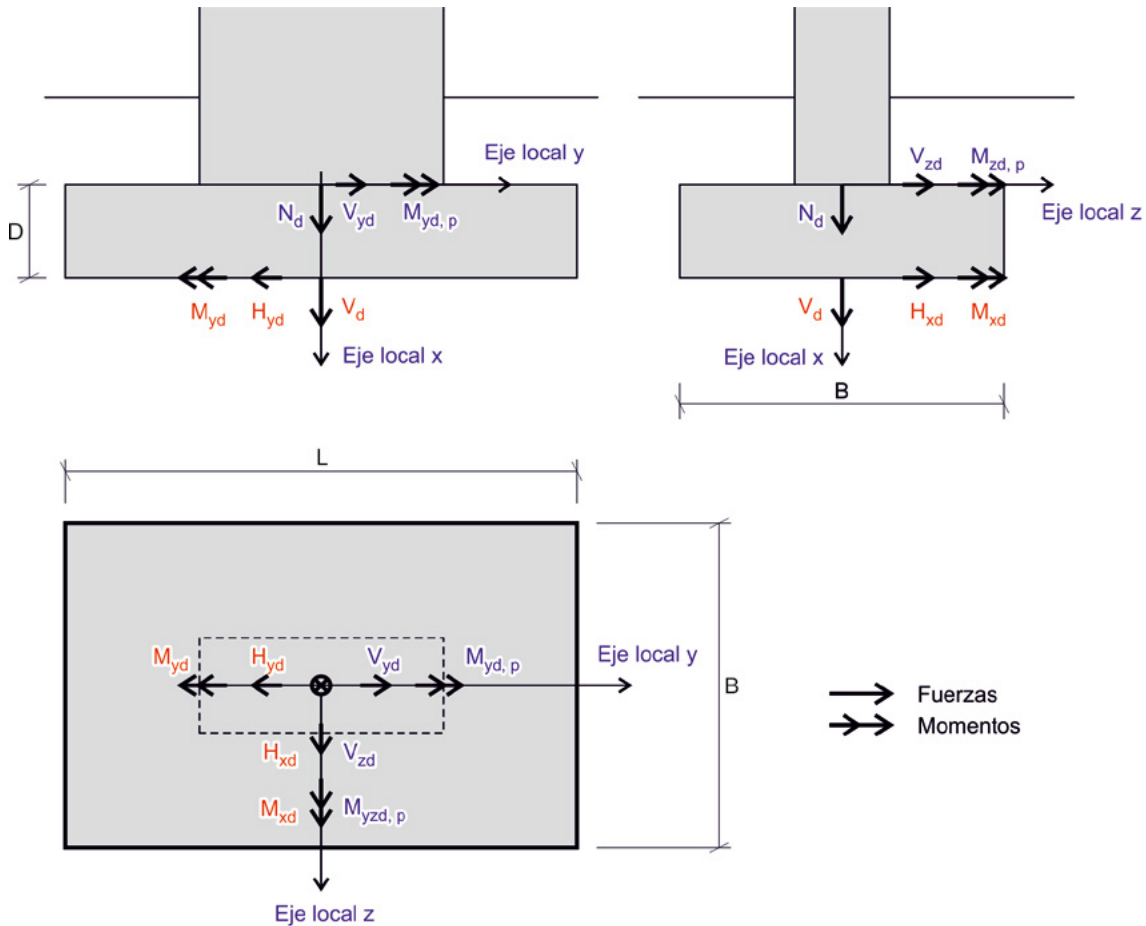


Figura 11 Esfuerzos transmitidos por el tablero a la base de pila (cara superior de zapata) y esfuerzos actuantes en el plano de cimentación, cada uno referido a su sistema de ejes

En la Tabla 25, se detallan los esfuerzos en la base de la pila P-2, referidos a los ejes locales de dicha pila para las hipótesis individuales que intervienen en cálculos de ELU: eje  $x$  paralelo al eje de la pila en sentido descendente, eje  $y$  perpendicular al eje de la estructura y eje  $z$  paralelo al mismo.

Los efectos de la sobrecarga de tráfico se proporcionan en forma de envolventes de carga uniforme (ULD) y camión (TS); se consideran dos valores para el pretensado (a tiempo cero y a tiempo infinito) y valores inferior (Hip 3a,  $G_{k,inf}$ ) y superior (Hip 3b,  $G_{k,sup}$ ) para la carga muerta, siendo el valor inferior el nominal y el superior un valor que considera un espesor de pavimento un 50% mayor que el nominal.

Igualmente se proporcionan, los coeficientes parciales aplicables (ver Tabla AN/9 del Anejo Nacional de UNE-EN 1990, correspondiente a la Tabla A2.4 (B) de UNE-EN 1990) en caso de que la acción produzca un efecto favorable ( $\gamma_{inf}$ ) y en el caso en que produzca un efecto desfavorable ( $\gamma_{sup}$ ) y los coeficientes de simultaneidad  $\psi_0$  (ver Tabla AN/5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1990, correspondientes a la Tabla A2.1 de UNE-EN 1990).

Respecto de las deformaciones impuestas (temperatura, retracción), éstas se considerarán solamente en el análisis en servicio (asientos) pero no en los análisis de ELU, al tener la estructura suficiente ductilidad, de acuerdo con lo especificado en la Tabla A2.1 de UNE-EN 1990 o en el apartado 2.3.1.2(2) de UNE-EN 1992-1-1 para la acción de la temperatura, en el apartado 2.3.1.3(3) de UNE-EN 1992-1-1 para los asientos y en el apartado 2.3.2.2(2) de UNE-EN 1992-1-1 para las deformaciones reológicas.

Tabla 25 Esfuerzos en la sección inferior de la pila P-2 para hipótesis individuales y envolventes de sobrecarga de tráfico, coeficientes parciales y factores de simultaneidad que intervienen en las comprobaciones ELU-GEO/STR

Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_{z,p}$ [kNm]	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_0$	
1	Peso propio ( $G$ )	-4788	0	20	-46	0	1,00	1,35	-	
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	320	0	62	-59	0	1,00	1,00	-	
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	272	0	-53	-50	0	1,00	1,00	-	
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-713	0	3	-7	0	1,00	1,35	-	
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-891	0	4	-9	0	1,00	1,35	-	
4	Sobrecarga - Axil máximo	UDL ( $Q$ )	63	-22	-40	124	229	0,00	1,35	0,40
5		TS ( $Q$ )	121	21	-75	235	217	0,00	1,35	0,75
6	Sobrecarga - Axil mínimo	UDL ( $Q$ )	-1240	92	45	-136	814	0,00	1,35	0,40
7		TS ( $Q$ )	-1182	93	-28	44	411	0,00	1,35	0,75
8	Sobrecarga - $V_{y,p}$	UDL ( $Q$ )	-1240	92	45	-136	814	0,00	1,35	0,40
9		TS ( $Q$ )	-985	109	-23	42	37	0,00	1,35	0,75
10	Sobrecarga - $V_{z,p}$	UDL ( $Q$ )	-653	39	89	-208	577	0,00	1,35	0,40
11		TS ( $Q$ )	-700	29	136	-316	438	0,00	1,35	0,75
12	Sobrecarga - $M_{y,p}$	UDL ( $Q$ )	-653	39	89	-208	577	0,00	1,35	0,40
13		TS ( $Q$ )	-700	29	136	-316	438	0,00	1,35	0,75
14	Sobrecarga - $M_{z,p}$	UDL ( $Q$ )	-1176	70	5	-12	1043	0,00	1,35	0,40
15		TS ( $Q$ )	-983	108	26	-47	517	0,00	1,35	0,75
16	Frenado $Q_H$ ( $Q$ )	-24	0	249	-897	0	0,00	1,35	0,00	
17	Viento Longitudinal - $W_{long}$ ( $Q$ )	-7	0	68	-245	0	0,00	1,50	0,60	
18	Viento Transversal - $W_{transv}$ ( $Q$ )	0	-125	-3	-5	652	0,60	1,50	0,60	
19	Viento Vertical 1 - $W_{vert}$ (Pos-Pos) ( $Q$ )	-237	18	-1	-2	266	0,60	1,50	0,60	
20	Viento Vertical 2 - $W_{vert}$ (Neg-Pos) ( $Q$ )	237	18	1	2	266	0,60	1,50	0,60	

De la misma forma, en la Tabla 26, se muestran los esfuerzos debidos a las hipótesis individuales que intervienen en ELS para el cálculo de asientos, para lo cual, como se indica más adelante, se considera la combinación casi-permanente. Se presentan también los coeficien-

tes parciales, que son iguales a la unidad (salvo en el caso del pretensado, donde se aprovechan las columnas  $\gamma_{sup}$  y  $\gamma_{inf}$  para indicar los valores de  $\gamma_{inf} r_{inf}$  y  $\gamma_{sup} r_{sup}$ , siendo  $\gamma_{inf} = \gamma_{sup} = 1,00$  según el 2.4.2.2(1) del Anejo Nacional de UNE-EN 1992-1-1 y  $r_{inf} = 0,9$  y  $r_{sup} = 1,10$  según 5.10.9(1)P del Anejo Nacional de UNE-EN 1992-1-1, para armaduras postesas con tendones adherentes). Por último se tabula el factor de simultaneidad para las acciones variables que corresponde a las comprobaciones ELS, que es el casi-permanente  $\psi_2$ .

Tabla 26 Esfuerzos en la sección inferior de la pila P-2 para hipótesis individuales que intervienen en las comprobaciones de ELS

Nº Hip	Hipótesis	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>y,p</sub> [kNm]	M <sub>z,p</sub> [kNm]	Carácter	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_2$
1	Peso propio (G)	-4788	0	-20	-46	0	P	1,00	1,00	-
2a	Pretensado a t=0 (P <sub>t=0</sub> )	320	0	-62	-59	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
2b	Pretensado a t=∞ (P <sub>t=∞</sub> )	272	0	-53	-50	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
3a	Carga muerta nominal (G)	-713	0	-3	-7	-7	P	1,00	1,00	-
3b	Carga muerta con Δ50% pavimento (G)	-891	0	-4	-9	-9	P	1,00	1,00	-
19a	Temperatura uniforme contracción (ΔT <sub>N,con</sub> ) (Q)	-6	0	54	0	149	O	0,00	1,00	0,50
19b	Temperatura uniforme expansión (ΔT <sub>N,exp</sub> ) (Q)	23	0	-202	0	-564	O	0,00	1,00	0,50
20a	Gradiente positivo (ΔT <sub>M,heat</sub> ) (Q)	-175	0	51	0	75	O	0,00	1,00	0,50
20b	Gradiente negativo (ΔT <sub>M,cool</sub> ) (Q)	93	0	-27	0	-40	O	0,00	1,00	0,50
21	Retracción efectiva (*) (G)	-8	0	67	0	188	O	0,00	1,00	-

(\*) La retracción incluye el efecto de relajación por fluencia

(\*\*) Estos valores corresponden a  $\gamma_{inf} r_{inf}$  y  $\gamma_{sup} r_{sup}$

## 2.1.4 Otros condicionantes

Dado que la autovía sobre la que se proyecta el paso se encuentra en servicio y al objeto de minimizar las afecciones sobre el tráfico, se limita a 4 m la dimensión horizontal de las zapatas de las pilas en dirección perpendicular al eje de la autovía.

No es necesario considerar ningún condicionante especial para los asientos, por lo que, como valores límite para este ELS se adoptan los indicados con carácter general en el apartado 5.2.6 de la GCS, es decir un valor de  $s = 50$  mm para el asiento absoluto.

Se considera que la información geotécnica de que se dispone es suficiente para el proyecto de la zapata, puesto que la resistencia de la UG 2 (roca caliza y margocaliza) es mucho mayor que la de la UG 1 (arcilla limosa) y la formación rocosa está lo suficientemente profunda como para no intervenir en la superficie de rotura por hundimiento. Asimismo, la deformabilidad de la UG 2 es mucho menor que la de la UG 1, por lo que se puede considerar el techo de la formación rocosa como un plano indeformable. En consecuencia, no es imprescindible conocer los valores concretos de los parámetros resistentes ni elásticos de la roca.



## 2.2 Predimensionamiento

### 2.2.1 Planta

Por experiencia en otros casos similares y teniendo en cuenta la limitación a la dimensión en dirección perpendicular a la autovía que se ha referido previamente, se estima que las dimensiones iniciales de la zapata de la pila P-2 pueden ser de aproximadamente  $B = 4,00$  y  $L = 6,00$  m.

### 2.2.2 Canto

El canto se ha predimensionado con el criterio estructural de zapata rígida, que se verifica cuando el vuelo es menor o igual que dos veces el canto, caso en el que se aplica el método de bielas y tirantes en lugar de la teoría general de la flexión para el armado del elemento.

En este caso el vuelo resultante, teniendo en cuenta que el diámetro de la pila es de 1,00 m, es  $v = (6 - 1)/2 = 2,50$  m, por lo que el canto, aplicando el criterio de zapata rígida, será  $D \geq 2,50/2 = 1,25$  m.

Las zapatas que cumplen el criterio de rigidez estructural, dimensionadas por el método de bielas y tirantes, no requieren armadura de cortante ni de punzonamiento.

### 2.2.3 Otras consideraciones

A la vista del perfil del terreno y de las dimensiones de la zapata en planta, se adopta una profundidad del plano de apoyo de la cimentación de  $d = 2$  m, con lo que resulta el siguiente predimensionamiento de la zapata:

$B = 4,0$  m perpendicular a la autovía en servicio (paralelo al eje de la estructura a proyectar)

$L = 6,0$  m paralelo a la autovía en servicio (perpendicular al eje de la estructura a proyectar)

$d = 2,0$  m,  $D = 1,25$  m

## 2.3 Comprobaciones en ELU

### 2.3.1 Introducción

Se sigue la secuencia de comprobaciones para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales por el método directo, indicado en la Figura 4 de la GCS.

Se obtienen los esfuerzos en el plano de cimentación en varias combinaciones de acciones para cubrir los casos más desfavorables y se determinan los efectos de segundo orden.

A partir de los esfuerzos, incluyendo los efectos de segundo orden, se verifica el ELU-GEO de estabilidad global y la resistencia frente al ELU-GEO de hundimiento, en este caso a través del ensayo presiométrico. Se comprueba también el cumplimiento de la condición de excentricidad.

Posteriormente se comprueba el ELU-GEO de deslizamiento y se efectúa la verificación del ELS de asientos.

Finalmente, se determinan los esfuerzos de cálculo para el dimensionamiento de la armadura de la zapata, ELU-STR, planteando las verificaciones estructurales que deben cumplirse.

Si alguna de las comprobaciones anteriores no se verificara, se procedería a redimensionar la zapata, ajustando para ello sus dimensiones y volviendo al inicio de la secuencia.

## 2.3.2 Estabilidad global (ELU-GEO)

La superficie del terreno es horizontal en un entorno suficientemente amplio de la zapata, por lo que no es necesaria la verificación numérica del ELU-GEO de estabilidad global.

## 2.3.3 Hundimiento (ELU-GEO)

### 2.3.3.1 Introducción

La seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento se verifica mediante la expresión (2) de la GCS,  $V_d \leq R_d$ .

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, se utiliza el enfoque de proyecto DA-2, con los conjuntos de coeficientes parciales indicados en la Tabla 9 del Ejemplo 1:

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (conjunto A1 de la Tabla A.3a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, que para el caso de puentes, refiere a UNE-EN 1990/A1).
- Coeficientes parciales aplicables a las propiedades del terreno (conjunto M1), que son iguales a la unidad  $\gamma_M = 1,0$ , de acuerdo con la Tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.
- Coeficientes parciales para la resistencia (conjunto R2): su valor es  $\gamma_{Rv} = 1,85$ , tal como se fija en la Tabla A.5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

Dado que se va a utilizar el modelo semiempírico basado en el ensayo presiométrico, de acuerdo con el apartado 4.1.3.3 de la GCS y considerando el caso concreto que nos ocupa, la comprobación se efectúa comparando el valor de cálculo de la fuerza vertical transmitida al terreno expresada en términos de presiones efectivas con la resistencia de cálculo evaluada por medio de la expresión (30) de la GCS.

### 2.3.3.2 Efectos de las acciones

Se deben considerar las siguientes seis posibles combinaciones alternativas de acciones, dependiendo de cuál de las sobrecargas se considere en cada caso como dominante, utilizando los coeficientes parciales  $\gamma_F$  del DA-2, que se indican en la Tabla 25.

- Sobrecarga de tráfico dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Frenado dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Viento longitudinal o transversal dominante

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

A su vez, para cada uno de los valores de los factores de simultaneidad, resulta necesario determinar la combinación de hipótesis individuales que da lugar a (ver Figura 11):

- Máxima carga vertical.
- Mínima carga vertical.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $B$ , que corresponde a la envolvente de cortante  $V_{zd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $L$ , que corresponde a la envolvente de cortante  $V_{yd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máximo momento de eje perpendicular a  $B$ , que corresponde al momento  $M_{yd}$ .
- Máximo momento de eje perpendicular a  $L$ , que corresponde al momento  $M_{zd,p}$  en los ejes locales de la estructura y al momento  $M_{xd}$  en base de cimentación.

En la Tabla 27 se muestran las sollicitaciones de cálculo en la cara superior de la zapata correspondientes a las envolventes de ELU-GEO en situación persistente de axil máximo, axil mínimo, cortantes  $V_y$ , máximo,  $V_z$  máximo, y momentos  $M_y$  y  $M_z$  máximos.

En el caso de los cuatro últimos esfuerzos se considera la envolvente que da lugar al máximo valor absoluto del esfuerzo correspondiente, dadas las condiciones de simetría de la cimentación. En la Tabla 27 se incluye el esfuerzo envolvente y los esfuerzos concomitantes correspondientes. Su obtención es similar a la ya detallada para casos concretos en el Ejemplo 1 (ver explicación a Tabla 5).

En la última columna de la Tabla 27 se indica el coeficiente parcial utilizado para el peso propio para cada envolvente, con objeto de utilizar el mismo valor para obtener la acción de cálculo debida al peso de la tierras que gravitan sobre la zapata y al peso propio de dicha zapata.

Tabla 27 Esfuerzos envolventes transmitidos por la pila a la cara superior de la cimentación de la pila P-2

Env. N°	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]	$\gamma_G$
(1)	$N_{d,max}$	<b>-4659</b>	-7	116	562	743	1,00
(2)	$N_{d,min}$	<b>-10890</b>	266	-170	-472	1893	1,35
(3)	$V_{y,max}$	-8444	<b>400</b>	-108	-245	1400	1,00
(4)	$V_{z,max}$	-8672	66	<b>-715</b>	-2134	995	1,35
(5)	$M_{dy,p,max}$	-8672	66	-715	<b>-2134</b>	995	1,35
(6)	$M_{dz,p,max}$	-10483	143	-136	-212	<b>2933</b>	1,35

En la Tabla 28 se presentan los esfuerzos envolventes, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, que se han estimado simplificadaamente a partir del método de la rigidez nominal (ver apartado 5.8.7.2 de UNE-EN 1992-1-1) para la hipótesis crítica. Se ha podido comprobar que con un armado normal para una pila de estas características de 25Ø25, el aumento de los momentos es menor de un 25%. Se adoptan por tanto, como criterio simplificado para este ejemplo, unos momentos flectores incrementados en esta proporción.

Tabla 28 Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior de la cimentación de la pila P2, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden

Env. N°	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]	$\gamma_G$
(1)	$N_{d,max}$	<b>-4659</b>	-7	116	703	929	1,00
(2)	$N_{d,min}$	<b>-10890</b>	266	-170	-590	2367	1,35
(3)	$V_{y,max}$	-8444	<b>400</b>	-108	-306	1749	1,00
(4)	$V_{z,max}$	-8672	66	<b>-715</b>	-2668	1243	1,35
(5)	$M_{dy,p,max}$	-8672	66	-715	<b>-2668</b>	1243	1,35
(6)	$M_{dz,p,max}$	-10483	143	-136	-265	<b>3666</b>	1,35

A partir de estos valores se obtienen los esfuerzos a nivel del plano de cimentación. La resultante vertical  $V_d$  se obtiene sumando el axil de la pila cambiado de signo  $-N_d$ , el peso de las tierras que gravitan sobre la zapata y el peso propio de la zapata. A este valor, se le resta la subpresión de agua a nivel del plano de cimentación  $U_b$ .

En este caso el nivel freático se sitúa a la altura del plano de cimentación por lo que  $U_b = 0$  y el peso de las tierras sobre la zapata se debe calcular utilizando su

peso específico aparente  $\gamma$ . El axil que se suma al de la pila resulta<sup>4</sup> en este caso:  
 $\gamma_G (\gamma (d - D) + \gamma_c \cdot D) \cdot B \cdot L = \gamma_G (20,7 \cdot 0,75 + 25 \cdot 1,25) \cdot 6 \cdot 4 = \gamma_G \cdot 1123 \text{ kN}$ .

El momento  $M_{xd}$  de eje transversal al de la estructura que actúa a nivel del plano de cimentación, se obtiene sumándole al valor del momento  $M_{zd,p}$  transmitido por la pila, el cortante  $V_{yd}$  cambiado de signo<sup>5</sup> multiplicado por el canto de la zapata. De la misma forma, el momento  $M_{yd}$  de eje paralelo al eje longitudinal de la estructura se obtiene sumándole al valor del momento  $M_{yd,p}$  transmitido por la pila, el cortante  $V_{zd}$ , con su signo, multiplicado por el canto de la zapata.

De esta forma, se obtienen los valores de esfuerzos a nivel de plano de cimentación que se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29 Esfuerzos a nivel de plano de cimentación

Envolvente N°	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]
(1)	5781	7	116	848	938
(2)	12406	266	170	802	2034
(3)	9567	400	108	441	1250
(4)	10187	66	715	3562	1160
(5)	10187	66	715	3562	1160
(6)	11999	143	136	435	3487

### 2.3.3.3 Valores de cálculo de los parámetros del terreno

En el enfoque de proyecto DA-2 que se utiliza para la verificación de la seguridad al hundimiento, el valor de los coeficientes parciales para los parámetros del terreno resulta  $\gamma_M = 1,0$ , por lo que su valor de cálculo coincide con el característico.

En el método semiempírico basado en los ensayos presiométricos que se describe en el apartado 4.1.6.2 de la GCS se utiliza como valor de cálculo de la presión límite neta equivalente, la media geométrica de los valores medidos en la zona involucrada en la forma teórica de rotura, lo que se acepta como un procedimiento *ad hoc* para calcular el valor característico.

Por otra parte, dado que a efectos prácticos el terreno en el entorno de la zapata es horizontal, solamente es necesario el cálculo del coeficiente  $i_\phi$ , según la expresión (39) de la GCS.

4 Por simplicidad y por su escasa repercusión en los cálculos, no se resta al peso de las tierras el peso del volumen ocupado por la parte del fuste de la pila enterrado, tal y como figura en la expresión (7) de la GCS.

5 Debido a la definición de los ejes locales establecida en la Figura 11, un cortante en dirección local Z ( $V_z$ ), aumenta un momento positivo  $M_y$ , pero un cortante positivo en dirección Y, disminuye un momento positivo  $M_z$ .

### 2.3.3.4 Verificación de la seguridad al hundimiento

En la verificación de la seguridad frente al hundimiento a partir del ensayo presiométrico, en primer lugar, es necesario determinar el espesor de terreno bajo el plano de cimentación relevante a efectos de la determinación de la resistencia al hundimiento  $h_r$ , que depende de la relación entre las excentricidades según  $B$  y  $L$  y de las dimensiones de la zapata. Para excentricidades moderadas, en que se cumpla la condición que se indica a continuación, el espesor en cuestión es igual a vez y media la dimensión menor de la zapata.

$$\left(1 - \frac{2e_{Bd}}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_{Ld}}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$$

Se comprueba que la condición se cumple para todas las envolventes consideradas, por lo que se puede adoptar  $h_r = 1,5 B = 1,5 \cdot 4 = 6,0$  m. Conocido  $h_r$ , se puede determinar el valor de la presión límite equivalente neta, como media geométrica de las presiones límite entre las profundidades  $d = 2,0$  m y  $d+h_r = 8,0$  m:

$$p_{le}^* = \sqrt[6]{0,95 \cdot 1,02 \cdot 1,15 \cdot 1,08 \cdot 1,35 \cdot 1,56} = 1,17 \text{ MPa} = 1170 \text{ kPa}$$

Además, es necesario determinar la profundidad de empotramiento equivalente  $D_e$ , que representa el espesor de terreno situado por encima del plano de cimentación cuya resistencia unitaria puede considerarse equivalente a la del terreno que hay por debajo del mismo, que se obtiene (a partir de los dos valores más someros de la Tabla 24) como sigue:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{d_0=0}^d p_l^*(z) dz = \frac{1}{1,17} (1,21 \cdot 1 + 0,9 \cdot 1) = 1,80 \text{ m}$$

Conocidos estos valores, se puede calcular la resistencia al hundimiento utilizando la expresión (30) de la GCS:

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

El factor presiométrico de resistencia al hundimiento  $k_p$ , se determina utilizando la expresión (34) de la GCS, como valor ponderado entre el correspondiente a una zapata cuadrada y a una corrida. Los valores de los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $k_{p0}$  corresponden a la fila *Arcillas y limos* de la Tabla 9 de la GCS.

$$k_{p, \text{zapata corrida}} = 0,8 + \left(0,20 + 0,02 \frac{1,80}{4}\right) \left(1 - e^{-1,3 \frac{1,80}{4}}\right) = 0,89$$

$$k_{p, \text{zapata cuadrada}} = 0,8 + \left(0,30 + 0,02 \frac{1,80}{4}\right) \left(1 - e^{-1,5 \frac{1,80}{4}}\right) = 0,95$$

$$k_p = \left(1 - \frac{4}{6}\right) 0,89 + \frac{4}{6} 0,95 = 0,93$$

El coeficiente de inclinación y proximidad a un talud  $i_{\delta\beta}$  se reduce al de inclinación  $i_{\delta}$ , puesto que el terreno en el entorno de la zapata es horizontal. El valor del coeficiente  $i_{\delta}$  se determina para el caso general ( $c' \neq 0$ ,  $\varphi' \neq 0$ ) de acuerdo con la expresión (39) de la GCS.

La verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento se efectúa en la Tabla 31, para lo que previamente se precisa la obtención de las dimensiones efectivas de la zapata (Tabla 30).

Tabla 30 Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación para la verificación del ELU-GEO de hundimiento

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B$ [m]	4					
$L$ [m]	6					
$V_d$ [kN]	5781,3	12406,0	9566,6	10187,3	10187,3	11998,5
$H_{xd}$ [kN]	115,9	169,8	108,0	715,5	715,5	135,8
$M_{yd}$ [kNm]	848,0	802,3	441,1	3562,5	3562,5	434,7
$e_{xd} = e_{Bd}$ [m]	$e_{xd} = e_{Bd} = \frac{M_{yd}}{V_d}$					
	0,15	0,06	0,05	0,35	0,35	0,04
$H_{yd}$ [kN]	7,0	266,3	399,6	66,5	66,5	142,9
$M_{xd}$ [kNm]	937,8	2034,0	1249,9	1160,3	1160,3	3487,1
$e_{yd} = e_{Ld}$ [m]	$e_{yd} = e_{Ld} = \frac{M_{xd}}{V_d}$					
	0,16	0,16	0,13	0,11	0,11	0,29
$B'$ [m]	$B' = B - 2e_{xd}$					
	3,71	3,87	3,91	3,30	3,30	3,93
$L'$ [m]	$L' = L - 2e_{yd}$					
	5,68	5,67	5,74	5,77	5,77	5,42
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	$A' = B' L'$					
	21,04	21,95	22,43	19,05	19,05	21,28

Tabla 31 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento a partir del ensayo presiométrico

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	Condición $\left(1 - \frac{2e_{bd}}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_{ld}}{L}\right) > \frac{1}{2}$					
	0,88	0,91	0,93	0,79	0,79	0,89
$h_r$ [m]	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
	$\delta_d = \arctan\left(\frac{\sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}}{V_d}\right)$					
$\delta_d$ [°]	1,15	1,46	2,48	4,03	4,03	0,94
	$i_{\delta,c} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$					
$i_{\delta,c}$	0,97	0,97	0,95	0,91	0,91	0,98
	$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\frac{D_c}{B}}$					
$i_{\delta,f}$	0,96	0,95	0,91	0,86	0,86	0,97
	$i_{\delta,cf} = i_{\delta,f} + (i_{\delta,c} - i_{\delta,f}) \left(1 - e^{-\frac{0,6c'}{\gamma_{sum} B \tan \phi'}}\right)$					
$i_{\delta,cf}$	0,96	0,95	0,92	0,875	0,875	0,97
	$R_k = A' (\sigma_{vd} + k_p q_{ce}) i_{\delta\beta}$					
$R_k$ [kN]	22895	23651	23350	18921	18921	23322
$\gamma_{Rv}$	1,85					
	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}}$					
$R_d$ [kN]	12375	12785	12621	10228	10228	12606
$V_d$ [kN]	5781,3	12406,0	9566,6	10187,3	10187,3	11998,5
$R_d / V_d \geq 1$	<b>2,14</b>	<b>1,03</b>	<b>1,32</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,05</b>

Se observa que en todas las combinaciones se verifica la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento, aunque con un margen escaso en las combinaciones (4) y (5) así como en las (2) y (6), a la vista de lo cual, si se deseara, podría reajustarse al alza, por ejemplo, la dimensión mayor L, pues la menor B es un condicionante del problema. A los efectos de este ejemplo se prosigue sin redimensionamiento.



### 2.3.4 Excentricidad de la resultante

De acuerdo con el apartado 5.2.3 de la GCS, debe comprobarse si la excentricidad supera un tercio de la anchura o longitud de la zapata. Si no se cumpliera esta limitación, sería necesario adoptar precauciones de acuerdo con el apartado 6.5.4(1) de UNE-EN 1997-1 (ver también apartado 4.1.7 de la GCS).

En la Tabla 32 se lleva a cabo esta comprobación para las seis envolventes consideradas. Como puede observarse, la condición anterior se cumple holgadamente en todos los casos, por lo que no resulta necesario adoptar precauciones adicionales.

Tabla 32 Comprobación de la excentricidad de la resultante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$e_{xd} = e_B$ [m]	0,15	0,06	0,05	0,35	0,35	0,04
$e_{yd} = e_L$ [m]	0,16	0,16	0,13	0,11	0,11	0,29
$e_B/B$	0,04	0,02	0,01	0,09	0,09	0,01
$e_L/L$	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,05

### 2.3.5 Deslizamiento (ELU-GEO)

La seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento se verifica mediante la expresión (48) de la GCS,  $H_d \leq R_d + R_{p,d}$  considerando  $R_{p,d} = 0$  (véase apartado 4.2.1 de la GCS).

Al igual que en la verificación de la seguridad al hundimiento, y de acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, en esta comprobación se utiliza el DA-2, con los siguientes conjuntos de coeficientes parciales (ver Tabla 20 del Ejemplo 1):

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (conjunto A1 de la Tabla A.3a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, que para el caso de puentes, refiere a UNE-EN 1990/A1).
- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos (conjunto M1) que son iguales a la unidad  $\gamma_M = 1,0$  de acuerdo con la Tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.
- Coeficientes parciales para la resistencia (conjunto R2) cuyo valor es  $\gamma_{Rh} = 1,1$ , tal como se fija en la Tabla A.5 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

En la Tabla 33 se muestra la comprobación del ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas. La fuerza horizontal que produce el deslizamiento se toma igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas horizontales en direcciones  $x$  e  $y$  a nivel del plano de cimentación.

La resistencia viene dada por la expresión (53) de la GCS limitada por la (54). Como se puede observar, la seguridad frente al deslizamiento resulta holgada en condiciones no drenadas.

Tabla 33 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones no drenadas

Valor	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B'$ [m]	3,71	3,87	3,91	3,30	3,30	3,93
$L'$ [m]	5,68	5,67	5,74	5,77	5,77	5,42
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	21,04	21,95	22,43	19,05	19,05	21,28
$V_d$ [kN]	5781	12406	9567	10187	10187	11999
$H_{xd}$ [kN]	116	170	108	715	715	136
$H_{yd}$ [kN]	7	266	400	66	66	143
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	116,16	315,83	413,95	718,56	718,56	197,13
$\frac{A' c_{u,d}}{\gamma_{Rh}}$ [kN]	1912	1996	2039	1732	1732	1935
$0,4 V_d$ [kN]	2313	4962	3827	4075	4075	4799
$R_d$ [kN]	$R_d = \min\left(\frac{A' c_{u,d}}{\gamma_{Rh}}, 0,4 V_d\right)$					
	1912	1996	2039	1732	1732	1935
$R_d / H_d \geq 1$	<b>16,46</b>	<b>6,32</b>	<b>4,92</b>	<b>2,41</b>	<b>2,41</b>	<b>9,80</b>

En la Tabla 34 se muestra la comprobación de la zapata frente al deslizamiento en condiciones drenadas. La resistencia viene dada por la expresión (51) de la GCS.

Debido a que no se dispone de datos relativos al valor del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en condiciones de estado crítico  $\varphi'_{cv}$ , se adopta un valor conservador a partir de la Tabla 11 de la GCS. El nivel de arcillas en que se apoya la zapata se ha descrito en los partes de los sondeos como arcilla limosa, y a la vista de los ensayos de laboratorio puede considerarse como de resistencia media. El valor mínimo que resulta en la correspondiente fila de la tabla es  $\tan\delta_k = 0,30$ .

Debe además verificarse la condición dada por la expresión (52) de la GCS:  $\tan\delta_k \leq 0,8 \tan\varphi'_p = 0,8 \tan 22^\circ = 0,32$ . Por tanto, el valor  $\tan\delta_k = 0,30$  resulta adecuado.

Con este valor se ha efectuado la verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas que, como puede comprobarse en la última fila de la Tabla 34, resulta claramente suficiente para las seis combinaciones consideradas.

Tabla 34 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas

Valor	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	116,16	315,83	413,95	718,56	718,56	197,13
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}}$					
	1577	3383	2609	2778	2778	3272
$R_d / H_d \geq 1$	<b>13,57</b>	<b>10,71</b>	<b>6,30</b>	<b>3,87</b>	<b>3,87</b>	<b>16,60</b>

En consecuencia y a la vista de cuanto acaba de exponerse, la verificación de la seguridad de la cimentación frente al ELU-GEO de deslizamiento resulta satisfactoria, tal y como se resume en la Tabla 35:

Tabla 35 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento

	Condiciones no drenadas	Condiciones drenadas
$R_d / H_d \geq 1$	2,41	3,87

Los valores que se incluyen en la Tabla 35, como representativos de la comprobación en situaciones drenadas y no drenadas, son los que suponen un valor mínimo del cociente entre valores de cálculo de resistencias y solicitaciones en cada caso; así en condiciones no drenadas se trata del valor mínimo de la última fila de la Tabla 33 y en condiciones drenadas el mínimo de la última fila de la Tabla 34. En ambos casos condicionan las envolventes (4) y (5).

## 2.4 Comprobación del ELS de asientos

Para el cálculo de asientos se utiliza el procedimiento semiempírico de cálculo referido en el apartado E.2 de EN 1997-2. Esta formulación procede de la experiencia francesa y se recoge con mayor detalle en el Anejo H de la norma francesa<sup>6</sup> NF P 94-261.

Los datos en que se basa esta formulación se han obtenido a partir de medidas en cimentaciones, que se consideran representativos del asiento a diez años, por lo que a los efectos de este ejemplo podemos considerar que incluye completas las tres componentes del asiento, el inmediato, el de consolidación primaria y el de consolidación secundaria.

Las acciones que se van a considerar para el cálculo del asiento son las que forman la combinación casi-permanente: el peso propio, el pretensado a corto o largo plazo (reducido por las

<sup>6</sup> AFNOR: NF P 94-261 *Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale del'Eurocode 7. Fondations superficielles. Calcul géotechnique.*

pérdidas diferidas), la carga muerta, la acción térmica con un factor de simultaneidad de 0,5 y la retracción.

En la Tabla 26 se proporcionan los esfuerzos correspondientes a estas hipótesis individuales, indicando además los coeficientes parciales correspondientes a la combinación del ELS de asientos. En el valor de la retracción se incluye la relajación que se produce por acción de la fluencia, al tratarse de una deformación que se produce lentamente en el tiempo.

Para el cálculo de asientos se consideran dos combinaciones de acciones principales para tener en cuenta la concomitancia de la componente uniforme de la temperatura y la componente de gradiente térmico, de acuerdo con el apartado 6.1.5 de UNE-EN 1991-1-5:

- Temperatura uniforme dominante:

$$G + (P_{t=0} \text{ o } P_{t=\infty}) + \psi_{2,T} \omega_M \Delta T_{M,heat} \left( \text{o } \Delta T_{M,cool} \right) + \psi_{2,T} \Delta T_{N,exp} \left( \text{o } \Delta T_{N,con} \right)$$

- Gradiente dominante

$$G + (P_{t=0} \text{ o } P_{t=\infty}) + \psi_{2,T} \Delta T_{M,heat} \left( \text{o } \Delta T_{M,cool} \right) + \psi_{2,T} \omega_N \Delta T_{N,exp} \left( \text{o } \Delta T_{N,con} \right)$$

Los coeficientes  $\omega_N$  y  $\omega_M$  son parámetros nacionales cuyos valores de acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1991-1-5 son  $\omega_N = 0,35$  y  $\omega_M = 0,75$ .

En este caso, solo interesa la máxima presión media transmitida al terreno, por lo que únicamente es necesario considerar la envolvente de axiles máximos. El valor del axil máximo se obtiene a partir de los esfuerzos de las hipótesis indicados en la Tabla 26. En este caso, la combinación crítica corresponde a:

$$1,0 [\text{Hip.1}] + 0,9 [\text{Hip.2b}] + 1,0 [\text{Hip.3b}] + 0,5 \cdot 0,35 [\text{Hip.19a}] + 0,5 [\text{Hip.20a}]$$

y el valor máximo del axil es de:

$$N_{d,max} = -4788 + 0,9 \cdot 272 - 891 - 0,5 \cdot 0,35 \cdot 6 - 0,50 \cdot 175 - 8 = -5531 \text{ kN}$$

Para obtener la presión a nivel de cimentación a este valor hay que sumarle el peso propio de la zapata y el peso propio de las tierras que gravitan sobre la zapata:

$$V_{d,max} = -N_{d,max} + F_t + W = 5531 + 373 + 750 = 6654 \text{ kN}$$

La presión media transmitida al terreno  $p$ , será:

$$p = \frac{V_{d,max}}{BL} = \frac{6654}{4 \cdot 6} = 277 \text{ kPa}$$

El asiento se puede estimar, a partir de los resultados del ensayo presiométrico, utilizando la expresión siguiente:

$$s = (p - \sigma_{vo}) \left[ \frac{2 B_0}{9 E_d} \left( \frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9 E_c} \right]$$

donde:

$B_0$	Ancho de referencia igual a 0,6 m.
$B$	Ancho de la zapata, en este caso igual a 4,0 m.
$\lambda_d, \lambda_c$	Factores de forma que dependen de la relación $L/B$ y se determinan a partir de la Tabla E.2 de EN 1997-2. En este caso particular para una relación $L/B = 6/4 = 1,5$ , interpolando en $\lambda$ y en $\log(L/B)$ , se obtienen $\lambda_d = 1,36$ ; $\lambda_c = 1,16$ .
$\sigma_{v,0}$	Presión vertical total inicial a nivel del plano de cimentación. En este caso, la posición del nivel freático coincide con el plano de cimentación, por lo que el peso de las tierras debe considerarse a partir del peso específico aparente, como $\gamma \cdot d = 20,7 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 41,4 \text{ kPa}$ .
$p$	Presión vertical total transmitida al terreno en ELS, correspondiente a la combinación casi-permanente.
$\alpha$	Coefficiente reológico que depende del tipo de suelo y que se determina a partir de la Tabla E.3 de EN 1997-2, en función del tipo de terreno, que para suelos depende de su relación $E_p/p_t$ . En el caso que nos ocupa, en la Tabla 24 se tienen un total de dieciocho valores, y el mencionado cociente oscila entre 10,9 y 16,3, por lo que se elige la fila correspondiente a arcillas con $9 < E_p/p_t < 16$ , en la que se obtiene $\alpha = 0,67$ .
$E_c$	Módulo presiométrico representativo del terreno situado inmediatamente bajo del plano de cimentación, en un espesor de terreno $B/2$ .
$E_d$	Módulo presiométrico representativo del terreno situado bajo la cimentación, hasta una profundidad $8B$ bajo la misma. Se calcula como media armónica de los valores medidos en dicha zona.

Para calcular los valores de los módulos  $E_c$  y  $E_d$  se divide el terreno en zonas de espesor  $B/2$ , tal y como se indica en la Figura 12 y se aplica la siguiente formulación general:

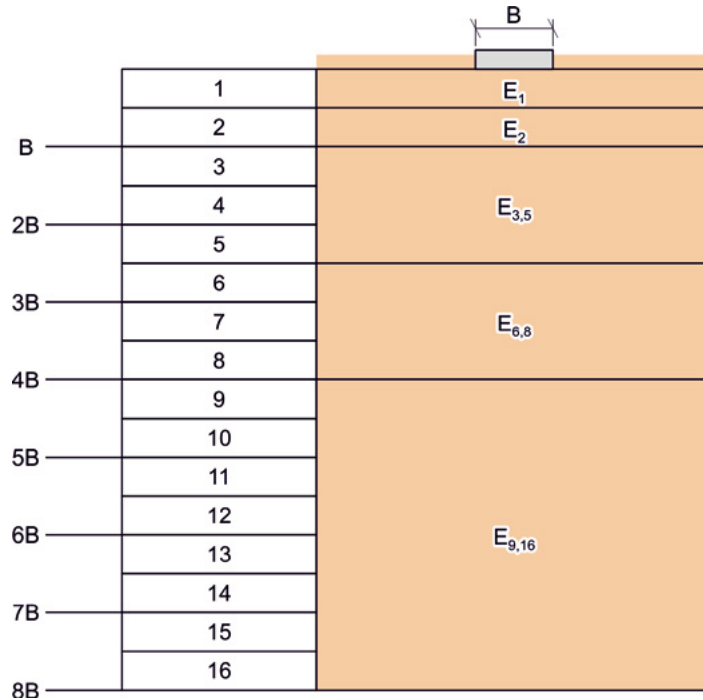


Figura 12 Zonas de terreno a efectos del cálculo de los módulos presiométricos representativos del terreno situado bajo una cimentación superficial

$$E_c = E_1$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,30}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,10}{E_{6,8}} + \frac{0,10}{E_{9,16}} \quad \text{donde } E_{i,j} = \frac{1}{j-i+1} \sum_{k=i}^j \frac{1}{E_k}$$

La norma francesa NF P 94-261 permite simplificaciones en los términos correspondientes a los niveles más distantes del plano de cimentación  $E_{9,16}$  y  $E_{6,8}$  siempre que se considere que los módulos presiométricos en dichas zonas son superiores a los de los niveles suprayacentes y que el conocimiento geológico y geotécnico de las mencionadas capas más distantes es adecuado:

Si se omite el valor  $E_{9,16}$ : 
$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}}$$

Si se omiten los valores  $E_{9,16}$  y  $E_{6,8}$ : 
$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3,5}}$$

En el caso que nos ocupa, la investigación mediante ensayos presiométricos se considera representativa del terreno ubicado hasta los 18 m de profundidad (último ensayo a la cota relativa 17,5 m) medidos desde la boca de sondeo. El sondeo se ha continuado hasta los 22 m de profundidad, constatando la presencia de roca que persiste durante al menos 30 m más.

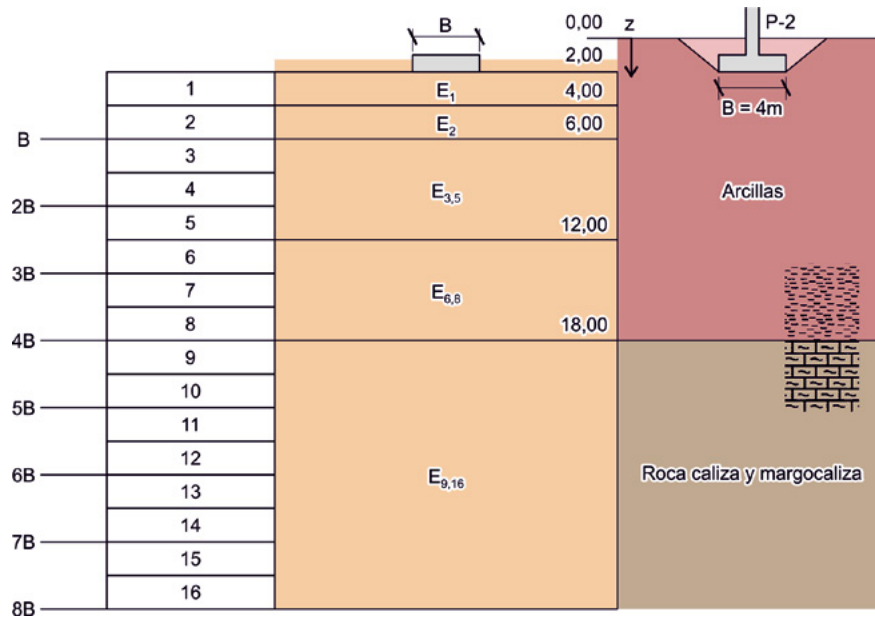


Figura 13 Zonas de terreno a efectos del cálculo de los módulos presiométricos representativos del terreno, particularizado para la cimentación de la pila P-2

Dado que la dimensión menor de la zapata es  $B = 4 \text{ m}$  y la profundidad del plano de cimentación es  $d = 2 \text{ m}$ , la investigación presiométrica habría llegado hasta una profundidad de  $18 \text{ m}$ , que se corresponde con un valor  $4B$  (nivel 8) bajo el plano de cimentación, tal y como puede observarse en la Figura 13.

En consecuencia, puede asumirse que no se conocen los valores de los módulos presiométricos  $E_9$  a  $E_{16}$ , pero que se consideran superiores a los suprayacentes y que se tiene un conocimiento geológico y geotécnico adecuado de los niveles 9 a 16. Por ello, para la obtención de  $E_d$ , puede resultar de aplicación la expresión simplificada con omisión del valor  $E_{9,16}$ .

La obtención de los módulos presiométricos  $E_1$  a  $E_8$  se efectúa como media ponderada a partir de los datos de la Tabla 24, resultando:

$$E_1 = 14,85; E_2 = 16,2; E_3 = 19,1; E_4 = 18,25; E_5 = 18,1; E_6 = 19,5; E_7 = 18; E_8 = 18,75 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_{3,5}} = \frac{1}{5-3+1} \left( \frac{1}{19,1} + \frac{1}{18,25} + \frac{1}{18,1} \right) = \frac{1}{18,47}$$

$$\frac{1}{E_{6,8}} = \frac{1}{8-6+1} \left( \frac{1}{19,5} + \frac{1}{18} + \frac{1}{18,75} \right) = \frac{1}{18,73}$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} = \frac{0,25}{14,85} + \frac{0,3}{16,2} + \frac{0,25}{18,47} + \frac{0,2}{18,73} = \frac{1}{16,79}$$

Con estos valores, el asiento resulta:

$$s = (277 - 41,4) \left[ \underbrace{\frac{2 \cdot 0,6}{9 \cdot 16,79} \left( \frac{1,36 \cdot 4}{0,6} \right)^{0,67}}_{0,0348} + \underbrace{\frac{0,67 \cdot 1,16 \cdot 4}{9 \cdot 14,85}}_{0,0233} \right] = 14 \text{ mm}$$

El valor del asiento absoluto que se ha obtenido es admisible, de acuerdo con el apartado 5.2.6 de la GCS.

## 2.5 Cálculo de los esfuerzos de dimensionamiento de la zapata (ELU-STR)

En este apartado se calculan los esfuerzos de dimensionamiento para la armadura de la zapata. Para ello, se considera un comportamiento lineal del terreno determinando las tensiones en el eje de la zapata según la dirección longitudinal y según la dirección transversal, para cada una de las seis envolventes en ELU consideradas para la comprobación frente al hundimiento.

Este cálculo se detalla en la Tabla 36. En primer lugar, se calcula la excentricidad de la carga, con objeto de determinar si se produce el levantamiento de la zapata. En este caso, las excentricidades son muy inferiores al sexto de la dimensión, tanto en dirección  $x$  como en dirección  $y$ , por lo que no se produce levantamiento.

Las tensiones máximas y mínimas transmitidas al terreno, se determinan mediante la expresión  $\sigma = N/A + M y/I$ , considerando las tensiones en los extremos de los ejes principales de la zapata (es decir en  $X=\pm 2$ ,  $Y=0$  y en  $X=0$ ,  $Y=\pm 3$ ).

Por ejemplo, las tensiones en la fila de la envolvente (2) se determinan como:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max, X=2; Y=0} &= \frac{12406}{4 \cdot 6} + \frac{684}{4^2 \cdot 6} 6 = 560 \text{ kPa} \\ \sigma_{\min, X=-2; Y=0} &= \frac{12406}{4 \cdot 6} - \frac{684}{4^2 \cdot 6} 6 = 474 \text{ kPa} \\ \sigma_{\max, X=0; Y=3} &= \frac{12406}{4 \cdot 6} + \frac{1561}{4 \cdot 6^2} 6 = 582 \text{ kPa} \\ \sigma_{\min, X=0; Y=-3} &= \frac{12406}{4 \cdot 6} - \frac{1561}{4 \cdot 6^2} 6 = 452 \text{ kPa} \end{aligned}$$



Tabla 36 Cálculo de tensiones transmitidas al terreno en ELU suponiendo un comportamiento lineal

$B/6$ [m]						Flexión de Eje Y		Flexión Eje X	
$L/6$ [m]						$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
Env. N°	$V_d$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	X=2;Y=0	X=-2;Y=0	X=0;Y=3	X=0;Y=-3
(1)	5781	707	752	0,12	0,13	285	197	272	210
(2)	12406	684	1561	0,06	0,13	560	474	582	452
(3)	9567	380	900	0,04	0,09	422	375	436	361
(4)	10187	3029	912	0,30	0,09	614	235	462	386
(5)	10187	3029	912	0,30	0,09	614	235	462	386
(6)	11999	382	2754	0,03	0,23	524	476	615	385

La zapata se ha predimensionado para que sea rígida desde el punto de vista estructural, por lo que su dimensionamiento se efectúa según el método de bielas y tirantes. El sistema planteado en este caso, para una zapata rígida y con cargas excéntricas, es el de la Figura 14.

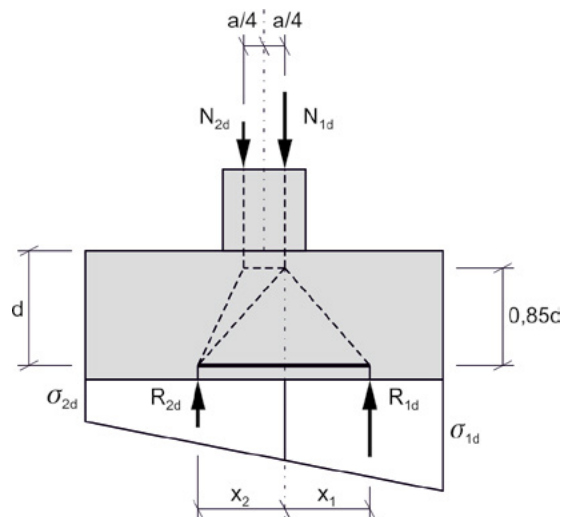


Figura 14 Modelo de bielas y tirantes planteado para el dimensionamiento estructural de la zapata

Resulta admisible, a efectos de dimensionar la armadura, descontar de las tensiones máximas las derivadas del peso propio de la zapata debido a que éste actúa sobre el terreno sin generar esfuerzos, ya que en el momento de su aplicación (cuando aún no se ha producido el fraguado del hormigón) la zapata no tiene rigidez. Se puede, por tanto, descontar a todas las tensiones un valor  $\gamma_c \cdot D = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,25 \text{ m} = 31,25 \text{ kPa}$ .

Se podría además tener en cuenta el valor de  $\gamma_G$  utilizado en cada caso, si bien, debido a que se trata de un efecto pequeño y a que queda del lado de la seguridad, en este ejemplo, por simplicidad, se resta el valor de cálculo mínimo, suponiendo un valor de  $\gamma_G = 1,00$ .

En la Tabla 37 se incluye la reacción  $R_{1d}$ , su excentricidad  $x_1$  y la fuerza que debe resistir la armadura inferior de la zapata en ambas direcciones para el modelo de bielas y tirantes planteado en la Figura 14.

Tabla 37 Cálculo de la reacción del terreno  $R_{1d}$ , su excentricidad  $x_1$  y la fuerza a resistir por la armadura inferior de la zapata  $T_d$

Env. N°	Flexión de Eje Y					Flexión Eje X				
	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{int}$ [kPa]	$R_{1d,x}$ [kN]	$x_1$ [m]	$T_{d,x}$ [kN]	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{int}$ [kPa]	$R_{1d,y}$ [kN]	$x_1$ [m]	$T_{d,y}$ [kN]
(1)	254	215	2462	0,90	2170	241	212	2493	1,40	3431
(2)	528	491	5352	0,89	4670	551	491	5730	1,40	7871
(3)	391	370	3998	0,88	3460	405	370	4264	1,40	5834
(4)	583	417	5247	0,92	4750	431	396	4552	1,39	6222
(5)	583	417	5247	0,92	4750	431	396	4552	1,39	6222
(6)	493	472	5062	0,88	4374	583	478	5839	1,42	8132

Para aclarar cómo se determinan estos valores a continuación se detalla el cálculo de la fila de la envolvente (2):

$$\sigma_{max} = 560 - 31,25 = 528,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{int} = 560 - \frac{560 - 474}{4} \left( \underbrace{(4-1)/2 + 1/4}_{1,75} \right) - 31,25 = 491 \text{ kPa}$$

$$R_{1d} = \frac{(528,7 + 491)}{2} \cdot 1,75 \cdot 6 = 5353 \text{ kPa}$$

$$x_1 = \frac{\overbrace{491 \frac{1,75^2}{2} + \frac{(528,7 - 491)}{2} \cdot 1,75 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,75}^{790,32}}{\underbrace{\frac{(528,7 + 491)}{2} \cdot 1,75}_{892,24}} = 0,89 \text{ m}$$

$$T_d = \frac{5353 \cdot 0,89}{0,85 (1,25 - 0,05)} = 4670 \text{ kN}$$

Por tanto, habría que disponer en dirección perpendicular al eje del puente (flexión de eje X) una armadura distribuida en 4 m cuya resistencia de cálculo fuera superior a 8132 kN (2033 kN/m), mientras que en dirección paralela al eje del puente (flexión de eje Y), habría que disponer una armadura que, distribuida en 6 m, tuviera una resistencia de cálculo superior a 4750 kN (792 kN/m). Considerando un acero de armar de calidad B 500, estas capacidades pueden proporcionarse mediante una armadura de  $\varnothing 25$  a 0,10 y  $\varnothing 16$  a 0,10 respectivamente, configuración que satisface las cuantías mínimas.

Al ser la zapata rígida desde un punto de vista estructural, es decir, tener un vuelo inferior o igual a dos veces el canto, no es necesario efectuar la comprobación frente a esfuerzos cortantes o punzonamiento.

Además, debe comprobarse el ELS de fisuración, considerando la combinación de acciones casi-permanente. Esta comprobación, sin embargo, no se detalla en este documento, dado que se trata de un problema puramente estructural que queda fuera del ámbito de los ejemplos planteados en esta Guía.

# 3

## ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARENOSO POR EL MÉTODO INDIRECTO CON UN MODELO SEMIEMPÍRICO

### 3.1 Planteamiento

#### 3.1.1 Consideraciones generales

Se proyecta una estructura isostática (puente de vigas) con vanos de 30 m de luz, de 10,40 m de ancho, con cinco vigas por vano unidas por una losa superior continua de 25 cm de canto

Se trata de dimensionar la cimentación de una de las pilas intermedias del puente en la que apoyan dos vanos contiguos. La pila está formada por un cargadero soportado sobre dos fustes circulares de diámetro  $h_f = 1,00$  m, separados  $s_f = 5,00$  m entre sí.

#### 3.1.2 Descripción del terreno

En el perfil transversal que nos ocupa (ver Figura 15) el terreno presenta una inclinación aproximada del 2% y se ha investigado con dos sondeos. Se han diferenciado tres unidades geotécnicas:

- Unidad geotécnica 1: desde la superficie hasta 15 m de profundidad. Está formada por un depósito de arenas finas, de origen aluvial, de granos redondeados, bien graduadas, con 5-15% de finos limosos no plásticos.
- Unidad geotécnica 2: entre 15 y 18 m de profundidad. Constituida por arena gruesa con algo de grava fina, del mismo origen que el anterior, de granos redondeados, bien graduada y con menos del 10% de finos no plásticos.

- Unidad geotécnica 3: a partir de los 18 m de profundidad. Se trata de granito con grado de meteorización 0 a 1 (según ISO 14689 que se corresponde con los grados I a II según ISRM), de resistencia alta y poco fracturado ( $RQD > 75$ ).

El nivel freático se encuentra a  $d_w = 4$  m de profundidad. No hay variaciones estacionales ni gradientes significativos en el agua freática.

Sobre la zapata se dispone un relleno hasta la cota de la superficie del terreno natural de peso específico aparente  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>.

En los suelos de las UG 1 y UG 2, dada su naturaleza granular, no ha sido posible obtener muestras inalteradas y se han realizado ensayos SPT cada 2 m aproximadamente, con los resultados (ya referidos a la energía útil normalizada del 60% de la nominal) que se indican en la Tabla 38.

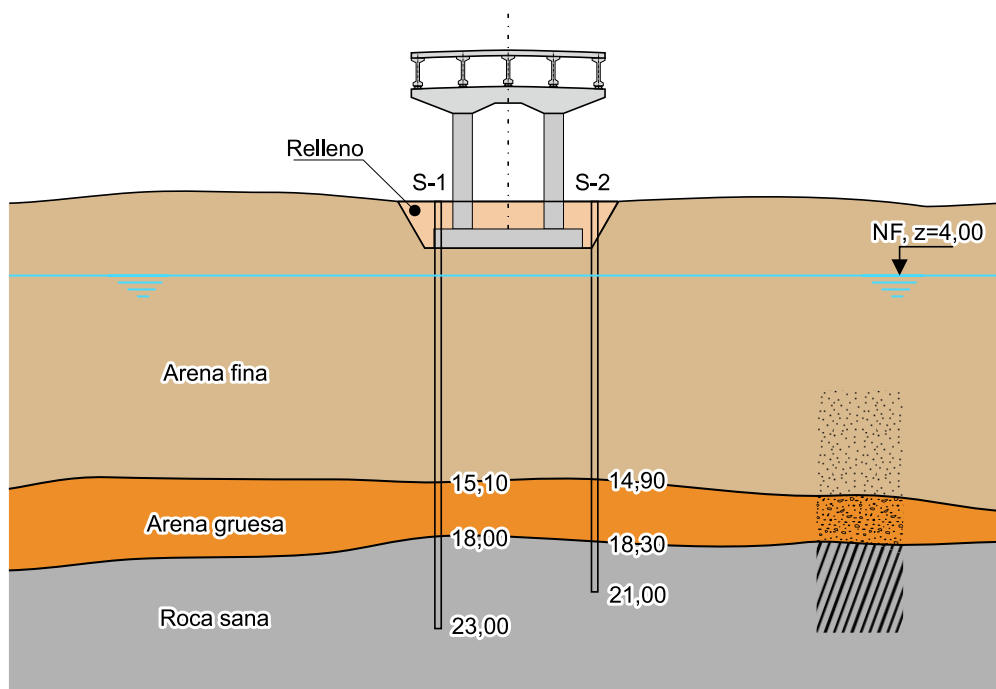
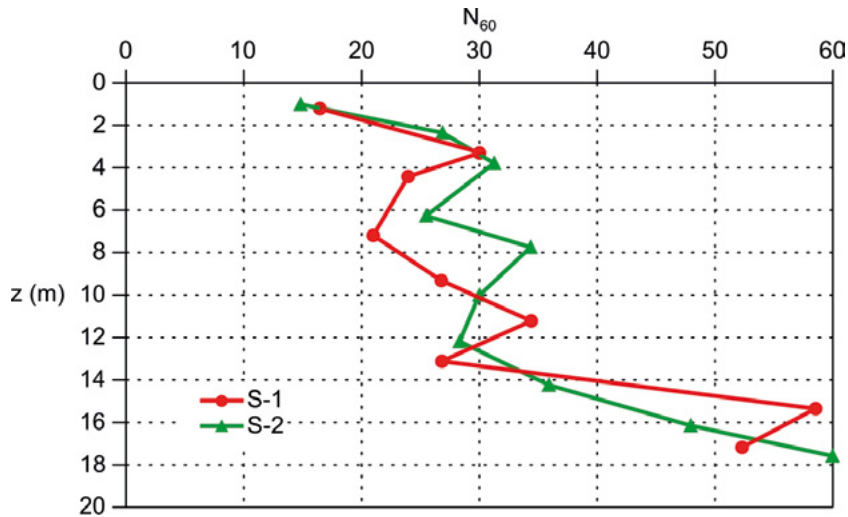


Figura 15 Perfil de unidades geotécnicas y definición geométrica de la estructura

Tabla 38 Golpes  $N_{60}$  normalizados

Profundidad $z$ [m]	$N_{60}$	Profundidad $z$ [m]	$N_{60}$
Sondeo S-1		Sondeo S-2	
1,3	16,5	1,0	15,0
3,3	30,0	2,4	27,0
4,5	24,0	3,8	31,5
7,2	21,0	6,3	25,5
9,4	27,0	7,8	34,5
11,3	34,5	10,1	30,0
13,2	27,0	12,3	28,5
15,5	58,5	14,3	36,0
17,3	52,5	16,2	48,0
-	-	17,7	60,0



### 3.1.3 Esfuerzos en cara superior de la zapata

En la Tabla 39 se han incluido los esfuerzos correspondientes a las hipótesis individuales, así como los coeficientes parciales de las cargas para la combinación en ELS que se aplica para comprobar la cimentación por el método indirecto y para la combinación en ELU en situación persistente que se utiliza para el dimensionamiento de las armaduras.

Tabla 39 Esfuerzos en la cara superior de la zapata para hipótesis individuales, coeficientes parciales y factores de simultaneidad para comprobaciones ELU y ELS

Acción	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	γ <sub>inf</sub>	ELS	ELU	ψ <sub>0</sub>	
							γ <sub>sup</sub>	γ <sub>sup</sub>		
Peso propio	-4337,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,35	-	
Carga muerta, valor inferior (G <sub>inf</sub> )	-732,6	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,35	-	
Carga muerta, valor superior (G <sub>sup</sub> )	-945,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,35	-	
Sobrecarga N <sub>max</sub>	UDL	-1337,6	0,0	0,0	0,0	1978,8	0,0	1,0	1,35	0,4
	TS	-1200,0	0,0	0,0	0,0	1560,0	0,0	1,0	1,35	0,75
Sobrecarga N <sub>min</sub>	UDL	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,35	0,4
	TS (Q)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,35	0,75
Sobrecarga M <sub>y,max</sub>	UDL (Q)	-668,8	0,0	0,0	250,8	989,4	0,0	1,0	1,35	0,4
	TS (Q)	-1176,0	0,0	0,0	441,0	1528,8	0,0	1,0	1,35	0,75
Sobrecarga M <sub>z,max</sub>	UDL (Q)	-968,6	0,0	0,0	0,0	2864,4	0,0	1,0	1,35	0,4
	TS (Q)	-980,0	0,0	0,0	367,5	2058,0	0,0	1,0	1,35	0,75
Frenado	0,0	0,0	443,0	3411,3	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0	
Viento longitudinal + Viento vert. positivo	303,8	0,0	99,7	688,1	789,9	0,0	1,0	1,0	0,6	
Viento longitudinal + Viento vert. negativo	-303,8	0,0	99,7	688,1	789,9	0,0	1,0	1,0	0,6	
Viento transversal + Viento vert. positivo	303,8	-249,0	0,0	0,0	2678,3	0,0	1,0	1,0	0,6	
Viento transversal + Viento vert. negativo	-303,8	-249,0	0,0	0,0	2678,3	0,0	1,0	1,0	0,6	

## 3.2 Predimensionamiento

Debido a la geometría de la pila, con dos fustes circulares de diámetro  $b_p = 1,00$  m separados entre ejes  $s_f = 5,00$  m, y por experiencia constructiva previa, se consideran unas dimensiones iniciales de  $L = 7,50$  y  $B = 3,00$  m. Se parte por tanto de estas dimensiones iniciales para comprobar la cimentación.

El canto se predimensiona para que la zapata sea rígida estructuralmente, que es el criterio habitualmente empleado para el dimensionamiento de zapatas de puentes. De esta forma se evita disponer armadura de cortante y punzonamiento en el elemento. Aplicando el criterio de zapata rígida en ambas direcciones se obtiene:

$$\text{vuelo/canto} \leq 2 \rightarrow v/D \leq 2 \rightarrow \frac{(B - b_p)}{2D} \leq 2 \rightarrow \frac{(3 - 1)}{2D} \leq 2 \rightarrow D \geq 0,50 \text{ m}$$

$$\text{luz libre/canto} \leq 4 \rightarrow \frac{(s_f - b_p)}{D} \leq 4 \rightarrow \frac{(5 - 1)}{D} \leq 4 \rightarrow D \geq 1,00 \text{ m}$$

Por tanto, se considera un canto mínimo de  $D = 1,00$  m.

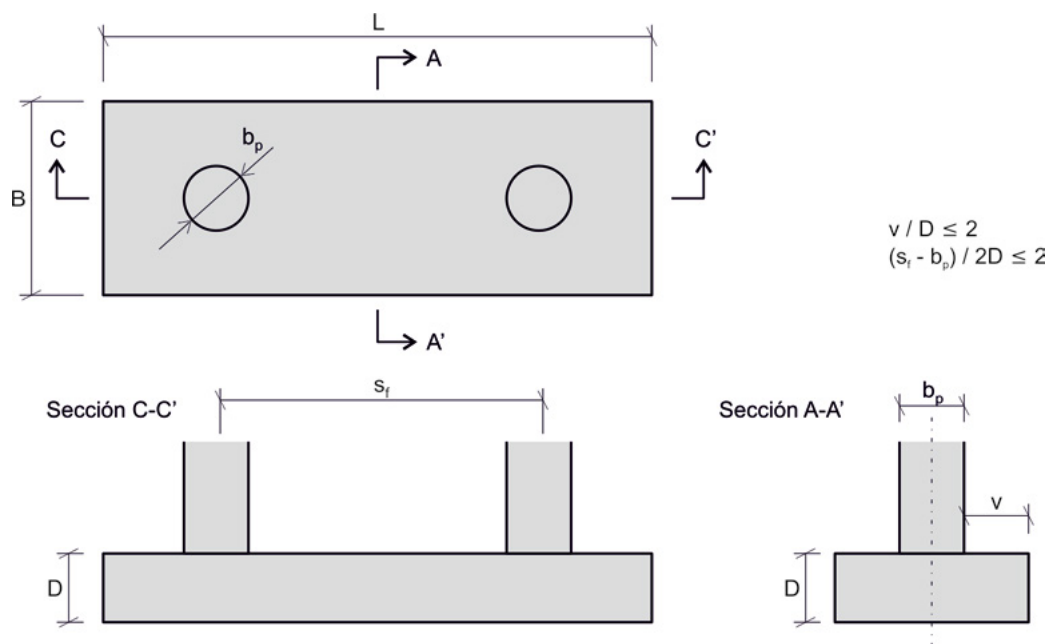


Figura 16 Criterios de rigidez estructural para zapata con dos fustes

A la vista de las características del terreno se puede adoptar como profundidad de cimentación  $d = 2,50$  m.

En el terreno descrito anteriormente se considera razonable transmitir, en la combinación casi-permanente, una presión de aproximadamente  $10 N_{60}$  (kPa), es decir en el entorno de  $p_{adm} = 250-300$  kPa.

### 3.3 Aplicabilidad general del método indirecto y particular del modelo basado en el ensayo SPT

Para poder acometer el proyecto por el método indirecto se debe estar a lo indicado en el capítulo 6 de la GCS. El método indirecto basado en el modelo semiempírico del ensayo SPT, requiere verificar previamente el cumplimiento de las limitaciones que se establecen en el apartado 6.4.2 de la GCS:

- El terreno es arena algo limosa y para este tipo de terreno se dispone de experiencia comparable que ha llevado a definir el procedimiento de cálculo del apartado 6.4 de la GCS.
- No se necesita un valor explícito del asiento. El valor del asiento absoluto asociado a este modelo de cálculo es menor o igual a una pulgada (25 mm), lo que supone un asiento diferencial  $L/1200$ . Ambos valores resultan admisibles de acuerdo con el criterio general expresado en el apartado 5.2.6 de la GCS.
- La inclinación del terreno es muy pequeña (bastante menor del 10%).
- La sollicitación horizontal es menor del 10% de la vertical (ver Tabla 39).
- Se considera que el agua en el terreno se mueve con gradientes muy bajos.
- Por debajo de la zona de afección de la cimentación no hay terrenos blandos que puedan dar lugar a asientos adicionales significativos.
- Partiendo del predimensionamiento efectuado, la superficie de la cimentación es claramente inferior al límite  $S = 100 \text{ m}^2$ .

Para la realización de esta verificación se sigue la secuencia de comprobaciones para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales por el método indirecto, indicado en la Figura 5 de la GCS (apartado 3.5).

### 3.4 Efectos de las acciones

En este caso, al aplicarse un método indirecto, se debe considerar la combinación de acciones para la que se tiene una experiencia comparable. De acuerdo con 6.4.1 de GCS, se considera que esta experiencia corresponde a la combinación de acciones casi-permanente. La carga vertical incluye la suma de las siguientes acciones:

$$V = G + P + \Sigma \psi_2 Q$$

- $G$  incluye el axil en arranque de pilar debido a la suma del peso propio y del valor superior de la carga muerta, cuyos valores están definidos en la Tabla 39, más el peso propio de la zapata y del relleno existente sobre ella, cuyo valor se calcula con la expresión  $(\gamma_c D + \gamma (d - D)) B L$ .
- $P$  es el efecto del pretensado, en este caso de valor nulo, por tratarse de un puente isostático.



- $\psi_2$  es el valor casi-permanente de las acciones variables (sobrecarga vertical, frenado y viento), en este caso es nulo, ya que  $\psi_2 = 0$ .

Con todo ello las resultantes de los efectos de las acciones en el plano de cimentación resultan:

$$V = 4337,7 + 945,1 + (25 \cdot 1,0 + 18 \cdot 1,5) B L = 5282,8 \text{ kN} + 52 B L \text{ kN}$$

$$H_x = 0$$

$$H_y = 0$$

Con las dimensiones mínimas de la zapata definidas en el predimensionamiento, el valor característico de la presión vertical transmitida al terreno resulta:

$$p_k = \frac{V}{B L} = \frac{5282,8 + 52 B L}{B L} = \frac{5282,8 + 52 \cdot 3 \cdot 7,5}{3 \cdot 7,5} = 287 \text{ kPa}$$

A la vista de lo anterior y dado que las presiones verticales transmitidas al terreno son parecidas a las presiones admisibles que se consideraron en primera aproximación, se cree razonable comenzar la comprobación con esas dimensiones de la zapata.

Además, deberían incluirse los efectos de segundo orden. En este ejemplo, se ha comprobado que estos efectos presentan una magnitud muy pequeña debido a la baja magnitud del axil reducido  $v$ , y pueden despreciarse.

## 3.5 Comprobaciones de la cimentación

### 3.5.1 Verificación del ELU-GEO de estabilidad global

Las condiciones exigidas para poder aplicar el método indirecto, con una inclinación del terreno menor del 10% y la sollicitación horizontal menor del 10% de la vertical, hacen innecesaria la comprobación de la estabilidad global.

### 3.5.2 Comprobación con cargas en ELS

La presión vertical admisible sobre el terreno se calcula con la expresión (92) de la GCS:

$$p_{adm} = 8 \bar{N}_{60} f_B f_d f_L \text{ (kPa)}$$

$\bar{N}_{60}$  es el promedio de los valores de los golpes normalizados entre las profundidades  $d$  y  $d + 1,5 B'$ , siendo  $d$  la profundidad del plano de cimentación y  $B'$  el ancho efectivo de la zapata. Para  $d = 2,5$  m,  $L' = 7,5$  m y  $B' = 3$  m, resulta que  $\bar{N}_{60}$  es el valor promedio de los golpes normalizados  $N_{60}$  entre las profundidades de 2,5 y 7 m. Aunque podría promediarse con otros criterios ligeramente diferentes, se ha considerado adecuado al caso que nos ocupa, tomar valores representativos de diferentes profundidades del tramo en cuestión, alternativamente de ambos sondeos y dotarles de idéntico peso en la ponderación:

$$\bar{N}_{60} = \frac{30 + 24 + 31,5 + 25,5}{4} = 27,8$$

Los coeficientes  $f_B$ ,  $f_d$  y  $f_L$  dependen también de la profundidad de  $N_{60}$  la cimentación  $d$  y de las dimensiones efectivas de la zapata en planta  $L'$  y  $B'$ .

$$f_B = \left( \frac{B' + 0,3}{B'} \right)^2 = \left( \frac{3,0 + 0,3}{3,0} \right)^2 = 1,21$$

$$f_d = \left( 1 + \frac{d}{3B'} \right) = \left( 1 + \frac{2,5}{3 \cdot 3} \right) = 1,28 \leq 1,5$$

$$f_L = \left( \frac{L' + 0,25B'}{1,25L'} \right)^2 = \left( \frac{7,5 + 0,25 \cdot 3,0}{1,25 \cdot 7,5} \right)^2 = 0,77$$

Con lo que:

$$p_{adm} = 8 \cdot 27,8 \cdot 1,21 \cdot 1,28 \cdot 0,77 = 266 \text{ kN/m}^2$$

La presión aplicada es mayor que la admisible  $p_k > p_{adm}$  por lo que hay que redimensionar la cimentación.

Se prueba a mantener el ancho  $B = 3,0$  m y a aumentar la longitud hasta  $L = 8,5$  m, manteniendo la distancia entre ejes de fustes, con lo que la zapata continúa siendo rígida en ambas direcciones.

$$p_k = \frac{V}{BL} = \frac{5282,8 + 52 BL}{BL} = \frac{5282,8 + 52 \cdot 3 \cdot 8,5}{3 \cdot 8,5} = 259,2 \text{ kPa}$$

Los valores de  $\bar{N}_{60}$ ,  $f_B$  y  $f_d$  coinciden con los calculados anteriormente y  $f_L$  cambia su valor ligeramente:

$$f_L = \left( \frac{L' + 0,25B'}{1,25L'} \right)^2 = \left( \frac{8,5 + 0,25 \cdot 3,0}{1,25 \cdot 8,5} \right)^2 = 0,76$$

$$p_{adm} = 8 \cdot 27,8 \cdot 1,21 \cdot 1,28 \cdot 0,76 = 261,8 \text{ kN/m}^2$$

Resulta, por tanto, que:

$$p_k \leq p_{adm}$$

Con lo que se consideran adecuadas las dimensiones de la zapata en planta  $B = 3,0$  m y  $L = 8,5$  m.

### 3.5.3 Verificaciones estructurales

Para el cálculo de la armadura necesaria en ELU hace falta recalculer la envolvente teniendo en cuenta, esta vez, para valorar el efecto desfavorable de las acciones, los coeficientes parciales de las cargas de la columna titulada ELU en la Tabla 39.

Las tensiones en el plano de cimentación según las dos direcciones principales de la cimentación se calculan de la misma forma que se hizo en el Ejemplo 2 (ver apartado 2.5). Estas tensiones se muestran en la Tabla 40.

Tabla 40 Tensiones transmitidas al terreno para la situación persistente en ELU

$B/6$ [m]	0,50								
$L/6$ [m]	1,42					Flexión de Eje Y		Flexión de Eje X	
Env. N°	$V_d$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma_{max}$ [kPa] X=2;Y=0	$\sigma_{min}$ [kPa] X=-2;Y=0	$\sigma_{max}$ [kPa] X=0;Y=3	$\sigma_{min}$ [kPa] X=0;Y=-3
(1a)	12157	709	5488	0,06	0,45	532	421	629	325
(1b)	12157	0	7412	0,00	0,61	477	477	682	272
(2a)	6670	5912	711	0,89	0,11	853	0	281	242
(2b)	6670	5203	2635	0,78	0,40	727	0	334	189
(3a)	10283	6494	2793	0,63	0,27	929	0	481	326
(3b)	7675	6494	2793	0,85	0,36	921	0	378	224
(4a)	11362	496	9280	0,04	0,82	484	407	702	189
(4b)	8753	496	9280	0,06	1,06	382	304	600	86

El dimensionamiento de la armadura paralela al eje del puente se lleva a cabo con la misma metodología que la utilizada en el Ejemplo 2 (ver apartado 2.5), es decir mediante el método de bielas y tirantes. Los resultados de este cálculo se resumen en la Tabla 41.

Tabla 41 Cálculo de la reacción del terreno  $R_{ld}$ , su excentricidad,  $x_l$  y la fuerza a resistir por la armadura inferior de la zapata,  $T_{d,x}$  en dirección longitudinal

Env. N°	Flexión de Eje Y				
	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$R_{ld,x}$ [kN]	$x_l$ [m]	$T_{d,x}$ [kN]
(1a)	507	461	5144	0,63	4045
(1b)	452	452	4800	0,63	3715
(2a)	828	274	5850	0,73	5287
(2b)	702	199	4784	0,74	4392
(3a)	904	211	5919	0,75	5532
(3b)	896	277	6231	0,73	5670
(4a)	459	427	4710	0,63	3690
(4b)	357	325	3623	0,63	2848

En consecuencia, es necesario disponer en dirección paralela al eje del puente una armadura con una capacidad total de 5670 kN (envolvente (3b)), que sería equivalente a  $5670/8,5 = 667 \text{ kN/m}$ , es decir aproximadamente  $\varnothing 20$  a 0,20, con acero B 500.

En la dirección ortogonal al eje del puente, el modelo de bielas y tirantes que resulta se muestra en la Figura 17. En este caso se obtiene armadura tanto en la cara inferior como en la superior.

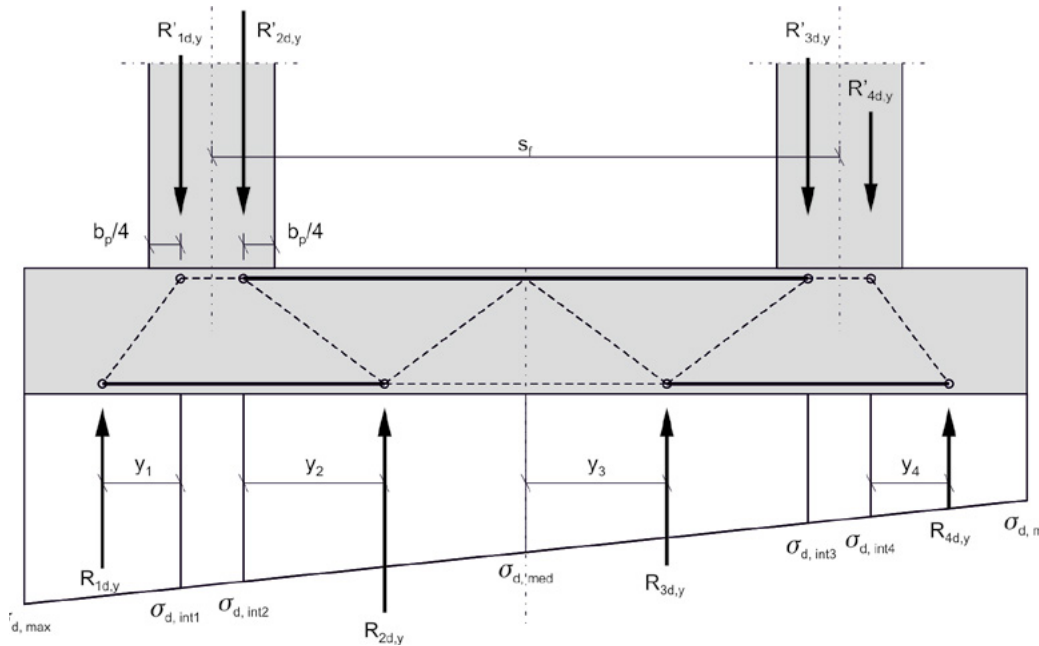


Figura 17 Modelo de bielas y tirantes para la determinación de la armadura en dirección perpendicular al eje del puente

Las fuerzas que actúan en los fustes se obtienen por equilibrio.  $R'_{2d,y}$  se calcula tomando momentos de las fuerzas respecto de la vertical que pasa por la posición de la fuerza  $R'_{3d,y}$ :

$$R'_{2d,y} = \frac{R_{1d,y} \left( y_1 - \frac{b_p}{4} \right) + R_{2d,y} \left( s_f - \frac{b_p}{2} - y_2 \right) + R_{3d,y} \left( \frac{s_f}{2} - \frac{b_p}{4} - y_3 \right) - R_{4d,y} \left( y_4 - \frac{b_p}{4} \right)}{\left( s_f - \frac{b_p}{2} \right)}$$

$R'_{3d,x}$  puede obtenerse por equilibrio de fuerzas verticales pero su cálculo no es necesario para el dimensionamiento de la armadura.

El cálculo de la tracción en la cara inferior es similar al realizado en dirección longitudinal y se resume en la Tabla 42. Como se puede observar, es necesaria una capacidad de 2705 kN en tracción (envolvente (4a)) en el ancho de 3,0 m de zapata, es decir  $2705/3,0 = 901,7 \text{ kN/m}$ , que podrían proporcionarse con una armadura de  $\varnothing 20$  a 0,15 con acero B 500.

Tabla 42 Cálculo de la tracción en la armadura inferior de la zapata, en dirección transversal

Env. N°	Flexión de Eje X (voladizo)				
	$\sigma_{max}$ [kPa]	$\sigma_{min}$ [kPa]	$R_{1d,y}$ [kN]	$x_1$ [m]	$T_{d,y,inf}$ [kN]
(1a)	604	550	2596	0,76	2448
(1b)	657	585	2793	0,76	2645
(2a)	256	249	1137	0,75	1061
(2b)	309	284	1335	0,76	1258
(3a)	456	428	1989	0,76	1866
(3b)	353	326	1528	0,76	1439
(4a)	677	587	2844	0,77	2705
(4b)	575	484	2384	0,77	2278

Respecto de la tracción en la cara superior, su cálculo es algo más complicado. En la Tabla 43, se resume el cálculo de las resultantes de la presión del terreno definidas en la Figura 17,  $R_{id,y}$ , así como las coordenadas  $y_i$  que definen su posición. A partir de estos valores y aplicando la condición de equilibrio de momentos de la expresión anterior, se determina la reacción en la pila  $R'_{2d,y}$ , que permite determinar la tracción en la cara superior de la zapata  $T_{d,y,sup}$ .

Tabla 43 Cálculo de la tracción en la cara superior de la zapata, en dirección transversal

Env. N°	Flexión de Eje X (vano)											
	$\sigma_{d,int2}$ [kPa]	$\sigma_{d,med}$ [kPa]	$\sigma_{d,int3}$ [kPa]	$\sigma_{d,int4}$ [kPa]	$R_{2d,y}$ [kN]	$R_{3d,y}$ [kN]	$R_{4d,y}$ [kN]	$y_2$ [m]	$y_3$ [m]	$y_4$ [m]	$R'_{2d,y}$ [kN]	$T_{d,y,sup}$ [kN]
(1a)	532	452	371	353	3321	2778	1631	1,09	1,09	0,69	3655	4953
(1b)	560	452	343	319	3416	2683	1490	1,08	1,07	0,65	3710	4984
(2a)	247	237	226	224	1632	1562	1012	1,12	1,12	0,79	2102	2908
(2b)	275	237	198	189	1727	1466	871	1,10	1,09	0,73	2163	2937
(3a)	419	378	337	328	2691	2415	1497	1,11	1,10	0,74	3293	4509
(3b)	317	276	235	226	2001	1725	1037	1,10	1,09	0,73	2534	3450
(4a)	557	421	285	254	3298	2380	1213	1,07	1,05	0,59	3596	4778
(4b)	454	318	182	152	2607	1689	752	1,06	1,02	0,49	2835	3717

En este caso, la tracción máxima alcanza 4984 kN para la envolvente (1b), lo cual supone una fuerza unitaria de  $4984/3 = 1661,3$  kN/m, que podrían resistirse con una armadura de  $\text{Ø}25$  a 0,20 +  $\text{Ø}20$  a 0,20 con acero B 500.

Además, debería comprobarse el ELS de fisuración, considerando la combinación de acciones casi-permanente. Esta comprobación, sin embargo, no se efectúa dado que se trata de un problema puramente estructural que queda fuera del ámbito de la resolución de los ejemplos planteados en esta Guía.

# 4

## ZAPATA DE PILA EN TERRENO ARENOSO POR EL MÉTODO DIRECTO CON MODELOS ANALÍTICOS

### 4.1 Planteamiento

#### 4.1.1 Consideraciones generales

Se desea verificar la zapata dimensionada en el Ejemplo 3, por el método directo. Para los ELU-GEO de hundimiento y deslizamiento se van a utilizar modelos analíticos, asignando parámetros geotécnicos al terreno por correlación con el ensayo SPT, mientras que el ELS de asientos se va a verificar a través del modelo semiempírico basado en el dicho ensayo.

#### 4.1.2 Parámetros del terreno

El terreno está formado por las tres unidades geotécnicas del perfil de la Figura 15, es decir dos niveles de arenas, más finas y con algo de limo el más superficial y más gruesas con algo de grava el más profundo y un tercer nivel granítico. Se tiene para cada una de las capas de arena la información del Ejemplo 3.

Además se han determinado en laboratorio para los dos niveles arenosos, el peso específico de las partículas, los pesos específicos máximo y mínimo y la humedad de la arena situada por encima del nivel freático ( $d_w = 4,0$  m), propiedades que se presentan en la Tabla 44.

Tabla 44 Pesos específicos máximo y mínimo de las UG 1 y UG 2

	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d,min}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d,max}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w sobre NF [%]
Unidad geotécnica 1	26,5	15,5	19,4	10,0
Unidad geotécnica 2	26,5	16,8	20,3	-

Los parámetros resistentes para las verificaciones en ELU-GEO se van a asignar mediante correlaciones con el ensayo SPT (ver apartado 4.2.1).

### 4.1.3 Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior de la zapata

Los esfuerzos en la cara superior de la zapata son los mismos del Ejemplo 3, que se presentan en la Tabla 39.

A efectos de la comprobación de la zapata, en los ELU-GEO se deben considerar las siguientes seis posibles combinaciones alternativas de acciones dependiendo de cuál de las sobrecargas se considera en cada caso como dominante, utilizando los coeficientes parciales  $\gamma_F$  del DA-2, que se indican en la Tabla 39:

- Sobrecarga de tráfico dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Frenado dominante con viento longitudinal o transversal:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_Q Q_H + \psi_{0,w} \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

- Viento longitudinal o transversal dominante:

$$\begin{cases} \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{long} + W_{vert}) \\ \gamma_G G + \gamma_P P + \psi_{0,Q} \gamma_Q Q + \gamma_{Q,w} (W_{transv} + W_{vert}) \end{cases}$$

A su vez, para cada uno de los conjuntos de combinaciones anteriores, resulta necesario determinar la combinación de hipótesis individuales que da lugar a:

- Máxima carga vertical.
- Mínima carga vertical.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $B$ , que corresponde a la envolvente de cortante  $V_{zd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máxima carga horizontal paralela a la dimensión  $L$ , que corresponde a la envolvente de cortante  $V_{yd}$  en los ejes locales de la estructura.
- Máximo momento de eje perpendicular a  $B$ , que corresponde al momento  $M_{yd}$ .
- Máximo momento de eje perpendicular a  $L$ , que corresponde al momento  $M_{zd,p}$  en los ejes locales de la estructura y al momento  $M_{xd}$  en base de cimentación.

En la Tabla 45 se muestran las solicitaciones de cálculo en cara superior de la zapata correspondientes a las envolventes en ELU en situación persistente de axil máximo, axil mínimo, cortante  $V_y$  máximo, cortante  $V_z$  máximo, momento  $M_y$  máximo y momento  $M_z$  máximo.

En el caso de los cuatro últimos esfuerzos se considera la envolvente que da lugar al máximo valor absoluto del esfuerzo correspondiente, dadas las condiciones de simetría de la cimentación. En la Tabla 45 se incluye el esfuerzo envolvente y los esfuerzos concomitantes correspondientes.

Tabla 45 Esfuerzos envolventes transmitidos por el tablero a la cara superior de la cimentación

Env. N°	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]
(1a)	$N_{d,max}$	10831	0	90	619	5488
(1b)		10831	-224	0	0	7188
(2a)	$N_{d,min}$	5344	0	688	5225	711
(2b)		5344	-224	598	4605	2410
(3a)	$M_{yd,p,max}$ $V_{zd,p,max}$	8957	0	688	5806	2793
(3b)		6349	0	688	5806	2793
(4a)	$M_{zd,p,max}$ $V_{yd,p,max}$	10036	-224	0	496	9056
(4b)		7427	-224	0	496	9056

## 4.2 Comprobaciones en ELU

### 4.2.1 Parámetros geotécnicos para los cálculos analíticos

#### 4.2.1.1 Consideraciones generales

En los cálculos analíticos intervienen los pesos específicos y los parámetros resistentes del terreno.

De acuerdo con el apartado 4.1.5.3 de la GCS, cuando la superficie de rotura pueda afectar a terrenos de diferente naturaleza (UG 1 y UG 2), estratificados de forma aproximadamente horizontal y con diferencias en el ángulo de rozamiento interno a priori no muy importantes, los valores de los parámetros geotécnicos a utilizar en los cálculos, son los que, estando situados bajo el plano de cimentación y comprendidos dentro de una zona de afección de espesor  $H$ , conduzcan al valor más bajo de la resistencia al hundimiento.

El valor de  $H$  está relacionado con la profundidad de la superficie de rotura (que en el caso de un terreno homogéneo se corresponde teóricamente con la Figura 12 de la GCS) y se encuentra comprendido normalmente entre el ancho efectivo del cimiento y el triple de dicho valor ( $B' \leq H \leq 3B'$ ), por lo que la zona a estudiar es la comprendida entre  $d$  y  $d + 3B'$ .

Teniendo en cuenta las características geométricas de la cimentación ( $B = 3,00$  m,  $d = 2,50$  m,  $d + 3B' \approx 11,50$  m) y los espesores de las diferentes capas del terreno, resulta que únicamente



la UG 1 (que alcanza 15 m de profundidad medidos desde la superficie del terreno) interviene en la verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento.

Esta unidad presenta unas características geotécnicas que pueden considerarse suficientemente homogéneas, tanto la densidad en el tramo situado por encima del nivel freático como en el situado por debajo, así como los parámetros resistentes en todo su espesor. En consecuencia, se entiende como representativo utilizar en los cálculos los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes al conjunto de la unidad, que se obtienen en los apartados siguientes.

#### 4.2.1.2 Peso específico de la UG 1

Se va a utilizar un proceso iterativo que, dado que se cuenta con valores de golpes en el ensayo SPT a diferentes profundidades, permite estimar a través de correlaciones el peso específico del terreno a tales cotas:

1. Se parte de unos valores estimados inicialmente (supuestos de partida) para los pesos específicos del terreno situado por encima y bajo el NF, es decir pesos específicos aparente  $\gamma$  ( $z < d_w = 4$  m) y saturado  $\gamma_{sat}$  ( $z > d_w = 4$  m).
2. A partir de los pesos específicos estimados y de las profundidades, se calculan en cada punto donde se cuenta con un resultado en el ensayo SPT, los valores de la presión vertical efectiva debido al peso de las tierras  $\sigma'_v$ .
3. En cada uno de los puntos definidos anteriormente y partiendo de los valores de golpes  $N_{60}$ , se calculan los valores  $N_{1,60}$  y posteriormente se estima el índice de densidad  $I_D$  correspondiente.
4. Conocido  $I_D$  y los valores de  $\gamma_{d,max}$  y  $\gamma_{d,min}$  se puede calcular el índice de poros,  $e$  en cada uno de los puntos anteriores.
5. A partir de variables conocidas  $\gamma_{gs}$ ,  $e$ ,  $w$ , se calculan  $\gamma(z < d_w = 4$  m) y  $\gamma_{sat}$  ( $z > d_w = 4$  m).
6. El proceso de cálculo se repite el número de veces que sea necesario para que los valores obtenidos en el punto 5 coincidan con los estimados (supuestos de partida) en el punto 1.

Los parámetros que intervienen en los cálculos se recogen a continuación:

$e$	Índice de poros del suelo
$e_{max}$	Máximo índice de poros del suelo, lo que se produce en su estado menos denso
$e_{min}$	Mínimo índice de poros del suelo, lo que se produce en su estado más denso
$\gamma_s$	Peso específico de las partículas

- $\gamma_d$  Peso específico seco del suelo  $\gamma_d = \gamma_s / (1 + e)$ , siendo
- $\gamma_{d,max}$  Valor máximo del peso específico seco, se corresponde con el valor mínimo del índice de poros  $e_{min}$
- $\gamma_{d,min}$  Valor mínimo del peso específico seco, se corresponde con el valor máximo del índice de poros  $e_{max}$
- $\gamma$  Peso específico aparente del suelo, que incluye el peso del agua  $\gamma = \gamma_d (1 + w)$
- $\gamma_{sat}$  Peso específico saturado del suelo, en el que todos los poros están rellenos de agua  $\gamma_{sat} = (\gamma_s + \gamma_w e) / (1 + e)$
- $I_D$  Índice de densidad
- $$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \text{ de donde } e = I_D e_{min} + (1 - I_D) e_{max}$$
- Para depósitos de arena naturales normalmente consolidados con  $I_D > 0,35$  (lo que suele suceder a partir de  $N_{1,60} > 8$ ), puede correlacionarse con el ensayo SPT como sigue:
- $$I_D = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}}$$
- $N_{1,60}$  Valor del golpeo en el ensayo SPT normalizado para una tensión vertical efectiva de 100 kPa y una energía de golpeo del 60% de la nominal
- $$N_{1,60} = N_{60} C_N C_R$$
- $C_N$  Coeficiente que depende de la tensión vertical efectiva a la profundidad del ensayo
- $$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \leq 1,7$$
- $\sigma'_v$  presión vertical efectiva a la profundidad del ensayo
- $P_a$  presión atmosférica
- $C_R$  Coeficiente que depende de la longitud del varillaje en cada punto de ensayo, con los valores que se muestran a continuación:
- Longitud de varillaje < 3 m:  $C_R = 0,75$
  - Longitud de varillaje 3 – 4 m:  $C_R = 0,80$
  - Longitud de varillaje 4 – 6 m:  $C_R = 0,85$
  - Longitud de varillaje 6 – 10 m:  $C_R = 0,95$
  - Longitud de varillaje > 10 m:  $C_R = 1,00$

Se ha realizado el proceso de cálculo de los valores de  $\gamma$  ( $z < 4$  m) =  $\gamma_d (1 + w)$  y de  $\gamma_{sat}$  ( $z > 4$  m) =  $(\gamma_s + \gamma_w e) / (1 + e)$ , a partir de varios valores supuestos inicialmente, encontrando que los resultados son coincidentes ( $\gamma$  punto 1 =  $\gamma$  punto 5) para los valores siguientes:

$$\gamma (z < d_w = 4 \text{ m}) = 19,6 \text{ kN/m}^3$$

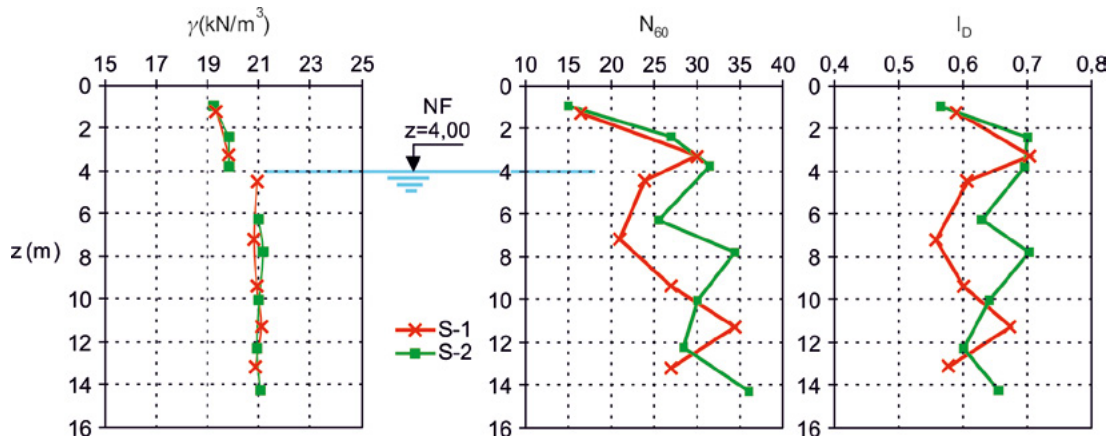
$$\gamma_{sat} (z > d_w = 4 \text{ m}) = 21,0 \text{ kN/m}^3$$

Con ellos se han obtenido los resultados que se muestran en la Tabla 46.

Tabla 46 Cálculo del peso específico de la unidad geotécnica 1

Sondeo	Prof [m]	$N_{60}$	$\sigma'_v$	$C_R$	$C_N$	$N_{1,60}$	$I_D$	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Sondeo S-1									
S-1	1-1,45	16,5	25,5	0,75	1,70	21,0	0,59	17,59	19,4
S-1	3-3,45	30,0	64,7	0,80	1,24	29,8	0,71	18,06	19,9
S-1	4,2-4,65	24,0	84,0	0,85	1,09	22,3	0,61	17,66	20,9
S-1	6,9-7,35	21,0	114,2	0,95	0,94	18,7	0,56	17,46	20,8
S-1	9,1-9,55	27,0	138,9	0,95	0,85	21,8	0,60	17,64	20,9
S-1	11-11,45	34,5	160,2	1,00	0,79	27,3	0,67	17,93	21,1
S-1	12,9-13,35	27,0	181,4	1,00	0,74	20,0	0,58	17,54	20,9
Sondeo S-2									
S-2	0,7-1,15	15,0	19,6	0,75	1,70	19,1	0,56	17,48	19,2
S-2	2,1-2,55	27,0	47,0	0,75	1,46	29,5	0,70	18,04	19,8
S-2	3,5-3,95	31,5	74,5	0,80	1,16	29,2	0,70	18,03	19,8
S-2	6-6,45	25,5	104,2	0,95	0,98	23,7	0,63	17,74	21,0
S-2	7,5-7,95	34,5	121,0	0,95	0,91	29,8	0,70	18,06	21,2
S-2	9,8-10,25	30,0	146,7	1,00	0,83	24,8	0,64	17,80	21,0
S-2	12-12,45	28,5	171,4	1,00	0,76	21,8	0,60	17,64	20,9
S-2	14-14,45	36,0	193,8	1,00	0,72	25,9	0,66	17,86	21,1
Profundidad < 4 m		Valor medio						17,8	19,6
Profundidad > 4 m		Valor medio						17,7	21,0

En la Figura 18 se muestra la distribución de los valores del peso específico  $\gamma$  ( $z < d_w = 4$  m) y  $\gamma_{sat}$  ( $z > d_w = 4$  m) y la de otros parámetros de interés de la UG 1.

Figura 18 Valores de  $\gamma$ ,  $N_{60}$ ,  $I_D$ 

#### 4.2.1.3 Parámetros resistentes de la UG 1

Las condiciones de la UG 1 corresponden a un suelo arenoso en situación drenada. Los parámetros resistentes serán cohesión nula  $c'=0$ , y ángulo de rozamiento interno  $\varphi'$ , obtenido por correlación con el índice  $N_{60}$  del ensayo SPT o con el índice de densidad  $I_D$  de la arena.

En el cálculo de la resistencia frente al ELU-GEO de hundimiento por el método directo con el modelo analítico, con el enfoque de proyecto DA-2, se utilizan valores característicos de la resistencia del terreno. Como se ha indicado previamente, la resistencia se va a obtener por correlación con  $N_{60}$  o  $I_D$ , por lo que se calcula el valor característico de éstos y se utilizan correlaciones suficientemente conservadoras para asignar el valor característico del ángulo de rozamiento interno  $\varphi'$ .

Los valores característicos de  $N_{60}$  y de  $I_D$ , de la UG 1 se han obtenido utilizando técnicas estadísticas. El valor característico de un determinado parámetro geotécnico se calcula con la expresión siguiente:

$$X_k = X_m - k_n S_x$$

donde:

- $X_m$  Valor medio de los datos de la muestra.
- $S_x$  Desviación estándar de los datos de la muestra.
- $k_n$  Coeficiente que representa la distancia entre el valor medio y el característico, expresado en unidades de desviación estándar. Su valor depende de que  $X_k$  deba representar el valor medio con un nivel de confianza del 95% o el percentil 5 de la distribución de valores. También depende del número de datos  $n$ , y del conocimiento previo o no de la desviación estándar.

Con los datos de la UG 1 que se muestran en la Tabla 46 se han obtenido los siguientes valores medios y de la desviación estándar para los parámetros  $N_{60}$  e  $I_D$  (ver Tabla 47).

Tabla 47 Valores medios y desviación estándar de  $N_{60}$  e  $I_D$

	$N_{60}$	$I_D$
Número de datos $n$	15	15
Valor medio $X_m$	27,2	0,634
Desviación estándar $S_x$	6,18	0,053

El valor de  $k_n$  adecuado al caso es el correspondiente a la estimación de la media con un nivel de confianza del 95%, para  $n = 15$  datos, sin conocimiento previo de la desviación estándar (y por ende de la varianza). Resulta  $k_n = 0,455$ .

Con ello se obtienen los siguientes valores característicos:

$$(N_{60})_k = 27,2 - 0,455 \cdot 6,18 = 24,4$$

$$(I_D)_k = 0,634 - 0,455 \cdot 0,053 = 0,61$$

El valor característico del ángulo de rozamiento  $\varphi'_k$  se obtiene por correlación con  $(N_{60})_k$  y con  $(I_D)_k$ :

- En la Figura 19 se muestra la de Peck, Hanson y Thornburn (1974), entrando con  $N_{60} = 24$  se obtiene:  $\varphi'_k = 34,5^\circ$ .
- En la Tabla 48, tomada del anejo F de EN 1997-2, entrando con  $I_D = 60$  en arenas finas bien graduadas y descontando dos grados por ser una arena con partículas redondeadas, se obtiene:  $\varphi'_k = 36^\circ$ .

En consecuencia, parece razonable adoptar un valor de cálculo:  $\varphi'_k = 35^\circ$ .

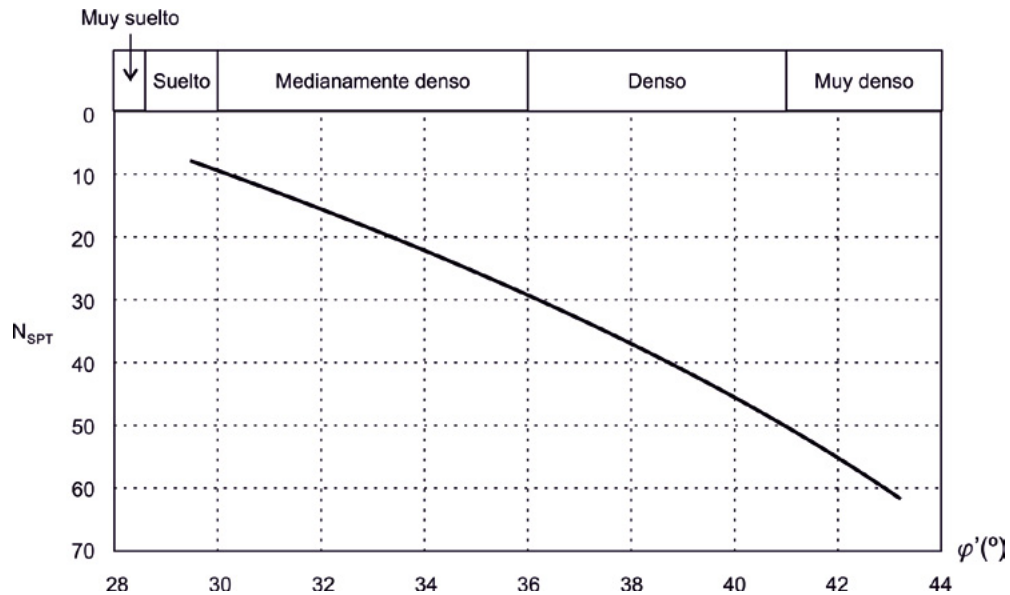


Figura 19 Correlación  $N_{SPT} - \varphi'$ , según Peck, Hanson y Thornburn

Tabla 48 Correlación  $I_D - \phi'$ , según EN 1997-2, tabla F.3

Ángulo de rozamiento en efectivas $\phi'$						
Índice de densidad $I_D$ (%)	Arena fina		Arena media		Arena gruesa	
	Uniforme	Bien graduada	Uniforme	Bien graduada	Uniforme	Bien graduada
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

Si las partículas son redondeadas los valores de la tabla se reducen en unos 2°

## 4.2.2 Estabilidad global (ELU-GEO)

Dado que el terreno es prácticamente horizontal no se considera necesaria la comprobación de la estabilidad global

## 4.2.3 Hundimiento (ELU-GEO)

Se va a comprobar la resistencia frente al ELU-GEO de hundimiento utilizando la formulación del Anejo D de UNE-EN 1997-1. Al tratarse de un suelo arenoso, teniendo en cuenta además las velocidades usuales de aplicación de las cargas, el comportamiento resistente será del tipo drenado (expresión (24) de la GCS), por lo que no se considera la situación sin drenaje.

Respecto de los valores a utilizar para los términos en  $q$  y en  $\gamma$  se adoptan los criterios del apartado 4.1.5.3 de la GCS.

Dado que el peso específico aparente del terreno por encima del nivel freático  $d_w = 4,0$  m es  $\gamma = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>, y la zapata se cimenta a una profundidad inferior a este valor  $d = 2,5$  m, la presión  $q'$  debida al peso del terreno situado por encima del plano de cimentación será la debida al peso específico aparente del terreno:  $q' = 19,6$  kN/m<sup>3</sup> · 2,5 m = 49 kN/m<sup>2</sup>, valor que se introduce (Tabla 52) en la expresión (24) de la GCS.

Respecto del valor de  $\gamma$  a adoptar en el correspondiente sumando, hay que analizar la posición relativa del nivel freático que, en este caso, se encuentra por debajo del plano de cimentación, pero a una profundidad menor que  $1,5B'$  bajo dicho plano, por lo que su valor debe obtenerse mediante interpolación. Se va a obtener la media de los pesos específicos aparentes entre el plano de cimentación y la posición del nivel freático y de los sumergidos entre el nivel freático y la cota de cimentación más vez y media el ancho efectivo del cimiento, ponderándose por sus espesores relativos en dicho espesor de terreno.

$$\gamma' = \frac{((d_w - d) \gamma + (1,5 B' - (d_w - d)) \gamma_{sum})}{1,5 B'} = \frac{((4,0 - 2,5) \gamma + (1,5 B' - (4,0 - 2,5)) \gamma_{sum})}{1,5 B'}$$

$$= \frac{(1,5 \cdot 19,6 + (1,5 B' - 1,5) (21 - 10))}{1,5 B'} = \frac{8,6 + 11 B'}{B'} \text{ kN/m}^3$$

A partir de los valores de la Tabla 45, se obtienen los esfuerzos transmitidos al terreno, que se resumen en la Tabla 49. Para ello se ha sumado al axil el peso propio de la zapata y de las tierras que gravitan sobre la zapata y a los momentos el efecto del cortante por el canto de la zapata.

- El peso de la zapata es:

$$W = B' L' D \gamma_c = 3\text{m} \cdot 8,5\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 637,5 \text{ kN}$$

- El peso de las tierras que gravitan sobre la zapata, teniendo en cuenta que el peso específico del material del relleno es  $\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$ , resulta:

$$F_t = B' L' (d-D) \gamma_r = 3\text{m} \cdot 8,5\text{m} (2,5-1,0) \text{m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 688,5 \text{ kN}$$

Tabla 49 Esfuerzos envolventes transmitidos al terreno por la cimentación de la pila

Env. N°	Envolvente	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{exd}$ [kNm]
(1a)	$N_{d,max}$	12157	0	90	709	5488
(1b)		12157	224	0	0	7412
(2a)	$N_{d,min}$	6670	0	688	5912	711
(2b)		6670	224	598	5203	2635
(3a)	$M_{yd,p,max}$ $V_{zd,p,max}$	10283	0	688	6494	2793
(3b)		7675	0	688	6494	2793
(4a)	$M_{zd,p,max}$ $V_{yd,p,max}$	11362	224	0	496	9280
(4b)		8753	224	0	496	9280

En la Tabla 50, Tabla 51 y Tabla 52 se muestran los cálculos correspondientes, que parten de los esfuerzos de la Tabla 49. Para ello se ha considerado que la rotura se produce en la dirección de la dimensión más corta de la zapata. En este caso, dada la diferencia entre las dimensiones y el hecho de que los momentos flectores máximos en ambas direcciones son del mismo orden de magnitud, no hay duda que ésta será la dirección pésima.

Tabla 50 Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación para la verificación del ELU-GEO de hundimiento, resultantes de las combinaciones (1a) a (4b)

	Combinación							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$B$ [m]	3,0							
$L$ [m]	8,5							
$V_d$ [kN]	12157	12157	6670	6670	10283	7675	11362	8753
$H_{xd}$ [kN]	90	0	688	598	688	688	0	0
$M_{yd}$ [kNm]	709	0	5912	5203	6494	6494	496	496
$e_{xd}$ [m]	$e_{xd} = \frac{M_{yd}}{V_d}$							
	0,06	0,00	0,89	0,78	0,63	0,85	0,04	0,06
$H_{yd}$ [kN]	0	224	0	224	0	0	224	224

	Combinación (continuación)							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$M_{xd}$ [kNm]	5488	7412	711	2635	2793	2793	9280	9280
$e_{yd}$ [m]	$e_{yd} = \frac{M_{xd}}{V_d}$							
	0,45	0,61	0,11	0,40	0,27	0,36	0,82	1,06
$B'$ [m]	$B' = B - 2e_{xd}$							
	2,88	3,00	1,23	1,44	1,74	1,31	2,91	2,89
$L'$ [m]	$L' = L - 2e_{yd}$							
	7,60	7,28	8,29	7,71	7,96	7,77	6,87	6,38
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	$A' = B' L'$							
	21,91	21,84	10,17	11,10	13,82	10,16	20,00	18,42
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$							
	90	224	688	639	688	688	224	224

Tabla 51 Cálculo del parámetro  $m$  para tener en cuenta la influencia de las fuerzas horizontales en dirección  $X$  e  $Y$  según EN 1997-2

	Combinación							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$m_B$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$							
	1,72	1,71	1,87	1,84	1,82	1,86	1,70	1,69
$m_L$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$							
	1,28	1,29	1,13	1,16	1,18	1,14	1,30	1,31
$\theta$ [°]	$\arctan\left(\frac{H_{xd}}{H_{yd}}\right)$							
	90,00	0,00	90,00	69,46	90,00	90,00	0,00	0,00
$m$	$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$							
	1,72	1,29	1,87	1,76	1,82	1,86	1,30	1,31



Tabla 52 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento en condiciones drenadas, según formulación del anejo D de UNE-EN 1997-1

	Combinación							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$N_q$	33,30							
$N_c$	46,12							
$N_\gamma$	45,23							
$b_c (\alpha = 0)$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$							
	1,000							
$s_c$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$							
	1,224	1,244	1,088	1,110	1,129	1,099	1,251	1,268
$i_c$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$							
	0,987	0,976	0,810	0,833	0,878	0,835	0,974	0,966
$b_q (\alpha = 0)$	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$							
	1,000							
$s_q$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \text{sen } \varphi'$							
	1,218	1,236	1,085	1,107	1,125	1,097	1,243	1,260
$i_q$	$i_q = \left( 1 - \frac{H_d}{V_d' + A' c' \cot \varphi'} \right)^m$							
	0,987	0,976	0,816	0,838	0,882	0,840	0,974	0,967
$\gamma' = f(B')$ [kN/m <sup>3</sup> ]	14,0	13,9	18,0	17,0	16,0	17,6	14,0	14,0
$b_\gamma (\alpha = 0)$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$							
	1,000							
$s_\gamma$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$							
	0,886	0,876	0,956	0,944	0,935	0,950	0,873	0,864
$i_\gamma$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H_d}{V_d' + A' c' \cot \varphi'} \right)^{m+1}$							
	0,980	0,958	0,732	0,758	0,823	0,765	0,955	0,942

	Combinación (continuación)							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left( c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \right)$							
	32600	32577	9857	11451	15688	10329	29652	27166
$R_d / V_d \geq 1$	<b>2,68</b>	<b>2,68</b>	<b>1,48</b>	<b>1,72</b>	<b>1,53</b>	<b>1,35</b>	<b>2,61</b>	<b>3,10</b>

Queda verificada la cimentación frente al ELU-GEO de hundimiento de la zapata, con unas dimensiones de  $B = 3,0$  m,  $L = 8,5$  m. La combinación crítica es la (3b) que corresponde al máximo momento  $M_{yd}$  con el axil concomitante mínimo.

#### 4.2.4 Excentricidad de la resultante

Como se indica en el apartado 4.1.7 de la GCS se deben tomar precauciones especiales en aquellos casos en los que la excentricidad de la carga sea superior a la tercera parte de la dimensión correspondiente de la cimentación.

En la Tabla 53 se incluye el cálculo de las excentricidades. Se observa que en ningún caso se supera el umbral del tercio, aunque en el caso de la excentricidad en  $x$ , se obtienen valores no muy lejanos para la combinación crítica (3b), donde se alcanza un 28%. En cualquier caso, no resulta necesario adoptar medidas especiales.

Tabla 53 Comprobación de la excentricidad de la resultante

	Combinación							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$e_{xd}$ [m]	0,06	0,00	0,89	0,78	0,63	0,85	0,04	0,06
$e_{xd}/B$ [%]	2%	0%	30%	26%	21%	28%	1%	2%
$e_{yd}$ [m]	0,45	0,61	0,11	0,40	0,27	0,36	0,82	1,06
$e_{yd}/L$ [%]	5%	7%	1%	5%	3%	4%	10%	12%

#### 4.2.5 Deslizamiento (ELU-GEO)

Tal y como se ha indicado en la verificación de la seguridad de la cimentación frente al ELU-GEO de hundimiento, al tratarse de un suelo arenoso, teniendo en cuenta además las velocidades de aplicación de las cargas, el comportamiento resistente será del tipo drenado, por lo que no se considera la situación sin drenaje.

Para la verificación de la resistencia al deslizamiento, se va a utilizar el valor central de  $\tan \delta_k$  recomendado por la tabla 11 de la GCS, que para una arena fina y media (en este caso de compacidad media) resulta ser  $\tan \delta_k = 0,40$ . Además debe verificarse la condición  $\tan \delta_k \leq 0,8 \tan \varphi'_p = 0,8 \tan 35^\circ = 0,56$ .

Por tanto se considera adecuado tomar el valor  $\tan \delta_k = 0,40$ . Únicamente se volvería sobre este aspecto si la verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento resultara estricta.

La comprobación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento se resume en la Tabla 54, donde se observa que ésta se cumple con holgura.

Tabla 54 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento en condiciones drenadas

	Combinación							
	(1a)	(1b)	(2a)	(2b)	(3a)	(3b)	(4a)	(4b)
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$							
	90	224	688	639	688	688	224	224
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}}$							
	4421	4421	2425	2425	3739	2791	4132	3183
$R_d / V_d \geq 1$	<b>49,29</b>	<b>19,73</b>	<b>3,53</b>	<b>3,80</b>	<b>5,44</b>	<b>4,06</b>	<b>18,44</b>	<b>14,20</b>

### 4.3 Comprobación del ELS de asientos

Para la verificación del ELS de asientos se utiliza el procedimiento de Burland y Burbidge, basado en el ensayo SPT, al que se hace referencia en el apartado 5.2.10 de la GCS y que se describe en EN 1997-2, anejo F.3.

El asiento de una zapata en unas condiciones como la que se está estudiando, apoyada sobre un espesor relativamente grande de arena fina situada parcialmente bajo el nivel freático, se calcula con la expresión:

$$s = \left( p_k - \frac{2}{3} \sigma'_p \right) B^{0,7} \frac{1,71}{N^{1,4}} f_s f_t$$

$$f_s = \left( \frac{1,25 L}{L + 0,25 B} \right)^2$$

$$f_t = \left( 1 + 0,3 + 0,2 \log \frac{t}{3} \right)$$

donde:

$p_k$  Presión aplicada por la zapata en situación casi-permanente (kPa)

$\sigma'_p$  Presión vertical efectiva en el terreno a nivel del plano de cimentación (antes de construir la zapata) (kPa)

$B$	Anchura de la zapata (m)
$L$	Longitud de la zapata (m)
$\overline{N}$	Valor medio del SPT del terreno comprendido en una zona ubicada justamente bajo el plano de cimentación en la que se estima que se genera la mayor parte del asiento. Para un patrón de golpes en el ensayo SPT como el que nos ocupa, se puede suponer que en esta zona de influencia se genera aproximadamente el 75% del asiento y que está comprendida entre las profundidades $d$ y $d + B^{0,75}$
	En arenas finas limosas situadas bajo el nivel freático el valor de $N$ se corrige a $N'$ con las expresiones:
	Si $N > 15 : N' = 15 + 0,5 (N - 15)$
	Si $N < 15 : N' = N$
$f_s$	Factor corrector por forma, para el caso de zapatas que no sean cuadradas
$f_t$	Factor que tiene en cuenta la evolución temporal del asiento
$t$	Tiempo en el que se mide el asiento desde el momento de aplicación de las cargas, expresado en años

En la situación casi-permanente, la presión aplicada por la zapata en el terreno coincide con la calculada en el apartado 3.5.2:

$$p_k = \frac{N_G}{B L} + (d - D)\gamma_r + D \gamma_c = \frac{4337,7 + 945,1}{8,5 \cdot 3} + (2,50 - 1,00) \cdot 18 + 1,00 \cdot 25 = 259,1 \text{ kPa}$$

La presión vertical efectiva a nivel del plano de cimentación antes de construir la zapata, es la debida al peso de las tierras:

$$\sigma'_p = \gamma d = 19,6 \cdot 2,50 = 49 \text{ kPa}$$

El valor medio del SPT entre las profundidades  $d = 2,5 \text{ m}$  y  $d + B^{0,75} = 4,78 \text{ m}$  con  $d_w = 4,0 \text{ m}$ , se obtiene a partir de los datos. En este caso se ha considerado adecuado tomar el valor medio, sin ponderar por los espesores de terreno a que corresponde:

$$\text{En S-1: } 3,0 - 3,45 \text{ m} \quad N = 30$$

$$\text{En S-1: } 4,2 - 4,65 \text{ m} \quad N = 15 + 0,5 (24 - 15) = 19,5$$

$$\text{En S-2: } 3,5 - 3,95 \text{ m} \quad N = 31,5$$

$$\overline{N} = \frac{30 + 19,5 + 31,5}{3} = 27$$

Los valores de  $f_s$  y  $f_t$ , aceptando para este último una vida útil de la estructura de valor  $t = 100$  años, son los siguientes:

$$f_s = \left( \frac{1,25 \cdot 8,5}{8,5 + 0,25 \cdot 3,0} \right)^2 = 1,32$$

$$f_t = \left( 1 + 0,3 + 0,2 \log \frac{100}{3} \right) = 1,60$$

El valor del asiento resulta:

$$s(\text{mm}) = \left( 259,1 - \frac{2}{3} \cdot 49 \right) 3^{0,7} \cdot \frac{1,71}{27^{1,4}} \cdot 1,32 \cdot 1,60 = 17,5 \text{ mm}$$

El valor del asiento absoluto que se ha obtenido es claramente inferior al establecido como admisible en el apartado 5.2.6 de la GCS.

# 5

## ZAPATA EN ROCA POR EL MÉTODO PRESCRIPTIVO

### 5.1 Planteamiento

#### 5.1.1 Consideraciones generales

La estructura de la Figura 20 es un paso superior sobre una autovía que discurre en desmonte. Se trata de un puente losa pretensado de 12,00 m de ancho y cuatro vanos de luces de 20,00 - 25,00 - 25,00 - 20,00 m, cuyos estribos son cargaderos ubicados en la coronación del desmonte y cuyas tres pilas presentan fustes circulares de diámetro  $h_f = 1,00$  m.

Se va a verificar la zapata de la pila P-2 que se apoya en roca a la profundidad  $d = 2,00$  m, con un canto  $D = 1,00$  m y un relleno de tierras de peso específico aparente  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. Dado que la pila presenta fuste circular y que no existen otros condicionantes relativos a su geometría, se considera adecuado disponer una zapata cuadrada.

Se va a utilizar en primer lugar el método prescriptivo del anejo G de UNE-EN 1997-1 y posteriormente otro alternativo (ver capítulo 7 de la GCS), en concreto el de las *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (2005)*, en adelante ROM 0.5-05.

Por consideraciones estructurales el valor admisible del asiento para las pilas es de  $s = 45$  mm, si bien el cálculo detallado del mismo se omite en este caso, por incluirse como parte del Ejemplo 6.

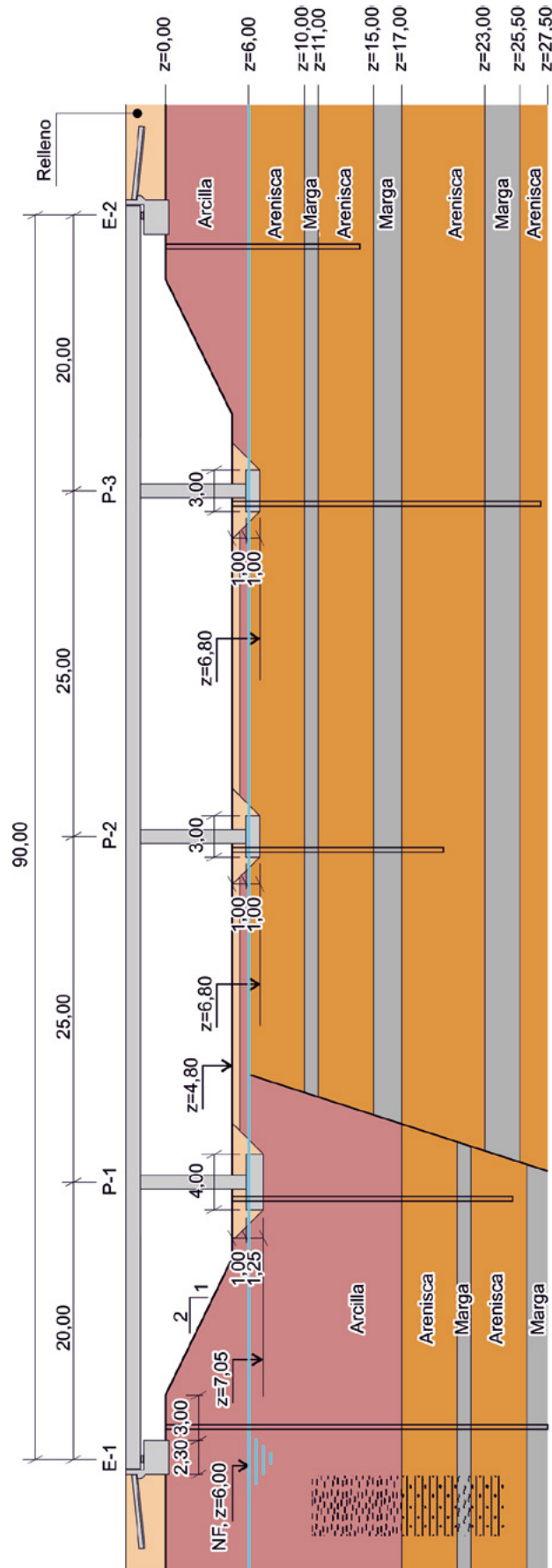


Figura 20 Perfil de unidades geotécnicas y definición geométrica de la estructura

### 5.1.2 Descripción del terreno

El terreno se ha investigado con perfiles sísmicos de refracción y sondeos, con los que se ha definido un modelo de terreno constituido por los rellenos de la autovía, arcillas y una alternancia de niveles horizontales de areniscas y margas, con mayor potencia en las areniscas y nivel piezométrico a la cota relativa  $d_w = 6,00$  m, tal y como se refleja en la Figura 20.

El sondeo efectuado en la pila P-2, cuya boca se encontraba a la cota relativa  $z = 4,8$  m, se ha testificado como se indica en la Tabla 55:

Tabla 55 Testificación del sondeo de la pila P-2

Profundidad [m]	Descripción del terreno
0,0 - 1,2	Rellenos granulares de la autovía y arcillas de consistencia firme a dura
1,2 - 5,2	Arenisca sana de resistencia baja, con litoclasas horizontales espaciadas más de 60 cm
5,2 - 6,2	Marga sana de aspecto masivo, resistencia baja
6,2 - 10,2	Arenisca sana de resistencia baja, con litoclasas horizontales espaciadas más de 60 cm
10,2 - 12,2	Marga sana de aspecto masivo, resistencia baja
12,2 - 15,2	Arenisca muy sana de aspecto masivo y resistencia media, hasta fin de sondeo

Sobre los testigos del sondeo anterior se han realizado ensayos de laboratorio con los siguientes resultados:

Tabla 56 Ensayos de laboratorio sobre muestras del sondeo en pila P-2

Profundidad, $z$ [m]	Litología	Peso específico aparente, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Humedad, $w$ [%]	Resistencia a compresión simple, $q_u$ [MPa]
2,0 - 2,4	Arenisca	25,2	4,4	10,8
4,5 - 4,9	Arenisca	25,4	3,8	11,9
5,2 - 5,5	Marga	23,5	9,6	9,1
7,2 - 7,7	Arenisca	25,5	3,6	12,3
10,9 - 11,3	Marga	23,9	8,3	9,2

### 5.1.3 Esfuerzos en cara superior de zapata

En la Tabla 57 se resumen los esfuerzos en cara superior de la zapata de la pila P-2 correspondientes a las hipótesis que intervienen en la combinación casi-permanente que se aplica para la comprobación mediante el método prescriptivo del anejo G de UNE-EN 1997-1.



Tabla 57 Esfuerzos en cara superior de la pila P-2 para hipótesis individuales que intervienen en la combinación casi-permanente

Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_{z,p}$ [kNm]	Carácter	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_2$
1	Peso propio ( $G$ )	-4812	0	0	0	0	P	1,00	1,00	-
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	-274	0	0	0	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	-233	0	0	0	0	P	0,90 (**)	1,10 (**)	-
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-717	0	0	0	0	P	1,00	1,00	-
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-896	0	0	0	0	P	1,00	1,00	-
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	23	0	0	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	85	0	0	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	75	0	0	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	-40	0	0	0	0	SC	0,00	1,00	0,50
21	Retracción efectiva (*) ( $G$ )	-28	0	0	0	0	P	0,00	1,00	-

(\*) La retracción incluye el efecto de relajación por fluencia

(\*\*) Estos valores corresponden a  $\gamma_{desf} r_{sup}$  y  $\gamma_{fav} r_{inf}$

En principio, a partir de estos esfuerzos, se generarían envolventes maximizando y minimizando cada uno de los esfuerzos y se determinarían los esfuerzos concomitantes con cada valor extremo de un esfuerzo dado. Sin embargo, en este caso se observa que, debido a la simetría del problema, las acciones casi-permanentes no generan esfuerzos de flexión ni cortantes. Por tanto, para la comprobación de la cimentación se va a considerar la combinación que da lugar al axil máximo, cuyo valor será:

$$N_{\max} = -4812 - 1,1 \cdot 274 - 896 - 0,50 \cdot 40 - 28 = -6057,4 \text{ kN}$$

Por otro lado, en la Tabla 58 se resumen los esfuerzos de las hipótesis individuales en la pila P-2 en cara superior de cimentación, que intervienen en la verificación del ELU-GEO de hundimiento. Esta combinación se utilizará con el método propuesto por ROM 0.5-05.

Tabla 58 Esfuerzos en cara superior de la pila P-2 para hipótesis individuales y envolventes de sobrecarga de tráfico, coeficientes parciales y factores de simultaneidad que intervienen en las comprobaciones ELU-GEO

Nº	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$	$M_{z,p}$	Carácter	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_0$	$\psi_2$	
1	Peso propio ( $G$ )	-4812	0	0	0	0	P	1,0	1,35	-	-	
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	-274	0	0	0	0	P	1,0	1,00	-	-	
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	-233	0	0	0	0	P	1,0	1,00	-	-	
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-717	0	0	0	0	P	1,0	1,35	-	-	
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-896	0	0	0	0	P	1,0	1,35	-	-	
4	Sobrecarga - Axil máximo	UDL ( $Q$ )	121	51	0	0	554	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
5		TS ( $Q$ )	117	25	-64	-192	268	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
6	Sobrecarga - Axil mínimo	UDL ( $Q$ )	-1304	-266	0	0	578	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
7		TS ( $Q$ )	-1187	-237	-30	-64	-56	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
8	Sobrecarga - $V_{y,p}$	UDL ( $Q$ )	-1304	-266	0	0	578	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
9		TS ( $Q$ )	-989	-276	-25	-53	-65	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
10	Sobrecarga - $V_{z,p}$	UDL ( $Q$ )	-591	-108	-131	-334	566	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
11		TS ( $Q$ )	-699	-101	148	356	219	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
12	Sobrecarga - $M_{y,p}$	UDL ( $Q$ )	-591	-108	-131	-334	566	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
13		TS ( $Q$ )	-699	-101	148	356	219	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
14	Sobrecarga - $M_{z,p}$	UDL ( $Q$ )	-1183	-215	0	0	1131	SC	0,0	1,35	0,40	0,0
15		TS ( $Q$ )	-37	41	-17	-48	576	SC	0,0	1,35	0,75	0,0
16	Frenado $Q_H$ ( $Q$ )	0	0	-240	-856	0	SC	0,0	1,35	0,00	0,0	
17	Viento Longitudinal - $W_{long}$ ( $Q$ )	0	0	65	234	0	SC	0,0	1,50	0,60	0,0	
18	Viento Transversal - $W_{transv}$ ( $Q$ )	0	97	1	2	619	SC	0,0	1,50	0,60	0,0	
19	Viento Vertical 1 - $W_{vert}$ (Pos-Pos) ( $Q$ )	-238	-55	0	0	289	SC	0,0	1,50	0,60	0,0	
20	Viento Vertical 2 - $W_{vert}$ (Neg-Pos) ( $Q$ )	238	-55	0	0	289	SC	0,0	1,50	0,60	0,0	

A partir de estos esfuerzos se determinan las envolventes de esfuerzos correspondientes a axil máximo y mínimo, cortante máximo en  $y$  y en  $z$  y momentos máximos de eje  $y$  y de eje  $z$ , correspondientes a la cara superior de zapata. Estos valores se incluyen en la Tabla 59.

Tabla 59 Esfuerzos envolventes en cara superior de la zapata de la pila P-2 correspondiente a la combinación ELU-GEO

Env. Nº	Envolvente	$N_d$ [kN]	$V_{yd}$ [kN]	$V_{zd}$ [kN]	$M_{yd,p}$ [kNm]	$M_{zd,p}$ [kNm]	$\gamma_G$
(1)	$N_{d,max}$	<b>-5222</b>	116	-64	-191	1932	1,0
(2)	$N_{d,min}$	<b>-11566</b>	-729	18	125	964	1,35
(3)	$V_{y,max}$	-9072	<b>-782</b>	-93	-282	952	1,0
(4)	$V_{z,max}$	-9231	-210	<b>-639</b>	-2036	787	1,35
(5)	$M_{dy,p,max}$	-9190	-210	-639	<b>-2036</b>	787	1,35
(6)	$M_{dz,p,max}$	-9422	-197	-22	-62	<b>3122</b>	1,35

## 5.2 Predimensionamiento

Las dimensiones iniciales de la zapata se evalúan considerando la combinación casi-permanente, un canto preliminar de  $D = 1,00$  m que corresponde a un valor mínimo para poder anclar adecuadamente la armadura de la pila y un relleno de peso específico aparente  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>.

En cuanto a la resistencia del terreno, dado que se trata de roca sana y la resistencia última a compresión se encuentra en el entorno de  $q_u = 10$  MPa, se estima una tensión admisible  $p_{adm} = 5$  MPa.

De esta forma se deducen las siguientes dimensiones mínimas de zapata:

$$\begin{aligned} \frac{V_k}{B L} &= \frac{N_{k,max} + W + F_t - U_b}{B L} = \frac{N_{k,max} + \gamma_c B L D + \gamma_{relleno} (d - D) \left( B L - \frac{\pi \phi_p^2}{4} \right) - \gamma_w (d - d_w) B L}{B L} = \\ &= \frac{6057,4}{B L} + 25 \cdot 1,00 + 20 \cdot 1,0 \left( 1 - \frac{\frac{\pi \phi_p^2}{4}}{B L} \right) - 10 (2 - 1,2) \leq 5000 \text{ kN/m}^2 \\ \Rightarrow B L &\geq \frac{6057,4 - 5\pi}{5000 - 25 - 20 + 8} = 1,22 \text{ m}^2 \rightarrow B L \geq 1,1 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Las dimensiones obtenidas del cálculo resultan demasiado pequeñas para cimentar una pila de puente, por lo que se propone adoptar una zapata de unas dimensiones mínimas  $B \cdot L = 3,00 \cdot 3,00$  m<sup>2</sup> en planta, manteniendo el canto  $D = 1,00$  m.

## 5.3 Efectos de las acciones en el plano de cimentación

Se considera la zapata definida en el apartado anterior, de dimensiones en planta  $B \cdot L = 3,00 \cdot 3,00$  m<sup>2</sup>, canto  $D = 1,00$  m, recubrimiento de tierras  $d - D = 1,0$  m de peso específico  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> y subpresión causada por la posición del nivel freático  $d - d_w = 0,8$  m por encima del plano de cimentación.

La inclusión de la subpresión, que es favorable, supone que se han tenido en cuenta las posibles variaciones estacionales del nivel freático mediante un estudio específico y que el valor proporcionado es un valor mínimo suficientemente conservador.

Para la combinación casi-permanente, los esfuerzos a nivel del plano de cimentación se obtienen sumando al valor del axil máximo en el arranque de la pila, el peso propio de la zapata y de las tierras que gravitan sobre la misma.

$$V_d = 6057,4 + 3,0 \cdot 3,0 (1,0 \cdot 25 + 1,0 \cdot 20 - 10 \cdot 0,8) = 6390,4 \text{ kN}$$

Por otro lado, para la combinación de esfuerzos de ELU-GEO, a partir de los de la Tabla 59, se determinan los esfuerzos actuantes en el plano de cimentación que se detallan en la Tabla 60, admitiendo las dimensiones de la zapata y el espesor de tierras sobre la misma que se detallaron anteriormente.

Tabla 60 Esfuerzos a nivel del plano de cimentación para la combinación de ELU-GEO

Envolvente N°	$V_d$ [kN]	$H_{yd}$ [kN]	$H_{xd}$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{xd}$ [kNm]
(1)	5555	116	64	255	1815
(2)	11899	729	18	143	1693
(3)	9405	782	93	375	1734
(4)	9564	210	639	2675	997
(5)	9523	210	639	2675	997
(6)	9755	197	22	85	3319

## 5.4 Comprobaciones

### 5.4.1 Estabilidad global (ELU-GEO)

Dado que el terreno es horizontal en un entorno suficientemente amplio de la cimentación, no resulta necesaria la comprobación del ELU-GEO de estabilidad global.

### 5.4.2 Hundimiento mediante el método prescriptivo del Anejo G de UNE-EN 1997-1

Tanto la zapata como la roca cumplen las condiciones de aplicabilidad del método prescriptivo del anejo G de UNE-EN 19971 (capítulo 7 de la GCS), con el que se determina la presión admisible sobre el terreno. Este método procede de la norma británica<sup>7</sup> BS 8004 en su versión de 1986, en la que se encuentra una descripción más detallada y completa.

La roca más abundante es la arenisca cuyo estrato superior (cotas  $z = 6,00-10,00$  m, profundidad en sondeo  $z_s = 1,2-5,2$  m) es el que gobierna en mayor medida las condiciones de cimentación. La resistencia a compresión simple del estrato superior de arenisca es relativamente baja y a muro del mismo se dispone un nivel de 1 m de margas sanas con una resistencia a compresión ligeramente inferior. A las margas las subyace otro paquete de arenisca sana de 4 m de espesor y resistencia a compresión similar al nivel más superficial, seguido de margas sanas y areniscas masivas.

7. BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1986): BS 8004 *Code of Practice for Foundations*.

Si bien las areniscas bien cementadas podrían incluirse como rocas del grupo 2 de la tabla G.1 de UNE-EN 1997-1, su alternancia con las margas nos mueve a considerar las condiciones de cimentación como propias del grupo 3, máxime si se tiene en cuenta que la tabla 4 de BS 8004, de la que se ha tomado la de UNE-EN 1997-1, incluye dentro del grupo 3 los conceptos de argilitas, limolitas y margas bien cementadas, no reflejadas en la mencionada tabla G.1 de UNE-EN 1997-1.

El anejo G de UNE-EN 1997-1 proporciona el valor de la presión admisible para una zapata cuadrada sobre roca, de forma que el asiento quede limitado al 0,5 % del lado  $B = 3$  m, que en este caso resultaría  $s = 15$  mm, valor que corresponde a un tercio del asiento absoluto que se ha fijado como admisible por condiciones estructurales.

Las propiedades de la roca quedan definidas por:

- El valor de la resistencia a compresión simple  $q_u$ .
- El espaciado entre litoclasas  $d_s$ .

El número de datos de resistencia a compresión simple es reducido, por lo que el valor característico para el cálculo de la presión admisible debe basarse más en el criterio ingenieril que en el análisis estadístico. Se adopta un valor próximo al mínimo de los ensayos en las areniscas,  $q_u = 10$  MPa que a su vez es ligeramente superior al de las margas, que se intercalan entre las areniscas y presentan menor potencia.

Para la separación de las litoclasas, se adopta un valor  $d_s = 0,6$  m.

La verificación se efectúa en términos de presiones de acuerdo con la expresión (99) de la GCS:

$$p_k \leq p_{adm}$$

Entrando en la figura G.1 de UNE-EN 1997-1, en el gráfico correspondiente a las rocas del grupo 3, con los valores anteriores, se obtiene:

$$p_{adm} = 4,0 - 4,5 \text{ MPa}$$

La presión transmitida al terreno por la zapata para la combinación casi-permanente es bastante inferior, por lo que la zapata predimensionada,  $B \cdot L = 3,00 \cdot 3,00 \text{ m}^2$  queda comprobada según este método:

$$p_k = \frac{V_d}{B \cdot L} = \frac{6390,4 \text{ kN}}{3 \cdot 3 \text{ m}^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

No obstante, de acuerdo con lo especificado en el capítulo 7 de la GCS, la verificación de la cimentación mediante el anejo G de UNE-EN 1997-1 se debe considerar como una primera aproximación al problema, que en general resulta poco conservadora, por lo que en el apartado siguiente se va a utilizar el procedimiento indicado previamente.

### 5.4.3 Hundimiento (ELU-GEO) mediante el procedimiento de ROM 0.5-05

Para poder aplicar el procedimiento definido en las *Recomendaciones para obras marítimas*<sup>8</sup> ROM 0.5-05, entre otros aspectos, el área del cimiento debe ser  $S < 100 \text{ m}^2$ , el terreno debe presentar una inclinación pequeña  $i < 10^\circ$  y hallarse suficientemente alejado de cualquier talud o de grandes discontinuidades en la roca que puedan gobernar el problema del hundimiento. En este caso particular se entiende que la discontinuidad existente hacia la pila P-1 (ver Figura 20) no impide la aplicación del método.

Las propiedades de la roca deben evaluarse en un entorno razonablemente amplio de la cimentación, aproximadamente  $4B \cdot 4L$  en planta y  $2B$  en profundidad, zona en la que se debe considerar la roca de peores condiciones.

El procedimiento no resulta válido cuando se dé alguna de las siguientes circunstancias, en que el terreno se debería considerar como un suelo:

- Grado de alteración ISRM de la roca igual o superior al IV
- RQD < 10%
- Separación entre litoclasas  $d_s < 10 \text{ cm}$

Una vez verificado todo lo anterior, la seguridad frente el ELU-GEO de hundimiento se verifica mediante la expresión (2) de la GCS.

$$V_d \leq R_d$$

El valor de  $R_d$  se calcula de acuerdo con el procedimiento de ROM 0.5-05, uno de los habituales en la práctica española, a partir de la presión vertical efectiva de hundimiento,  $p_{vh}$ :

$$R_d = p_{vh} B' L' / \gamma_{Rv}$$

$$p_{vh} = 3 \sqrt{p_r q_u f_D f_A f_\delta} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$f_D = \min \left( 2 \sqrt{\frac{d_s}{B'}}, 0,2 \sqrt{\frac{B_0 \cdot RQD}{B'}} \right) \leq 1$$

$$f_\delta = (1,1 - \tan \delta)^3 \leq 1$$

siendo:

$p_{vh}$  Presión vertical efectiva que produce el hundimiento (MPa)

$p_r$  Presión de referencia de valor 1 MPa

8. PUERTOS DEL ESTADO (2005): *Recomendaciones para obras marítimas. ROM 0.5-05. Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*. Apartado 3.5.4.7 Carga de hundimiento en suelos cohesivos firmes y rocas.

- $q_u$  Resistencia a compresión simple de la roca sana (MPa)
- $d_s$  Espaciamiento entre litoclasas (m)
- $B'$  Anchura efectiva de la cimentación (m)
- $B_0$  Anchura de referencia de valor 1 m
- $f_D$  Factor de reducción debido al diaclasado
- $f_A$  Factor de reducción debido al grado de alteración<sup>9</sup> de la roca

Grado ISRM	$f_A$
I	1,0
II	0,7
III	0,5

- $f_\delta$  factor de inclinación de la carga.

**RQD** Valor medio del índice RQD en la zona de profundidad  $B$  bajo el plano de cimentación y de dimensiones  $B, L$  en planta. El índice RQD mide, para cada metro de avance de la perforación, el porcentaje de la longitud de testigo que resulta en fragmentos de más de 10 cm de longitud individual.

Se adoptan los valores utilizados en el apartado anterior, obviando que existen valores de la resistencia a compresión ligeramente inferiores en los niveles margosos, que presentan menor espesor y se intercalan en otros de naturaleza areniscosa y mayor potencia. Además, debe tenerse en cuenta que de todos los testigos se extrae roca sana, siempre en fragmentos mayores de 10 cm, por lo que puede suponerse RQD = 100%.

No obstante lo anterior, si el resultado final estuviera muy ajustado podría volverse sobre este aspecto.

$$q_u = 10 \text{ MPa} \quad d_s = 0,6 \text{ m} \quad \text{RQD} = 100 \%$$

A la vista de estos valores, el cálculo de  $f_D$  está condicionado por la primera de las dos posibles expresiones para su determinación, que es la que se ha incluido en la Tabla 61.

Tal y como puede observarse en dicha tabla, el factor que limita la comprobación en mayor medida es  $f_A$ , que puede hacer que la resistencia sea un valor concreto para el grado I o la mitad del mismo para el grado III. Por la descripción de los testigos de los sondeos la roca, sana y fresca sin que conste la existencia de tramos descompuestos a suelo, podría considerarse como grado I, si bien para evitar ser demasiado optimista se efectúa la comprobación también para el grado III, lo que obviamente ya englobaría una hipotética comprobación adicional para grado II.

9. La correspondencia entre los grados de alteración ISRM y los de la norma UNE-EN ISO 14689-1 se encuentra en el anexo nacional a dicha norma. Los grados de la mencionada norma europea resultan inferiores en una unidad a los expresados por la ISRM en forma de números romanos.

En la Tabla 61 se presentan los resultados de los cálculos realizados. Los valores de cálculo de la fuerza vertical  $V_d$  transmitida por la zapata al terreno en las diferentes combinaciones de cargas (que incluye el efecto de la subpresión) son menores que la resistencia al hundimiento, por lo que la zapata queda comprobada aún en el caso, que creemos poco realista, de considerar roca grado III.

La comprobación por el método de ROM 0.5-05 se cumple con cierta holgura, aunque menor que la que se obtiene con el procedimiento del anejo G de UNE-EN 1997-1.

Tabla 61 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de hundimiento según el método de ROM 0.5-05

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$B$ [m]	3,0					
$L$ [m]	3,0					
$V_d$ [kN]	5555	11899	9405	9564	9523	9755
$H_{xd}$ [kN]	63,9	17,9	93,1	639,1	639,1	22,1
$M_{yd}$ [kNm]	255,1	142,6	375,0	2675,3	2675,3	84,5
$e_{xd} = e_{Bd}$ [m]	$e_{xd} = \frac{M_{yd}}{V_d}$					
	0,046	0,012	0,040	0,280	0,281	0,009
$H_{yd}$ [kN]	116,2	728,7	781,9	209,8	209,8	197,4
$M_{xd}$ [kNm]	1815,3	1692,9	1733,6	997,0	997,0	3319,4
$e_{yd} = e_{Ld}$ [m]	$e_{yd} = \frac{M_{xd}}{V_d}$					
	0,327	0,142	0,184	0,104	0,105	0,340
$B'$ [m]	$B' = L - 2e_{yd}$					
	2,35	2,72	2,63	2,44	2,44	2,32
$L'$ [m]	$L' = B - 2e_{xd}$					
	2,91	2,98	2,92	2,79	2,79	2,98
$A'$ [m <sup>2</sup> ]	6,82	8,08	7,68	6,81	6,80	6,92
$f_D$	$f_D = 2\sqrt{\frac{d_s}{B'}} \leq 1,0$					
	1,00	0,94	0,96	0,99	0,99	1,00
$\delta_d$ (°)	$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) = \arctan\left(\frac{\sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}}{V_d}\right)$					
	1,37	3,51	4,79	4,02	4,04	1,17



	Combinación (continuación)					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$f_{\delta}$	$f_{\delta} = (1,1 - \tan \delta)^3 \leq 1,0$					
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$p_{vh}$ [kPa]	$p_{vh} = 3 \sqrt{p_r q_u f_D f_A f_{\delta}} < 15000$ [kPa]					
ISRM Grado I	9487	8919	9060	9408	9412	9487
ISRM Grado III	4743	4459	4530	4704	4706	4743
$R_d$ [kN]	$R_d = p_{vh} B' L' / \gamma_{Rv}$					
ISRM Grado I	34989	38960	37633	34645	34617	35479
ISRM Grado III	17495	19479	18816	17323	17309	17739
	$R_d / V_d \geq 1$					
ISRM Grado I	<b>6,30</b>	<b>3,27</b>	<b>4,00</b>	<b>3,62</b>	<b>3,64</b>	<b>3,64</b>
ISRM Grado III	<b>3,15</b>	<b>1,64</b>	<b>2,00</b>	<b>1,81</b>	<b>1,82</b>	<b>1,82</b>

#### 5.4.4 Excentricidad de la resultante

Como se indica en el apartado 4.1.7 de la GCS se deben tomar precauciones especiales en aquellos casos en los que la excentricidad de la carga sea superior a la tercera parte de la dimensión de la cimentación.

En la Tabla 62 se muestra el cálculo de las excentricidades. Se observa que en ningún caso se supera el mencionado umbral del 33%. No resulta, por tanto, necesario adoptar medidas especiales.

Tabla 62 Comprobación de la excentricidad de la resultante

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$e_{xd}$ [m]	0,046	0,012	0,040	0,280	0,281	0,009
$e_{xd} / B$ [%]	2%	0%	1%	9%	9%	0%
$e_{yd}$ [m]	0,327	0,142	0,184	0,104	0,105	0,340
$e_{yd} / L$ [%]	11%	5%	6%	3%	4%	11%

#### 5.4.5 Deslizamiento (ELU-GEO)

La seguridad al deslizamiento se verifica mediante la expresión (48) de la GCS.

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

Por las razones que se indican en la GCS no se considera el empuje pasivo movilizado en el plano vertical que pasa por el borde de la zapata, por lo que  $R_{p,d} = 0$ .

Para la verificación de la resistencia al deslizamiento en roca sana se aplica la expresión (51) de la GCS, con un valor  $\tan \delta_k = 0,70$  de acuerdo con la tabla 11 de la GCS.

La comprobación frente al ELU-GEO de deslizamiento se resume en la Tabla 63, donde se observa que este estado límite se cumple holgadamente.

Tabla 63 Verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de deslizamiento

	Combinación					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$H_d$ [kN]	$H_d = \sqrt{H_{xd}^2 + H_{yd}^2}$					
	132.63	728.87	787.45	672.67	672.67	198.63
$R_d$ [kN]	$R_d = \frac{V_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}}$					
	3535	7572	5985	6086	6060	6208
$R_d / H_d \geq 1$	<b>26,65</b>	<b>10,39</b>	<b>7,60</b>	<b>9,05</b>	<b>9,01</b>	<b>31,25</b>



# 6

## DETERMINACIÓN DE ASIENTOS DIFERENCIALES A INTRODUCIR EN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL

### 6.1 Planteamiento

#### 6.1.1 Consideraciones generales

Se van a calcular los valores de los movimientos absolutos y diferenciales en las pilas y estribos del paso superior analizado en el Ejemplo 5.

Se considera que los posibles giros de las cimentaciones son pequeños y que no afectan al tablero, por lo que únicamente se van a calcular los desplazamientos verticales (asientos).

Se establecerán los valores límite de los asientos, tanto absolutos como diferenciales, se calcularán los asientos en apoyos según distintos métodos y se determinarán los asientos diferenciales a introducir en los cálculos de la estructura, comprobándose que no se superan los valores límite establecidos.

#### 6.1.2 Descripción de las cimentaciones proyectadas

Se han proyectado cimentaciones mediante zapatas tanto para los estribos como para las pilas.

Los estribos se han proyectado como durmientes apoyados en la coronación del desmonte, con la geometría de los del Ejemplo 1 (Figura 3), cuyas dimensiones en planta son  $B = 2,3$  m en la dirección principal de la estructura,  $L = 12,0$  m coincidente con la anchura del tablero.

Las pilas se cimentan con zapatas rectangulares o cuadradas de dimensiones:

Pila P-1:  $B = 4,00$  m;  $L = 6,00$  m;  $D = 1,25$  m;  $d = 2,25$  m

Pilas P-2 y P-3:  $B = L = 3,00$  m;  $D = 1,00$  m;  $d = 2,00$  m

Las cotas relativas de los correspondientes planos de cimentación son las siguientes:

Estribos E-1 y E-2:  $z = 0,25$  m

Pila P-1:  $z = 7,05$  m

Pilas P-2 y P-3:  $z = 6,80$  m

### 6.1.3 Descripción del terreno

Se ha realizado un sondeo en cada apoyo, que ha permitido definir el terreno existente bajo ellos y diferentes perfiles sísmicos de refracción con los que ha sido posible ampliar el conocimiento del terreno entre sondeos y, en particular, situar con suficiente precisión la posición de la discontinuidad que presenta el sustrato rocoso entre las pilas P-1 y P-2 (ver Figura 20).

Por mayor simplicidad se ha considerado suficiente con diferenciar dos unidades geotécnicas, una de suelo y otra de roca, de las que se han determinado los siguientes parámetros elásticos:

- Unidad geotécnica 1: Arcillas de plasticidad media, algo arenosas

$$E' = 30 \text{ MN/m}^2; \nu' = 0,3$$

El peso específico aparente de esta unidad geotécnica por encima del nivel freático es  $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$  y el peso específico saturado  $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$

- Unidad geotécnica 2: Areniscas y margas, en estratos alternantes de espesor métrico, más potentes los de arenisca. Tanto las areniscas como las margas presentan aspecto masivo y resistencia a compresión relativamente baja. Los niveles de areniscas presentan una permeabilidad relativamente elevada.

$$E = 900 \text{ MN/m}^2; \nu = 0,25$$

El peso específico saturado de esta unidad geotécnica es  $\gamma_{sat} = 25 \text{ kN/m}^3$

De acuerdo con la información disponible, por debajo del fondo del sondeo que ha alcanzado mayor profundidad, persiste una secuencia litológica similar, con intercalaciones de las mismas rocas blandas, areniscas y margas, durante al menos 50 m más.

### 6.1.4 Esfuerzos en el plano de cimentación

Las cargas que se considerarán para el cálculo de asientos son las correspondientes a la combinación casi-permanente del ELS, con coeficientes parciales iguales a la unidad.

De la Tabla 64 a la Tabla 67 se muestran los esfuerzos transmitidos a los estribos y a cada una de las pilas. Se incluyen cuatro columnas por tabla con los axiles, cortante de eje local  $z$ , momentos  $M_{y,p}$  de eje local  $y$ , y momento  $M_y$ , que se transmite a la cimentación, que se obtiene añadiendo al momento  $M_{y,p}$  el producto del cortante  $V_z$  por el canto de la cimentación.

No se incluyen cortantes de eje local  $y$  ni momentos de eje local  $z$  debido a que son nulos para todas las hipótesis que intervienen en la combinación casi-permanente. En las dos últimas filas de las tablas se han incluido, con signo positivo, el peso propio de la zapata y el peso de las tierras que gravitan sobre la misma.

Tabla 64 Esfuerzos transmitidos a la cimentación en estribos (\*)

ELS – Asientos		E-1 / E-2			
Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
1	Peso propio ( $G$ )	-1305	-4	0	-5
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	478	26	0	39
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	406	22	0	33
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-710	-1	0	-1
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-887	-1	0	-1
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	-2	-15	0	-23
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	-6	-57	0	-86
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	-221	-2	0	-3
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	118	1	0	2
21	Retracción efectiva (**) ( $G$ )	2	19	0	29
	Peso propio cimentación - $PP_{cim}$ ( $G$ )	1035	0	0	0
	Peso propio tierras - $PP_t$ ( $G$ )	0	0	0	0

(\*) En el estribo E-2, el signo del cortante  $V_z$  y el momento  $M_y$  serán opuestos del indicado en la tabla.

(\*\*) La retracción efectiva tiene en cuenta la relajación de los esfuerzos por acción de la fluencia.

Tabla 65 Esfuerzos transmitidos a la cimentación de la pila P-1

ELS – Asientos		P-1			
Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
1	Peso propio ( $G$ )	-4770	-15	-36	-55
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	478	35	248	291
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	406	29	210	247
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-710	-2	-6	-9
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-887	-3	-7	-11
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	-2	-110	-399	-537
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	-6	-416	-1507	-2027
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	-221	40	93	143
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	118	-21	-50	-76
21	Retracción efectiva (*) ( $G$ )	2	138	501	674
	Peso propio cimentación - $PP_{cim}$ ( $G$ )	750	0	0	0
	Peso propio tierras - $PP_t$ ( $G$ )	432	0	0	0

(\*) La retracción efectiva tiene en cuenta la relajación de los esfuerzos por acción de la fluencia.

Tabla 66 Esfuerzos transmitidos a la cimentación de la pila P-2

ELS – Asientos		P-2			
Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
1	Peso propio ( $G$ )	-4812	0	0	0
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	-274	0	0	0
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	-233	0	0	0
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-717	0	0	0
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-896	0	0	0
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	23	0	0	0
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	85	0	0	0
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	75	0	0	0
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	-40	0	0	0
21	Retracción efectiva (*) ( $G$ )	-28	0	0	0
	Peso propio cimentación - $PP_{cim}$ ( $G$ )	225	0	0	0
	Peso propio tierras - $PP_t$ ( $G$ )	162	0	0	0

(\*) La retracción efectiva tiene en cuenta la relajación de los esfuerzos por acción de la fluencia.

Tabla 67 Esfuerzos transmitidos a la cimentación de la pila P-3

ELS – Asientos		P-3			
Nº Hip	Hipótesis	$N$ [kN]	$V_z$ [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
1	Peso propio ( $G$ )	-4770	15	36	51
2a	Pretensado a $t=0$ ( $P_{t=0}$ )	478	-35	-248	-282
2b	Pretensado a $t=\infty$ ( $P_{t=\infty}$ )	406	-29	-210	-240
3a	Carga muerta nominal ( $G$ )	-710	2	6	8
3b	Carga muerta con $\Delta 50\%$ pavimento ( $G$ )	-887	3	7	10
19a	Temperatura uniforme contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) ( $Q$ )	-2	110	399	509
19b	Temperatura uniforme expansión ( $\Delta T_{N,exp}$ ) ( $Q$ )	-6	416	1507	1923
20a	Gradiente positivo ( $\Delta T_{M,heat}$ ) ( $Q$ )	-221	-40	-93	-133
20b	Gradiente negativo ( $\Delta T_{M,cool}$ ) ( $Q$ )	118	21	50	71
21	Retracción efectiva (*) ( $G$ )	2	-138	-501	-639
	Peso propio cimentación - $PP_{cim}$ ( $G$ )	225	0	0	0
	Peso propio tierras - $PP_t$ ( $G$ )	162	0	0	0

(\*) La retracción efectiva tiene en cuenta la relajación de los esfuerzos por acción de la fluencia.

A partir de estos esfuerzos se obtiene un número elevado de combinaciones de hipótesis. A efectos de la estimación de los asentos, dado que las pilas P-2 y P-3 se cimentan sobre roca y sus asentos deberían ser pequeños, la condición más desfavorable corresponde a la combinación que maximice el asiento en la pila P-1, que se comprueba que es la siguiente:

$$1,0 \text{ [Hip.1]} + 0,9 \text{ [Hip.2b]} + 1,0 \text{ [Hip.3b]} + 0,35 \text{ [Hip.19b]} + 1,0 \text{ [Hip.20a]}$$

En esta combinación se considera el pretensado como acción favorable ( $\gamma_p = 0,9$ ), el valor característico del gradiente térmico positivo y el 35% de la componente uniforme de temperatura en dilatación, además del peso propio y el valor superior de la carga muerta. Esta combinación da lugar al máximo axil.

Además, como se indica más adelante, con los momentos concomitantes no se produce despegue de la zapata. Se ha podido comprobar que esta última condición se cumple para todas las combinaciones correspondientes a la situación casi-permanente en la cimentación de la pila P-1.

En la Tabla 68 se recogen la fuerza vertical  $V$  y el momento  $M_y$  que los apoyos transmiten al terreno para la combinación anterior. Como ya se ha indicado anteriormente, el momento  $M_z$  es, en este caso, nulo. Para aclarar el cálculo correspondiente a continuación se justifica cómo se obtienen los esfuerzos en las pilas P-1, P-2 y P-3, a partir de la combinación de acciones referida anteriormente, a la que se añaden los esfuerzos debidos al peso propio de la cimentación y de las tierras que gravitan sobre ella.



Para la pila P-1, la carga vertical y el momento  $M_y$  se obtienen como sigue, a partir de los valores de la Tabla 65:

$$V = 4770 - 0,9 \cdot 406 + 887 + 0,35 \cdot 6 + 221 + 750 + 432 = 6697 \text{ kN}$$

$$M_y = -55 + 0,9 \cdot 247 - 11 - 0,35 \cdot 2027 + 143 = -410 \text{ kNm}$$

En la pila P-2, solo es distinta de cero la carga vertical, que se obtiene como sigue, a partir de los valores de la Tabla 66:

$$V = 4812 + 0,9 \cdot 233 + 896 - 0,35 \cdot 85 - 75 + 225 + 162 = 6201 \text{ kN}$$

$$M_y = 0 \text{ kNm}$$

Finalmente, para la pila P-3, la carga vertical y el momento  $M_y$  se obtienen como sigue, a partir de los valores de la Tabla 67:

$$V = 4770 - 0,9 \cdot 406 + 887 + 0,35 \cdot 6 + 221 + 225 + 162 = 5902 \text{ kN}$$

$$M_y = 51 - 0,9 \cdot 240 + 10 + 0,35 \cdot 1923 - 133 = 385 \text{ kNm}$$

Tabla 68 Esfuerzos transmitidos a las cimentaciones de la estructura para la combinación de acciones determinante para el cálculo de asientos

	E-1	P-1	P-2	P-3	E-2
$V$ [kN]	3085	6697	6201	5902	3085
$M_y$ [kNm]	-10	-410	0	385	10

## 6.2 Valores límite de los asientos

Los valores límite para los asientos recomendados en el apartado 5.2.6 de la GCS, son:

- Asiento absoluto: 50 mm
- Asiento diferencial:  $L/500$

Si bien, de acuerdo con lo indicado en el apartado 5.1, se ha considerado conveniente establecer una limitación adicional por consideraciones estructurales en el valor admisible del asiento absoluto para las pilas  $s = 45$  mm.

## 6.3 Cálculo de los asientos

### 6.3.1 Presiones sobre el terreno y dimensiones de la superficie de apoyo

De acuerdo con el apartado 5.2.3 de la GCS, si para las solicitaciones consideradas no se produce pérdida de contacto entre zapata y terreno, las dimensiones de la cimentación a consi-

derar serán las nominales, lo que se verifica si se cumplen las limitaciones de la tabla 12 de la GCS que, para el caso de zapatas rectangulares, resulta:

$$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$$

Para la verificación del ELS de asientos con la combinación casi-permanente la condición anterior se cumple holgadamente, tal y como puede deducirse de la Tabla 69, en la que se indica también la presión media transmitida al terreno. Para este cálculo es necesario considerar el efecto de la subpresión  $U_b$  que se produce en las cimentaciones de las tres pilas.

Tabla 69 **Combinación casi-permanente. Presiones transmitidas al terreno**

	E-1	P-1	P-2	P-3	E-2
$V$ [kN]	3085	6697	6201	5902	3085
$U_b$ [kN]	0	-252	-72	-72	0
$V'$ [kN]	3085	6445	6129	5830	3085
$M_y$ [kNm]	-10	-410	0	385	10
$e_y$ [mm]	3	64	0	66	3
$B$ [m]	2,30	4,00	3,00	3,00	2,30
$e_y/B$ [%]	0,15	1,59	0,00	2,21	0,15
$L$ [m]	12,00	6,00	3,00	3,00	12,00
$p$ [kPa]	112	269	681	648	112

Dado que la hipótesis considerada da lugar a la máxima carga vertical pero no a la máxima excentricidad y un levantamiento podría dar lugar a una presión mayor con una carga vertical menor, también se ha trabajado con la combinación que da lugar a la máxima excentricidad en la cimentación de la pila P-1, que resulta ser la siguiente:

$$1,0 \text{ [Hip.1]} + 0,9 \text{ [Hip.2b]} + 1,0 \text{ [Hip.3b]} + 1,0 \text{ [Hip.19b]} + 0,75 \text{ [Hip.20b]} - 1 \text{ [Hip.}U_b\text{]}$$

donde se incluye la subpresión que, en este caso, es una acción desfavorable, pero del mismo origen que el peso propio, por lo que se aplica su mismo factor de ponderación (*single source principle*).

Para esta combinación los esfuerzos y la excentricidad son los siguientes:

$$V = 4770 - 0,9 \cdot 406 + 887 + 6 - 0,75 \cdot 118 + 750 + 432 - 6 \cdot 4 \cdot 10 (7,05 - 6) = 6139 \text{ kN}$$

$$M_y = -55 + 0,9 \cdot 247 - 11 - 2027 - 0,75 \cdot 76 = 1928 \text{ kNm}$$

$$e_y = \frac{1928}{6139} = 0,314 \text{ m}$$

$$e_y / B = 0,0785$$

Con los valores obtenidos para la excentricidad relativa se comprueba el cumplimiento de la inecuación incluida al principio de este epígrafe, por lo que no se produce levantamiento de la zapata y pueden considerarse sus dimensiones nominales.

Dado que, en las dos combinaciones de acciones verificadas se deben considerar las dimensiones nominales, la hipótesis que da lugar a la máxima carga vertical resulta ser la que condiciona.

### 6.3.2 Procedimiento de cálculo

Se van a calcular los asientos mediante el modelo elástico del apartado 5.2.8 de la GCS. Entre las diferentes posibilidades que se ofrecen se va a utilizar la de Steinbrenner que se encuentra en el apartado 5.2.8.3, puesto que algunas de las formulaciones simplificadas que se incluyen tienen limitada su aplicación a determinadas configuraciones geométricas de la zapata o del terreno.

Se van a realizar las siguientes consideraciones:

- La carga que da lugar a asientos es la neta, es decir el incremento de carga aplicado en el plano de cimentación, desde la situación previa a la realización de la obra hasta su conclusión (diferencia en el estado tensional del terreno, a la profundidad del plano de cimentación, entre la situación previa a la ejecución de la obra y las presiones transmitidas por la zapata una vez concluida la estructura).

La tensión inicial del terreno en el plano de cada cimentación es:

$$\sigma'_{v0} = \gamma d_w + \gamma_{sum} (d - d_w)$$

$$\gamma_{sum,UG-1} = \gamma_{sat} - \gamma_w = 21-10 = 11 \text{ kN/m}^3 \quad \text{arcillas}$$

$$\gamma_{sum,UG-2} = \gamma_{sat} - \gamma_w = 25-10 = 15 \text{ kN/m}^3 \quad \text{areniscas}$$

con lo que resulta:

$$\text{Pila P1: } \sigma'_{v0} = 20,5 \cdot 1,20 + 11 \cdot 1,05 = 36,15 \text{ kPa}$$

$$\text{Pilas P2 y P3: } \sigma'_{v0} = 20,5 \cdot 1,20 + 15 \cdot 0,80 = 36,60 \text{ kPa}$$

- En los estribos se va a despreciar el efecto que, sobre el asiento, pueda tener la proximidad al talud.
- En las pilas se va a despreciar la reducción de deformabilidad debida al empotramiento de las zapatas en el terreno.
- En los estribos y en la pila P-1 se va a considerar que el espesor de terreno compresible es el de la UG 1, prescindiéndose de la deformación en la UG 2, puesto que es mucho menos deformable y está suficientemente alejada del plano de cimentación.
- En las pilas P-2 y P-3 se va a considerar que el terreno compresible es la UG 2 y que su espesor es infinito, lo que se establece por comparación con las dimensiones de la zapata.
- La rigidez relativa cimiento-terreno se comprueba conforme al criterio del apartado 5.2.8.2 de la GCS.

En la Tabla 70 se observa que la condición  $K_F > 10$  se cumple holgadamente en todos los apoyos, por lo que todas las zapatas son rígidas en relación con el terreno, y de acuerdo con lo indicado en el apartado 5.2.8.3 de la GCS, el valor del asiento calculado con el método de Steinbrenner en el centro de la zapata (que corresponde a carga flexible) debe multiplicarse por 0,8.

Tabla 70 Rigidez relativa cemento-terreno en las cimentaciones

	E-1	P-1	P-2	P-3	E-2
$B$ [m]	2,3	4	3	3	2,3
$L$ [m]	12	6	3	3	12
$D$ [m]	1,5	1,25	1,0	1,0	1,5
$E'$ [MPa]	30	30	900	900	30
$\nu'$	0,3	0,3	0,25	0,25	0,3
$\nu$ (vuelo) [m]	4,25	2,5	1,0	1,0	4,25
$K_F$	48	138	37	37	48
<b>Carácter de la cimentación</b>	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida

- En los estribos y en la pila P-1, donde el terreno deformable es un suelo, el asiento elástico calculado con las expresiones (69), (75) y (76) de la GCS corresponde a la suma del asiento inmediato  $s_0$  y el de consolidación primaria  $s_1$ . El asiento de consolidación secundaria  $s_2$  se debe evaluar independientemente, si bien de acuerdo con el apartado 5.2.8.3, se puede estimar en aproximadamente un 20% de la suma  $s_0 + s_1$ .

En las pilas P-2 y P-3, donde el terreno deformable es roca, el asiento elástico calculado con las expresiones (69), (75) y (76) de la GCS se considera el valor total del asiento, puesto que no procede el concepto de consolidación secundaria.

El asiento a la profundidad  $z$  bajo el centro de una carga rectangular flexible, se calcula mediante la formulación de Steinbrenner, expresión (69) de la GCS:

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

donde:

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

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

siendo:

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

Y el asiento debido a una capa deformable de espesor  $h$  que se desarrolla desde la profundidad de cimentación  $d$  hasta la profundidad  $d + h$  y que apoya sobre una capa que, a efectos prácticos puede considerarse indeformable, se calcula mediante la expresión:

$$s(0, h) = s(0) - s(h)$$

Además de utilizar la formulación elástica de Steinbrenner en las cinco zapatas, en dos de ellas se va a seguir otra más, para tratar de comparar resultados. En concreto en la zapata de la pila P-2, cimentada sobre roca, se va a emplear además la formulación simplificada del apartado 5.2.8.5 de la GCS para terreno asimilable al semiespacio de Boussinesq y en la pila P-1, apoyada en arcillas sobre roca, la del apartado 5.2.8.6, de Mayne y Poulos, aplicable a terreno compresible sobre un horizonte indeformable.

Se hace la aclaración de que para el cálculo de los asientos diferenciales entre pilas deben emplearse los valores obtenidos mediante la misma formulación (Steinbrenner en este caso). No sería adecuado emplear formulaciones distintas en apoyos diferentes para evaluar asientos diferenciales entre ellos.

### 6.3.3 Cálculo de asientos por el procedimiento de Steinbrenner

En la Tabla 71 se muestra el cálculo del asiento mediante el procedimiento de Steinbrenner para las cinco cimentaciones, a partir de las presiones de la Tabla 69.

Tabla 71 Cálculo de asientos por el procedimiento de Steinbrenner

	E-1	P-1	P-2	P-3	E-2
$p$ [kPa]	112	269	681	648	112
$E$ [MPa]	30	30	900	900	30
$\nu$	0,3	0,3	0,25	0,25	0,3
$B$ [m]	2,30	4,00	3,00	3,00	2,30
$L$ [m]	12,00	6,00	3,00	3,00	12,00
$h$ [m]	17,00	9,95	$\infty$	$\infty$	6,00
$n$	5,217	1,500	1,000	1,000	5,217
$m(0)$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$m(h)$	14,783	4,975	$\infty$	$\infty$	5,217
$\phi_1(0)$	2,132	1,358	1,122	1,122	2,132
$\phi_1(h)$	0,432	0,368	0,000	0,000	1,002
$\phi_2(0)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\phi_2(h)$	0,106	0,090	0,000	0,000	0,222
$s(0)$ [mm]	16,6	44,2	2,4	2,3	16,6
$s(h)$ [mm]	2,9	10,3	0,0	0,0	6,8
$(s_0 + s_1)_{flex}$ [mm]	13,7	33,9	2,4	2,3	9,8
$(s_0 + s_1)_{rig}$ [mm]	11,0	27,1	1,9	1,8	7,8
$s_2$ [mm]	2,2	5,4	-	-	1,6
$s_0 + s_1 + s_2$ [mm]	<b>13,2</b>	<b>32,6</b>	<b>1,9</b>	<b>1,8</b>	<b>9,4</b>

### 6.3.4 Cálculo de asiento de pila P-2 por el procedimiento simplificado para terreno asimilable al semiespacio de Boussinesq

Dado que en el apartado 6.3.2 se ha considerado la roca de la UG 2 como un macizo elástico de profundidad infinita, que resultaría asimilable al semiespacio de Boussinesq, se va a calcular también el asiento de la pila P-2 mediante la expresión (75) del apartado 5.2.8.5 de la GCS:

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

Para  $p$ ,  $B$ ,  $E$ ,  $\nu$ , se utilizan los valores correspondientes de la Tabla 71, mientras que  $c_f$  se toma de la tabla 16 de la GCS para zapata rígida cuadrada, donde se obtiene  $c_f = 0,88$ .

El asiento resulta:

$$s[\text{mm}] = \frac{681 \text{ kPa} \cdot 3,0 \text{ m}}{900 \text{ MPa}} 0,88 (1 - 0,25^2) = 1,87 \text{ mm}$$

Este valor resulta muy similar al obtenido mediante la formulación de Steinbrenner (Tabla 71).

### 6.3.5 Cálculo de Asiento de pila P-1 por el procedimiento simplificado de Mayne y Poulos

En la pila P-1, al ser  $L/B < 3$ , se puede utilizar el procedimiento simplificado de Mayne y Poulos que se incluye en el apartado 5.2.8.6 de la GCS, válido para terreno compresible (suelos de la UG 1) sobre un horizonte indeformable (roca de la UG 2), sustituyendo la zapata rectangular por una circular que ocupe la misma área del rectángulo, es decir que tenga un diámetro  $B_{eq}$ :

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4B \cdot L}{\pi}} = 5,53 \text{ m}$$

El asiento elástico se calcula con la expresión (76) de la GCS:

$$s = \frac{p B_{eq}}{E} I_G I_F I_E (1 - \nu^2)$$

Los valores de  $p$ ,  $E$ ,  $\nu$ ,  $h$ , se toman de la Tabla 71 para la pila P-1, mientras que el resto de factores se obtienen de la Figura 30 de la GCS.

- El coeficiente  $I_G$  depende del espesor del estrato compresible y del crecimiento del módulo de elasticidad del terreno con la profundidad.

La línea  $h/B$  está definida por la relación:

$h/B_{eq} = (17,00 - 4,80 - 2,25)/5,53 = 1,8$  que no aparece como tal en el gráfico, si bien debe obtenerse por interpolación entre los valores 1 y 2.

En cuanto al valor a introducir en el eje de abscisas, el módulo de elasticidad del terreno compresible es constante, por lo resulta  $k_E = 0$ , de donde  $E_0/(k_E B) = \infty$  y en consecuencia debe leerse en la vertical derecha del gráfico.

$$I_G = 0,78$$

- El coeficiente  $I_F$  depende de la relación de rigideces entre la zapata y el terreno compresible, obteniéndose para una zapata rígida:

$$I_F = \pi/4$$

- El coeficiente  $I_E$  depende de la profundidad de empotramiento relativa de la zapata y del coeficiente de Poisson del terreno compresible. En este caso concreto se va a tener en cuenta este efecto pese a la consideración general efectuada en el apartado 6.3.2.

Para  $d/Beq = 2,25/5,53 = 0,41$ ,  $\nu = 0,3$ , se obtiene:

$$I_E = 0,95$$

El asiento resulta:

$$s_0 + s_1 = \frac{269 \text{ kPa} \cdot 5,53 \text{ m}}{30 \text{ MPa}} \cdot 0,78 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,95 (1 - 0,3^2) = 26,2 \text{ mm}$$

$$s_2 = 0,2 \cdot 26,3 = 5,2 \text{ mm}$$

$$s_0 + s_1 + s_2 = 26,2 + 5,2 = 31,4 \text{ mm}$$

Este valor resulta muy similar al obtenido mediante la formulación de Steinbrenner (Tabla 71).

## 6.4 Evaluación de los asientos diferenciales

Tal y como se ha referido en el apartado 6.3.2, para el cálculo de los asientos diferenciales entre pilas deben emplearse los valores obtenidos mediante la misma formulación. No sería adecuado emplear formulaciones distintas en apoyos diferentes para evaluar asientos diferenciales entre ellos.

Para evaluar los asientos diferenciales se van a adoptar los resultados obtenidos a través de la formulación de Steinbrenner, dado que:

- Es la que se ha utilizado en las cinco zapatas (ver Tabla 71).
- Las comprobaciones realizadas mediante métodos alternativos han arrojado resultados muy similares (comparación de resultados entre el apartado 6.3.3 frente al 6.3.4 y al 6.3.5).

En caso de que algún valor se encuentre próximo a los límites impuestos al problema, se volvería sobre este aspecto.

El máximo asiento obtenido para la pila P-1,  $s = 32,6$  mm, es inferior al límite absoluto establecido en el apartado 5.2.6 de la GCS  $s = 50$  mm, y al fijado por consideraciones de la propia estructura, que en este caso es ligeramente más restrictivo  $s = 45$  mm.

En cuanto a los asientos diferenciales  $\delta_s$ , se obtiene un asiento diferencial teórico máximo  $\delta_s = 32,6 - 1,9 = 30,7$  mm entre las pilas P-1 y P-2, en una longitud de 25 m, que cumple la limitación del apartado 5.2.6 de la GCS que resulta, en este caso,  $\delta_s \leq L / 500 = 25000 / 500 = 50$  mm.

No obstante las dos verificaciones anteriores (asientos absoluto y diferencial), para la comprobación de asientos debe tenerse en cuenta la incertidumbre en la estimación del asiento  $\Delta S_{Ed,i}$  que, de acuerdo con el apartado 5.2.1 de la GCS, puede estar comprendida, a falta de mejor información, entre un 25% y un 50% del valor del asiento.

Si se adopta un valor de la incertidumbre del 25% se tiene:

$$d_{P-1,P-2} = 1,25 s_{Ed,P-1} - 0,75 s_{Ed,P-2} = 1,25 \cdot 32,6 - 0,75 \cdot 1,9 = 39,3 \text{ mm} \leq \frac{L}{500} = \frac{25000}{500} = 50 \text{ mm}$$

Si se adopta un valor de la incertidumbre del 50% se tiene:

$$d_{P-1,P-2} = 1,5 s_{Ed,P-1} - 0,5 s_{Ed,P-2} = 1,5 \cdot 32,6 - 0,5 \cdot 1,9 = 47,9 \text{ mm} \leq \frac{L}{500} = \frac{25000}{500} = 50 \text{ mm}$$

En ambos casos se cumplen las limitaciones relativas al asiento diferencial (máximo) establecidas en el apartado 5.2.6 de la GCS.

Finalmente, ha de tenerse en cuenta que, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.2.7 de la GCS, aunque los asientos estimados resultasen uniformes debe considerarse en el cálculo estructural un cierto valor de los asientos diferenciales (asiento diferencial mínimo), que se establece en 2,5 cm, salvo en el caso de cimientos en roca competente<sup>10</sup>, donde puede reducirse a 1,5 cm. En las diferentes estimaciones de asientos diferenciales entre las pilas P-1 y P-2, hemos obtenido valores más elevados<sup>11</sup>, por lo que esta limitación no nos afecta.

En la Figura 21 se han incluido, para la combinación crítica, los asientos y giros relativos del mismo modo que se representan en el anejo H de UNE-EN 1997-1.

Se observa que el giro relativo máximo se produce en la pila P-1 y presenta un valor  $\alpha_{max} = 2,20 \text{ mrad} = 1/456$ , que resultaría aceptable para la mayoría de las estructuras de acuerdo con los criterios que, a título informativo, se establecen en H(2) de UNE-EN 1997-1.

10. En el caso del asiento diferencial entre las pilas P-1 (cimentada en las arcillas de la UG 1) y la P-2 (cimentada en la roca de la UG 2), el valor mínimo a introducir en el cálculo estructural sería el de 25 mm. Para poder aplicar, entre dos apoyos contiguos, el caso de roca competente y establecer dicho límite en 15 mm, sería necesario que el asiento diferencial entre ellos fuese inferior a 15 mm y que ambos estuvieran cimentados en roca competente, preferiblemente de la misma UG y sin existencia de discontinuidades o irregularidades intermedias significativas.

11. El caso del asiento diferencial entre las pilas P-2 y P-3, ambas cimentadas en la misma roca competente de la UG 2 y con valores del asiento teórico evaluado por el procedimiento de Steinbrenner (Tabla 71) que presentan diferencias en el orden de la décima de milímetro, habrá de tenerse en cuenta la limitación (valor del asiento diferencial mínimo a introducir en el cálculo estructural) del apartado 5.2.7 de la GCS, con el valor 1,5 cm.



La consideración de incertidumbres  $\Delta = 25\%$  ó  $50\%$  podría dar lugar a valores problemáticos de acuerdo con los criterios anteriores. En el primer caso, el giro relativo en la pila P-1 vale  $\alpha_{max} = 3,11 \text{ mrad} = 1/321$  y en el segundo caso  $\alpha_{max} = 4,03 \text{ mrad} = 1/248$ .

Se trata por tanto de un caso que debe ser valorado más profundamente por el ingeniero geotécnico para evaluar si se trata de un valor del asiento suficientemente realista y por el ingeniero estructural para ver si la estructura puede admitir las acciones derivadas de estas diferencias de asiento. Este análisis, más profundo, podría dar lugar al redimensionamiento de la zapata o incluso a la decisión de disponer una cimentación pilotada en la pila P-1.

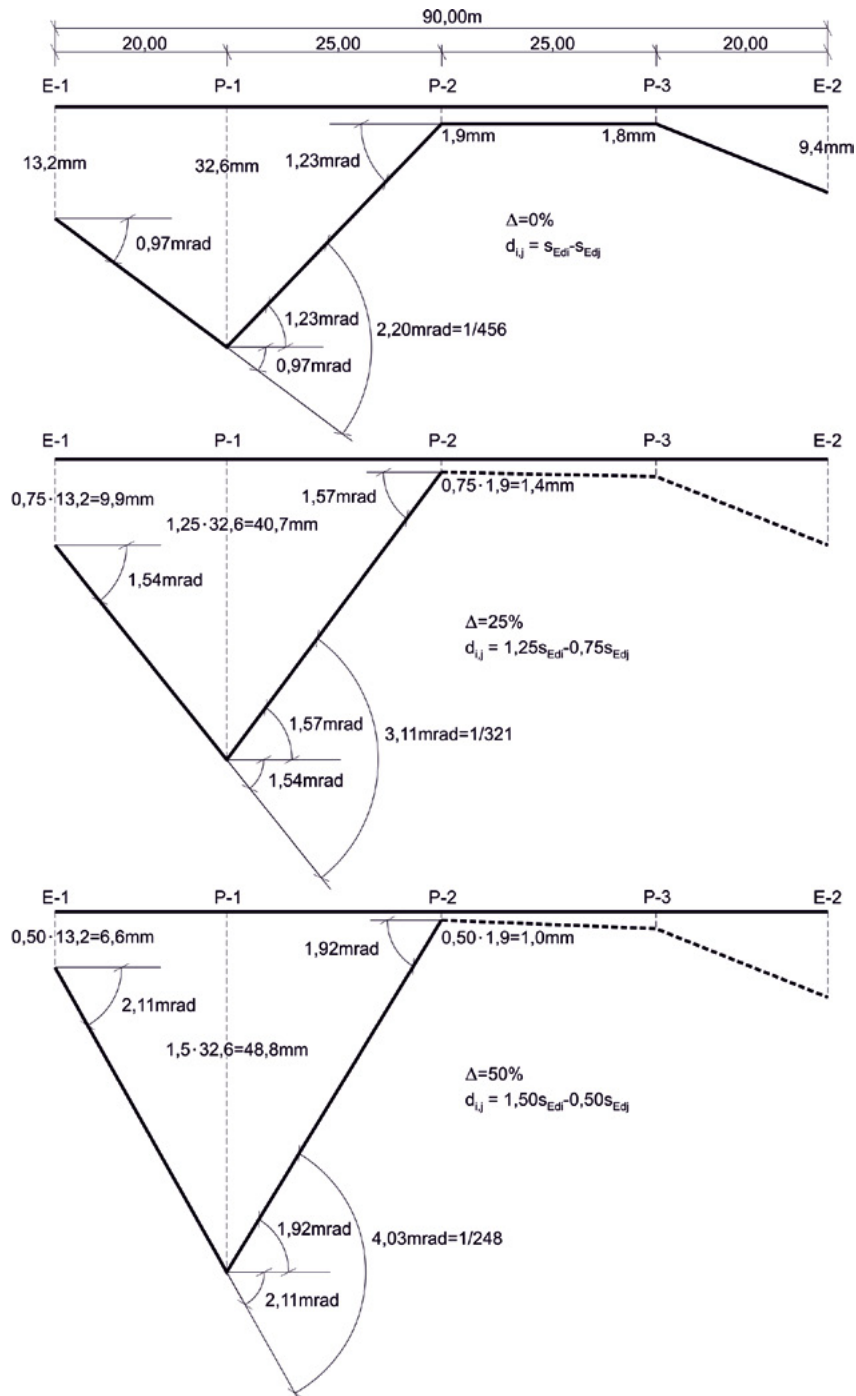
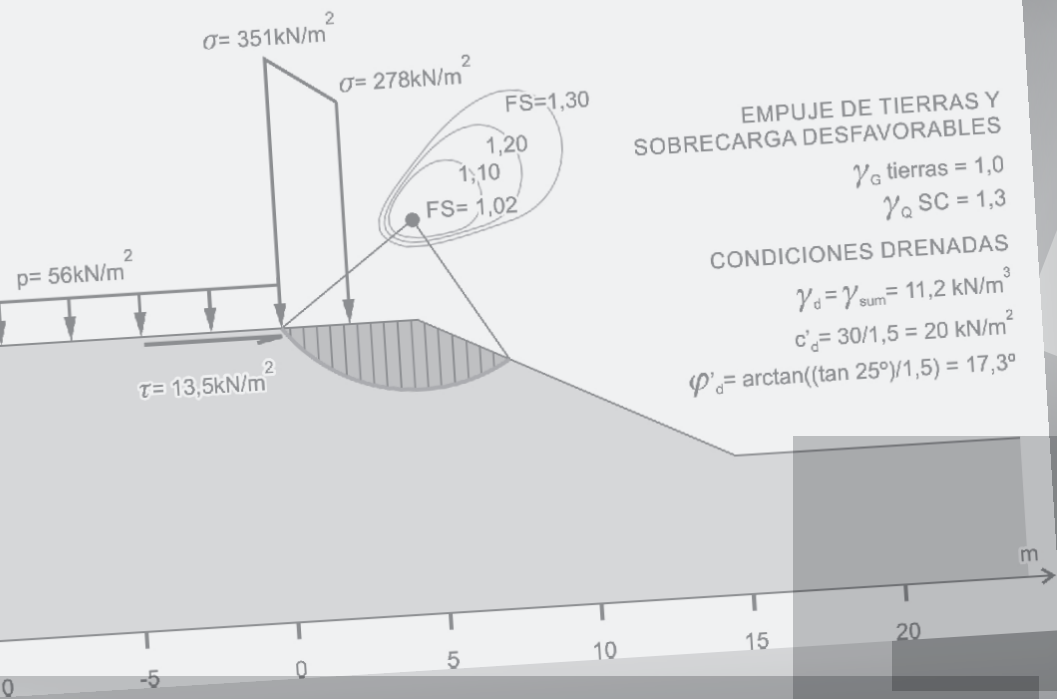


Figura 21 Asientos (procedimiento de Steinbrenner) y giros relativos para la combinación crítica, representación según anexo H de UNE-EN 1997-1



**EMPUJE DE TIERRAS Y SOBRECARGA DESFAVORABLES**

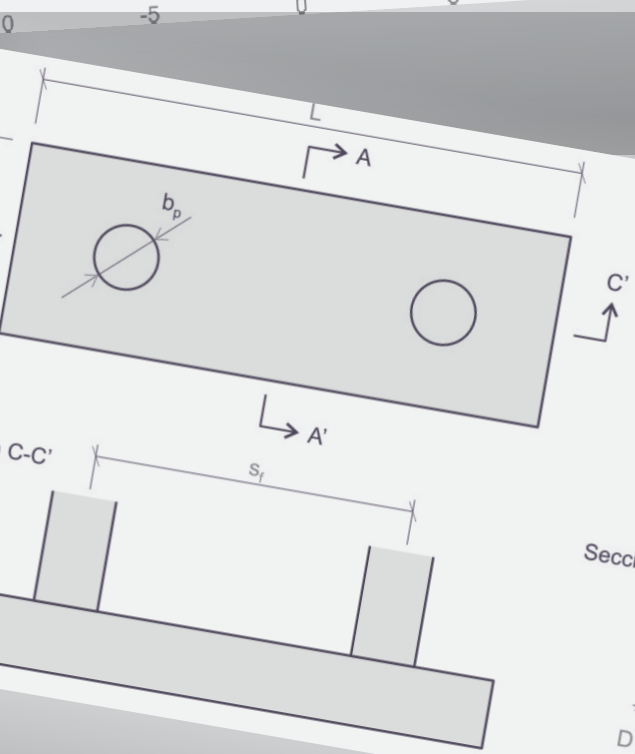
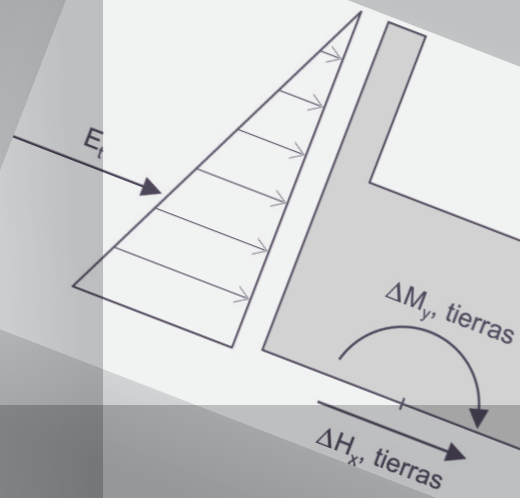
$\gamma_g \text{ tierras} = 1,0$   
 $\gamma_g \text{ SC} = 1,3$

**CONDICIONES DRENADAS**

$\gamma_d = \gamma_{sum} = 11,2 \text{ kN/m}^3$

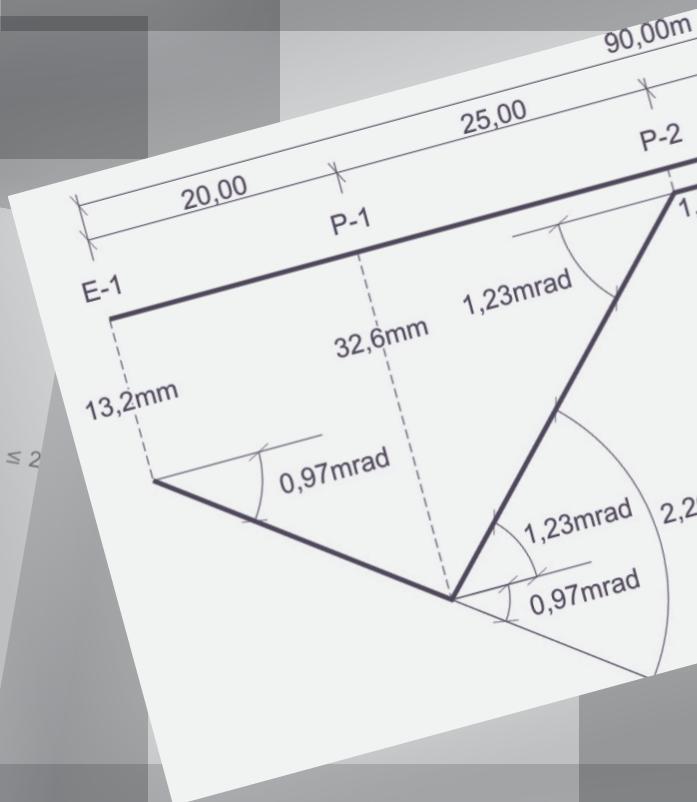
$c'_d = 30/1,5 = 20 \text{ kN/m}^2$

$\phi'_d = \arctan((\tan 25^\circ)/1,5) = 17,3^\circ$



$v/D \leq 2$   
 $(s_f - b_p)/2D \leq 2$

Sección A-A'



GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA

CENTRO DE PUBLICACIONES