



## ***ANEJO Nº3. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN***

***Redactor:***

*Antonio Davia Cerro*

---



### **ANEJO Nº3. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN**

#### **ÍNDICE**

1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO
2. DATOS DE PARTIDA
3. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO
4. ESTABILIDAD EN FASE CONSTRUCTIVA
  - 4.1. Estabilidad del tablestacado frente a empujes del terreno
  - 4.2. Estabilidad de taludes
  - 4.3. Seguridad frente al sifonamiento
  - 4.4. Seguridad frente al levantamiento de fondo
5. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS
  - 5.1. Descripción del estribo planteado
  - 5.2. Cargas aplicadas y consideraciones realizadas
  - 5.3. Comprobación de Estados Límite Últimos
    - 5.3.1. Comprobación de la seguridad frente a la estabilidad global
    - 5.3.2. Comprobación de la seguridad frente al hundimiento
    - 5.3.3. Comprobación de la seguridad frente al deslizamiento
    - 5.3.4. Comprobación de la seguridad frente al vuelco
  - 5.4. Comprobación de Estados Límite de Servicio
    - 5.4.1. Estimación de asientos inducidos
6. CONCLUSIÓN



## 1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto del presente anejo es el desarrollo de la justificación del diseño y comprobación de las subestructuras, así como de los elementos auxiliares que lo requieran, en este caso del tablestacado, que se ha utilizado como método provisional de contención de tierras en el talud de excavación próximo a la vía férrea situada más al sur.

## 2. DATOS DE PARTIDA

Los datos utilizados en el desarrollo del presente anejo han sido extraídos del Anejo Nº 2 de este proyecto, donde se recoge el *Informe geotécnico*, el cual ha sido tomado y traducido del Informe geotécnico original realizado para el concurso real.

El resto de datos necesarios para la comprobación y diseño se han obtenido de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*, el *Documento básico de seguridad estructural en cimentaciones (CTE DB SE-C)* y las curvas de Peck.

## 3. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO

A partir de la información proporcionada por el informe geotécnico se pueden extraer los datos correspondientes a pesos específicos, nivel de compacidad y coeficiente de permeabilidad. La tabla del informe que recoge esta información es:

Tabla 1: INFORMACIÓN DE LOS NIVELES APORTADA POR EL INFORME GEOTÉCNICO

Nivel	Clasificación DIN 18196	Potencia (m)	Compacidad	Pesos específicos (kN/m <sup>3</sup> )		Coeficiente de Permeabilidad (m/s)
				Aparente	Saturado	
A1	SE, OH-SU	2,10 – 3,10	Floja a media	16,0	----	$2 \cdot 10^{-4} - 9 \cdot 10^{-5}$
A2	A	0,50 – 9,30	Muy floja a media	16,0	----	$2 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-5}$
B1	OH	0,20	Floja	----	----	----
B2	SE	0,00 – 7,80	Floja a media	17,0	19,0	$6 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 10^{-4}$
B3	SE	> 18,00	Media a densa	18,0	20,0	$6 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 10^{-4}$

No obstante, para los cálculos es necesario además el ángulo de rozamiento interno de los estratos. Este dato no es aportado en el informe geotécnico y se ha calculado a partir del ensayo DPH realizado que sí que se detalla en dicho informe.

Los ángulos de rozamiento calculados corresponden a los estratos existentes en las zonas donde se van a construir los estribos, es decir, a los niveles B2 y B3. Además, se piensa disponer en el área del trasdós de los mismos un relleno de características similares al nivel A1, por lo que también se obtendrá el ángulo de rozamiento de ese material. El proceso seguido es el siguiente:

1. **Adaptación del ensayo DPH.** El valor proporcionado por el ensayo es el  $DPH_{10}$  (número de golpes necesarios para hincar la varilla cada tramo de 10 cm), mientras que el que necesitamos es el  $DPH_{30}$  (número de golpes necesarios para hincar la varilla cada tramo de 30 cm).

En el nivel B2, para la comprobación a deslizamiento, se ha tomado los tres valores de  $DPH_{10}$  más próximos a la cota de cimentación de cada estribo y se han sumado. Es necesario indicar que la cota de cimentación del estribo norte es 42,00 m sobre el nivel de mar, mientras que la cota de apoyo del estribo sur es 41,84 m. Para las comprobaciones de hundimiento y asiento, así como para la comprobación de la estabilidad del tablestacado, se ha tomado media aritmética de los tramos de 30 cm desde el techo del estrato hasta el muro del mismo.

En el nivel B3, para la comprobación de hundimiento, la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, establece en el artículo 4.5.5. que el parámetro  $\phi$  ha de representar la resistencia del terreno ubicado hasta una profundidad medida desde el plano de apoyo de la cimentación del orden de 1,5 veces el ancho de cimentación. Siguiendo esta consideración, se ha tomado la media aritmética de los tramos de 30 cm a partir de la cota de cimentación hasta llegar a 10,5 m por debajo de esta. Para la comprobación de limitación de asiento, dado que afecta a una profundidad mayor, se ha efectuado el mismo cálculo que para la comprobación a hundimiento, con la salvedad de que ahora el espesor de la zona afectada es mayor. El problema se halla en que la profundidad de los sondeos realizados en el área donde se piensa ejecutar la cimentación es menor que la profundidad de la zona afectada por el asiento. Para solventarlo, se ha supuesto que la zona de la cual no se tiene información es de carácter uniforme, con un valor del  $DPH_{30}$  igual al obtenido de la media de la zona del estrato de la que sí se tiene información. Esta decisión se encuentra del lado de la seguridad porque a medida que el terreno es más profundo el valor del  $DPH_{30}$  es cada vez mayor.

En el nivel A1 se encuentra en la superficie del terreno. Observando los sondeos realizado en ese material se comprueba que tiene un valor de  $DPH_{10}$  prácticamente constante. Para obtener el valor de  $DPH_{30}$  se ha tomado el valor más frecuente de los  $DPH_{10}$  indicados en el sondeo y se ha multiplicado por tres.



2. **Transformación del valor  $DPH_{30}$  a  $N_{SPT}$ .** Se puede tomar que la proporción entre ambos valores es aproximadamente:

$$N_{SPT} = [0,5; 0,6] \cdot DPH_{30}$$

Puesto que el valor de  $N_{SPT}$  es un número entero, se ha multiplicado el valor  $DPH_{30}$  por ambos coeficientes (0,5 y 0,6) y se ha adoptado el valor entero que queda entre los dos resultados.

3. **Obtención del valor  $N_{\text{corregido}}$ .** Según el artículo 4.5.2.1. de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, el valor  $N$  del ensayo SPT debe ser corregido de manera que queden normalizados a una presión efectiva de referencia, común e igual a 100 kPa. La expresión a utilizar para la corrección es:

$$N_{\text{corregido}} = f \cdot N$$

Donde  $f$  es el valor de corrección que se obtiene de la tabla 4.2 de la misma Guía:

Tabla III: TABLA 4.2 DE LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN, $f$ $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

(\*) Se refiere al momento en el que se realiza el ensayo.

Se puede interpolar para valores intermedios de la presión vertical efectiva. Para la comprobación del asiento, la Guía indica no corregir el valor  $N_{SPT}$ .

4. **Cálculo del ángulo de rozamiento interno.** Para finalizar, se recurre a la formulación propuesta por Peck para la correlación entre el valor del ensayo de penetración estándar SPT y el ángulo de rozamiento interno. Las curvas que relacionan ambas magnitudes se representan en la figura A/N 3.1. La expresión matemática correspondiente es:

$$\varphi = 27,1 + 0,30 \cdot N - 0,00054 \cdot N^2$$

En la tabla III se detallan todos los valores del ángulo de rozamiento interno de los materiales así como los valores intermedios necesarios para su cálculo.

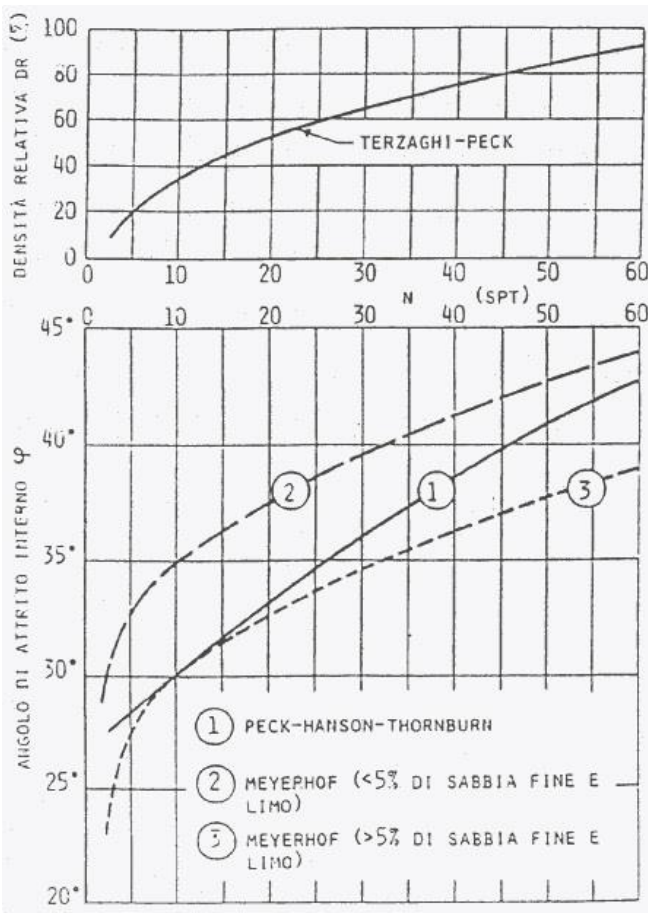


Figura I: CURVAS DE PECK



Tabla III: ÁNGULOS DE ROZAMIENTO DE LOS NIVELES

ESTRIBO/NIVEL	SONDEO	COMPROBACIÓN	DPH <sub>30</sub>	N <sub>SPT</sub>	N <sub>corregido</sub>	$\phi$
Nivel A1	DPH 8/12	Todas	12	7	8	29°
<b>ESTRIBO NORTE</b>						
Nivel B2	DPH 3/12	Deslizamiento	26	15	15	31°
Nivel B2	DPH 3/12	Hundimiento	22	13	14	31°
Nivel B2	DPH 3/12	Asiento	22	13	-	-
Nivel B3	DPH 3/12	Hundimiento	62	37	30	35°
Nivel B3	DPH 3/12	Asiento	62	37	-	-
<b>ESTRIBO SUR</b>						
Nivel B2	DPH 7/12	Deslizamiento	29	16	16	31°
Nivel B2	DPH 7/12	Hundimiento	32	19	20	32°
Nivel B2	DPH 7/12	Asiento	32	19	-	-
Nivel B3	DPH 7/12	Hundimiento	193	100	50	40°
Nivel B3	DPH 7/12	Asiento	193	100	-	-

#### 4. ESTABILIDAD EN FASE CONSTRUCTIVA

##### 4.1. Estabilidad del tablestacado frente a empujes del terreno

Con motivo de la prohibición de la invasión de las vías de ferrocarril y para no alterar su funcionalidad se pretende proyectar un plano de tablestacado en la zona sur de 30 m de longitud en dirección transversal a la dirección del puente, situado a 3,60 m de la vía más meridional, para contener las tierras y formar un talud vertical en ese área durante la excavación.

En la zona del estribo norte, dejando para el vaciado el talud natural del terreno se tiene que la distancia medida horizontalmente entre la coronación de la excavación y el tren más septentrional es 14,4 m, por lo que no habrá influencia y no es necesario el uso de tablestacado en esta zona.

Se adoptará una sobrecarga de uso en la superficie del terreno debido a la maquinaria de  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .

Se pretende que el tablestacado hingue en el nivel B3, que el cual posee excelentes cualidades.

Se va a ejecutar un espesor de 10 cm de hormigón de limpieza, por lo que la cota real del fondo de la excavación es 10 cm menos que la cota de apoyo de la cimentación.

Las cotas, distancias y profundidades necesarias para el cálculo se resumen en este diagrama, el cual está acotado en metros:

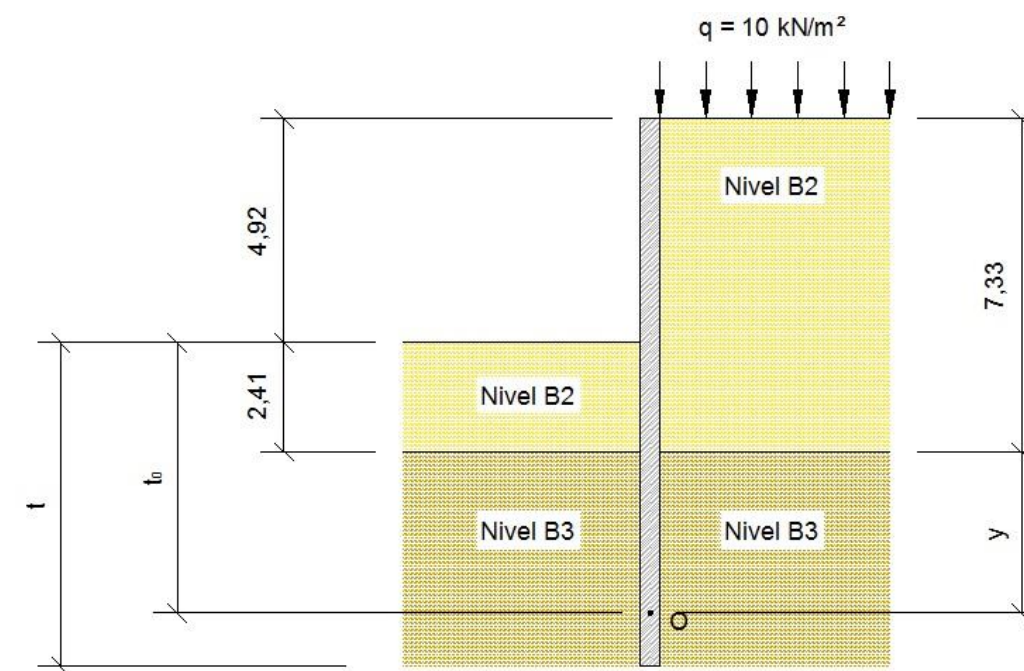


Figura II: DIAGRAMA DE DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL TABLESTACADO

##### 4.1.1. Cálculo de la longitud de empotramiento

La incógnita de este problema es hallar la distancia de empotramiento  $t$  necesaria medida desde el fondo de la excavación para que el tablestacado sea estable. Se trata de un problema hiperestático cuya resolución requiere realizar una hipótesis.

Para evitarlo se adopta el modelo propuesto por Blum, en el que se plantea una estructura isostática donde la incógnita es la distancia  $t_0$  medida desde el fondo del vaciado hasta el punto donde se aplica el contraempuje (punto O).

El cálculo de empujes se realiza aplicando el método de Rankine, y tienen la distribución que se indica en la siguiente figura:



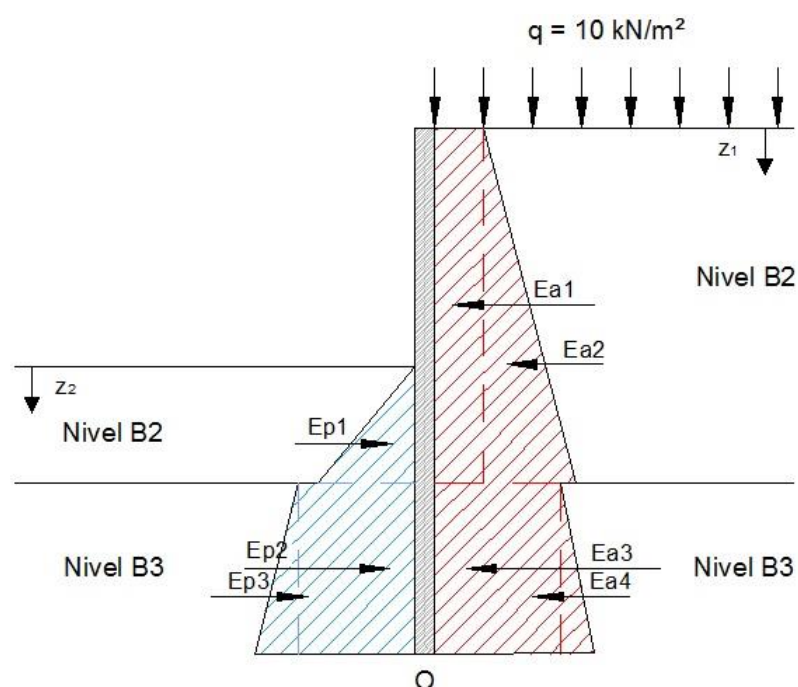


Figura III: DIAGRAMA DE EMPUJES SOBRE EL TABLESTACADO

Por facilidad de formulación, se van a expresar los empujes en función de la distancia  $y$ , señalada en la figura III.

### Empujes activos

Los empujes activos son generados por las tierras del trasdós y por la sobrecarga de uso en la superficie.

El valor del coeficiente de empuje activo en el nivel B2 es:

$$k_a(B2) = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \quad k_a(B2) = \frac{1 - \sin(32^\circ)}{1 + \sin(32^\circ)} = 0,3073$$

El valor de la presión vertical total en estrato B2 es:

$$\sigma_v = \gamma_{B2} \cdot z_1 + q \quad \sigma_v = 17 \cdot z_1 + 10 \frac{kN}{m^2}$$

La presión intersticial es nula ( $u = 0$ ), por lo que el valor de la presión vertical efectiva es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad \sigma'_v = 17 \cdot z_1 + 10 - 0 = 17 \cdot z_1 + 10 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal efectivo viene dado por la expresión:

$$e'_a = \sigma'_v \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

Al tratarse de arenas la cohesión efectiva es nula ( $c' = 0$ ). Sustituyendo todo la expresión del empuje horizontal efectivo se obtiene:

$$e'_a = (17 \cdot z_1 + 10) \cdot 0,3073 = 5,2241 \cdot z_1 + 3,073 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal en el techo y en el muro del estrato B2 es:

$$\begin{aligned} \text{Techo} &\rightarrow e'_a(z_1 = 0 \text{ m}) = 5,2241 \cdot 0 + 3,073 = 3,073 \frac{kN}{m^2} \\ \text{Muro} &\rightarrow e'_a(z_1 = 7,33 \text{ m}) = 5,2241 \cdot 7,33 + 3,073 = 41,37 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Se pasa ahora al nivel B3. El valor del coeficiente de empuje activo en este nivel es:

$$k_a(B3) = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \quad k_a(B3) = \frac{1 - \sin(40^\circ)}{1 + \sin(40^\circ)} = 0,2174$$

La presión vertical total en el estrato B3 es:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma_{B2} \cdot 7,33 + \gamma_{B3} \cdot (z_1 - 7,33) + q \\ \sigma_v &= 17 \cdot 7,33 + 18 \cdot (z_1 - 7,33) + 10 = 18 \cdot z_1 + 2,6689 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Al igual que en el nivel anterior la presión intersticial es nula, por lo que la presión vertical efectiva es igual que la presión vertical total.



$$\sigma'_v = 18 \cdot z_1 + 2,6689 \frac{kN}{m^2}$$

De la misma forma, la cohesión efectiva es nula también, por lo que la expresión de los empujes horizontales efectivos en el terreno B3 es:

$$e'_a = (18 \cdot z_1 + 2,6689) \cdot 0,2174 = 3,9132 \cdot z_1 + 0,5802 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal en el techo y en el muro del estrato B3 es:

$$Techo \longrightarrow e'_a(z_1 = 7,33 \text{ m}) = 3,9132 \cdot 7,33 + 0,5802 = 29,27 \frac{kN}{m^2}$$

$$Muro \longrightarrow e'_a(z_1 = 7,33 + y \text{ m}) = 3,9132 \cdot (7,33 + y) + 0,5802 = 29,27 + 3,9132 \cdot y \frac{kN}{m^2}$$

Con los valores de los empujes horizontales se obtiene las resultantes:

$$E_{a1} = 3,073 \cdot 7,33 = 22,53 \frac{kN}{m}$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (41,37 - 3,073) \cdot 7,33 = 140,38 \frac{kN}{m}$$

$$E_{a3} = 29,27 \cdot y \frac{kN}{m}$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \cdot (29,27 + 3,9132 \cdot y - 29,27) \cdot y = 1,9566 \cdot y^2 \frac{kN}{m}$$

### Empujes pasivos

Los empujes pasivos son generados por las tierras del intradós. Se van a minorar por un coeficiente de 0,6, tal y como indica el anejo F.3 del CTE DB SE-C.

El valor del coeficiente de empuje pasivo en el nivel B2 es:

$$k_p(B2) = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad k_p(B2) = \frac{1 + \sin(32^\circ)}{1 - \sin(32^\circ)} = 3,2546$$

El valor de la presión vertical total en estrato B2 es:

$$\sigma_v = \gamma_{B2} \cdot z_2 \quad \sigma_v = 17 \cdot z_2 \frac{kN}{m^2}$$

La presión intersticial es nula ( $u = 0$ ), por lo que el valor de la presión vertical efectiva es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad \sigma'_v = 17 \cdot z_2 - 0 = 17 \cdot z_2 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal efectivo viene dado por la expresión:

$$e'_p = \sigma'_v \cdot k_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

La cohesión efectiva es nula ( $c' = 0$ ). Sustituyendo toda la expresión del empuje horizontal efectivo y aplicando el coeficiente de minoración se obtiene:

$$e'_p = 0,6 \cdot (17 \cdot z_2) \cdot 3,2546 = 33,197 \cdot z_2 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal en el techo y en el muro del estrato B2 es:

$$Techo \longrightarrow e'_p(z_2 = 0 \text{ m}) = 33,197 \cdot 0 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$Muro \longrightarrow e'_p(z_2 = 2,41 \text{ m}) = 33,197 \cdot 2,41 = 79,915 \frac{kN}{m^2}$$

Se pasa ahora al nivel B3. El valor del coeficiente de empuje pasivo en este nivel es:

$$k_p(B3) = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad k_p(B3) = \frac{1 + \sin(40^\circ)}{1 - \sin(40^\circ)} = 4,5989$$



La presión vertical total en el estrato B3 es:

$$\sigma_v = \gamma_{B2} \cdot 2,41 + \gamma_{B3} \cdot (z_2 - 2,41)$$

$$\sigma_v = 17 \cdot 2,41 + 18 \cdot (z_2 - 2,41) = 18 \cdot z_2 - 2,41 \frac{kN}{m^2}$$

Al igual que en el nivel anterior la presión intersticial es nula, por lo que la presión vertical efectiva es igual que la presión vertical total.

$$\sigma'_v = 18 \cdot z_2 - 2,41 \frac{kN}{m^2}$$

De la misma forma, la cohesión efectiva es nula también, por lo que la expresión de los empujes horizontales efectivos en el terreno B3 con la aplicación del coeficiente de minoración es:

$$e'_p = 0,6 \cdot (18 \cdot z_2 - 2,41) \cdot 4,5989 = 49,668 \cdot z_2 - 6,6426 \frac{kN}{m^2}$$

El valor del empuje horizontal en el techo y en el muro del estrato B3 es:

$$Techo \longrightarrow e'_p(z_2 = 2,41 m) = 49,668 \cdot 2,41 - 6,6426 = 112,92 \frac{kN}{m^2}$$

$$Muro \longrightarrow e'_p(z_2 = 2,41 + y m) = 49,668 \cdot (2,41 + y) - 6,6426 = 112,92 + 49,668 \cdot y \frac{kN}{m^2}$$

Con los valores de los empujes horizontales se obtiene las resultantes:

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 79,915 \cdot 2,41 = 96,19 \frac{kN}{m}$$

$$E_{p2} = 112,92 \cdot y \frac{kN}{m}$$

$$E_{p3} = \frac{1}{2} \cdot (112,92 + 49,668 \cdot y - 112,92) \cdot y = 24,834 \cdot y^2 \frac{kN}{m}$$

Para finalizar, se hace equilibrio de momentos en el punto O, ya que la fuerza del contraempuje pasa por ese punto y no genera momento.

$$\sum M_O = 0$$

$$E_{a1} \cdot \left(y + \frac{1}{2} \cdot 7,33\right) + E_{a2} \cdot \left(y + \frac{1}{3} \cdot 7,33\right) + E_{a3} \cdot \frac{1}{2} \cdot y + E_{a4} \cdot \frac{1}{3} \cdot y - E_{p1} \cdot \left(y + \frac{1}{3} \cdot 2,41\right) - E_{p2} \cdot \frac{1}{2} \cdot y - E_{p3} \cdot \frac{1}{3} \cdot y = 0$$

Sustituyendo en la ecuación anterior con las resultantes de los empujes activos y pasivos calculados anteriormente y resolviendo se obtiene que el valor de y es:

$$y = 2,911 m$$

La longitud  $t_0$  es:

$$t_0 = 2,911 m + 2,41 m = 5,318 m$$

Por último, por seguridad se toma que la longitud de empotramiento a ejecutar es 1,2 veces la obtenida:

$$t = 1,2 \cdot t_0 \quad t = 1,2 \cdot 5,318 = 6,382 m$$

#### 4.1.2. Dimensionamiento del perfil de la tablestaca

El dimensionamiento del perfil de la tablestaca se va a realizar a partir del flector máximo soportado. Para hallar ese flector se busca en primer lugar el punto de la tablestaca donde el cortante se anula. En la formulación siguiente se utilizan de nuevo las expresiones de las resultantes de empujes calculadas en el apartado anterior, con la excepción de que ahora la distancia "y" se refiere a la distancia desde el techo del estrato B3 hasta el punto donde el cortante es cero.

$$E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4} - E_{p1} - E_{p2} - E_{p3} = 0$$

Sustituyendo en la ecuación anterior y resolviendo se obtiene que el valor de y es:

$$y = 0,674 m$$





Se toman momentos en el punto obtenido:

$$M = 22,53 \cdot \left(0,674 + \frac{1}{2} \cdot 7,33\right) + 140,38 \cdot \left(0,674 + \frac{1}{3} \cdot 7,33\right) + 29,27 \cdot 0,674 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,674 + 1,9566 \cdot 0,674^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,674 - 96,19 \cdot \left(0,674 + \frac{1}{3} \cdot 2,41\right) - 112,92 \cdot 0,674 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,674 - 24,834 \cdot 0,674^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,674 = 372,08 \frac{kN}{m} \cdot m$$

Dado que se va a hacer un cálculo resistente de una sección metálica es necesario utilizar los coeficientes parciales de seguridad.

$$M_{Ed} = 1,5 \cdot 372,08 = 558,12 \frac{kN}{m} \cdot m$$

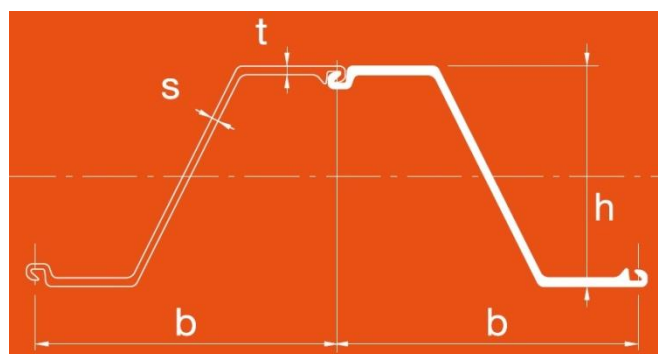
Se decide tomar un acero de límite elástico 240 MPa para el tablestacado.

El módulo resistente necesario en la sección de la tablestaca es:

$$\frac{M_{Ed}}{W \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \longrightarrow W \geq \frac{M_{Ed}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} \quad W \geq \frac{558,12}{\frac{240000}{1,05}} = 2442 \text{ cm}^3$$

Observando el catálogo de tablestacas metálicas de Arcelor-Mittal, la sección factible más económica es AZ 25, que se representa en la siguiente figura:

Figura IV: SECCIÓN PROPUESTA PARA EL TABLESTACADO



Sus dimensiones y propiedades son:

$$b = 630 \text{ mm} \quad h = 426 \text{ mm} \\ t = 12,0 \text{ mm} \quad s = 11,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 185 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Momento de inercia} &= 52250 \text{ cm}^4/\text{m} \\ \text{Módulo resistente plástico} &= 2873 \text{ cm}^3/\text{m} \end{aligned}$$

Se tomará una sección con estas propiedades o similar.

## 4.2. Estabilidad de taludes

Se estudia la estabilidad de los taludes utilizados en fase de construcción. Se va a plantear un caso general que luego se aplicará a los taludes ejecutados.

Se tienen en cuenta dos posibles formas de rotura del terreno: rotura plana y círculo de rozamiento.

### 4.2.1. Estabilidad del talud con consideración de rotura plana

El terreno del talud tiene un peso específico  $\gamma$ , cohesión nula y ángulo de rozamiento interno  $\phi$ .

El diagrama de fuerzas sobre la masa deslizante es:

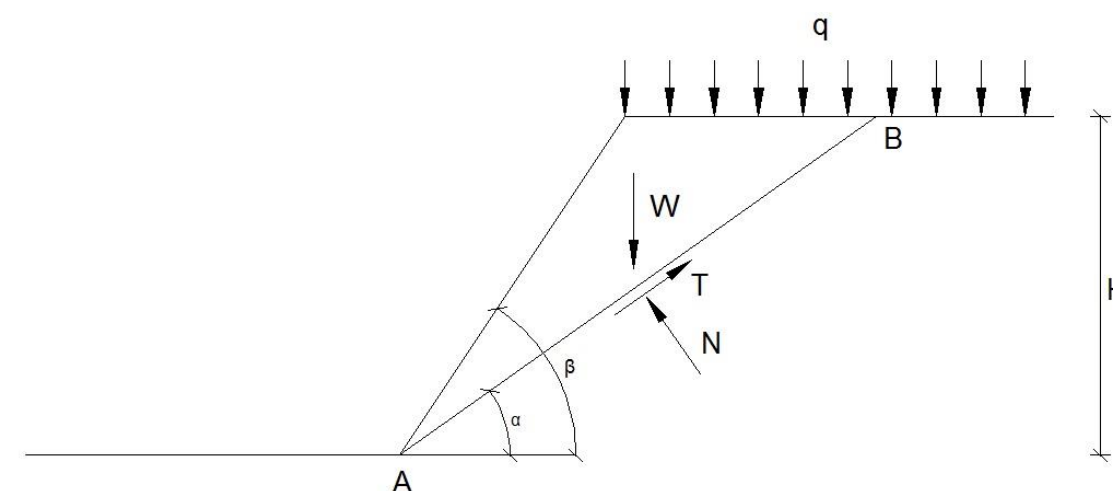


Figura V: DIAGRAMA DE ROTURA PLANA

La expresión del peso de la masa deslizante por unidad de longitud es:

$$W = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{H}{\tan \alpha} - \frac{H}{\tan \beta} \right) \cdot H$$

La sobrecarga aplicada por unidad de longitud es:

$$P = q \cdot \left( \frac{H}{\tan \alpha} - \frac{H}{\tan \beta} \right)$$

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$\sum F_H \quad T \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha = 0$$



$$\sum F_v - W + T \cdot \sin \alpha + N \cdot \cos \alpha - P = 0$$

La resolución del sistema es:

$$T = (W + P) \cdot \sin \alpha \quad N = (W + P) \cdot \cos \alpha$$

A continuación se calcula la máxima tensión tangencial que puede desarrollar el terreno:

$$t_{\max} = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

La tensión normal en el plano de rotura es:

$$\sigma = \frac{N}{AB} \quad \sigma = \frac{(W + P) \cdot \cos \alpha}{AB}$$

Sabiendo que la cohesión es nula y sustituyendo con la tensión normal en el plano de rotura:

$$t_{\max} = \frac{(W + P) \cdot \cos \alpha}{AB} \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

La fuerza máxima tangencial por unidad de longitud que se puede desarrollar en el plano de rotura es:

$$R = t_{\max} \cdot \overline{AB} \quad R = (W + P) \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

El factor de seguridad frente a la estabilidad del talud es:

$$F = \frac{R}{T} \quad F = \frac{(W + P) \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{(W + P) \cdot \sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Los valores que puede tomar  $\alpha$  pertenecen al intervalo  $[0; \beta]$ . El objetivo es buscar el valor de  $\alpha$  que hace mínimo el factor de seguridad. La función tangente en el dominio indicado es monótona creciente, por lo que el factor de seguridad es mínimo para  $\alpha = \beta$ .

Finalmente el factor de seguridad frente a la estabilidad del talud es:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta}$$

#### 4.2.2. Estabilidad del talud con el método del círculo de rozamiento (Ábacos de Taylor)

Se utiliza los ábacos de Taylor para la resolución de este tipo de rotura, específicamente el ábaco nº1 de Taylor, que considera terrenos con distintos ángulos de rozamiento interno. El ábaco nº 2 sólo considera terrenos con ángulo de rozamiento interno nulo.

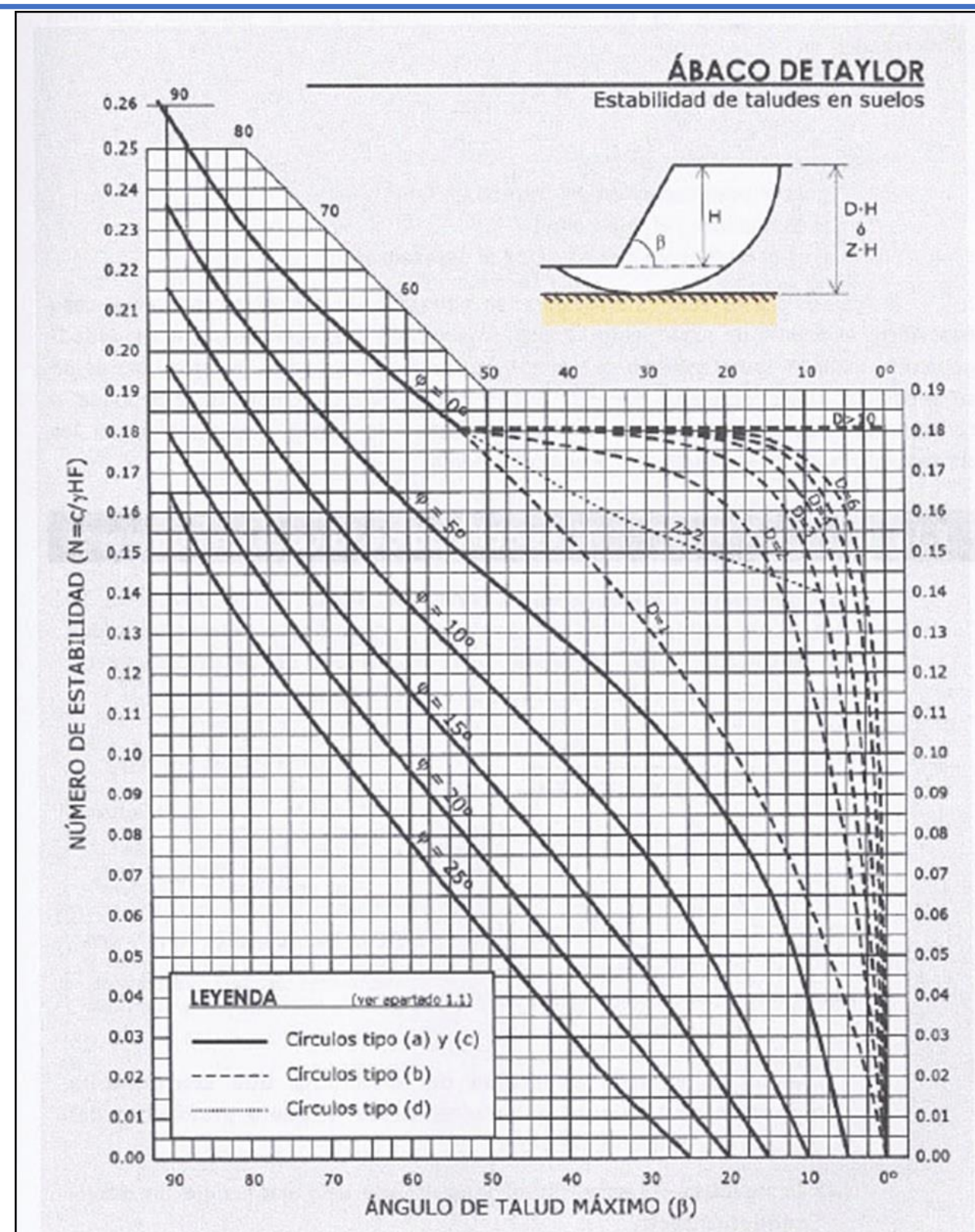


Figura VI: ÁBACO Nº 1 DE TAYLOR



En el eje de ordenadas se representa el número de estabilidad, definido por la siguiente expresión:

$$N = \frac{c}{F_c \cdot \gamma \cdot H}$$

Puesto que la cohesión es nula, el número de estabilidad es nulo también. Si se analiza el ábaco nº1 de Taylor, podrá comprobarse que las curvas  $\varphi_d$  cortan el eje de abscisas (inclinaciones del talud) en valores

$$\varphi_d = \beta$$

Dado que

$$F = \frac{tg \varphi}{tg \varphi_d}$$

Se deduce fácilmente que

$$F = \frac{tg \varphi}{tg \beta}$$

Este resultado coincide con el obtenido en el apartado anterior, donde se consideraba que la rotura era plana.

#### 4.2.3. Coeficiente de seguridad para estabilidad de taludes

Utilizando la expresión obtenida se calculan los coeficientes de seguridad para la estabilidad de taludes. Los resultados se recogen en esta tabla:

Talud	Terreno	$\varphi$	$\beta$	F
Talud explanada norte	B2	31°	8,13°	4,21
Talud rampa de acceso	A1	29°	26,57°	1,11
Talud zapata sur	A1 / B2	29° / 32°	26,57°	1,11 / 1,25

#### 4.3. Seguridad frente a sifonamiento

Dado que el nivel freático no ha sido alcanzado por la excavación no hay riesgo de sifonamiento.

#### 4.4. Seguridad frente a levantamiento de fondo

Dado que el nivel freático no ha sido alcanzado por la excavación y el terreno está constituido por arenas no hay riesgo de levantamiento de fondo.

## 5. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

### 5.1. Descripción del estribo planteado

Los estribos planteados son dos estribos de hormigón armado, cerrados, de tipología muro en vuelta. Los dos estribos son similares, formados por un muro frontal y dos muros laterales. Poseen derrame de tierras por delante de las aletas.

Los dos estribos tienen distinta cota de apoyo de la zapata. En el estribo norte esa cota es 42,00 m, mientras que en el estribo sur es 41,84 m. Las cotas se miden sobre el nivel del mar.

El muro frontal tiene 9 m de altura total y 22,8 m de longitud. El fuste mide 8,00 m de altura, con una anchura de 1 m en la zona superior (apoyo del neopreno) y 1,5 m en el entronque con la zapata. El paramento de trasdós es vertical, mientras que el del intradós tiene una pendiente 1H:16V. Dispone de un murete de guarda en el trasdós de la zona superior, el cual sobresale 1,20 m por encima del apoyo del neopreno y tiene un ancho medio de 0,85 m. La zapata tiene 26,8 m de longitud, 7 m de ancho, siendo 3,5 m de talón y 2 m de puntera, y 1,00 m de canto.

El muro lateral tiene 7 m de longitud y 9,20 m de altura, con una anchura de 0,92 m en coronación y 1,5 m en el entronque con la zapata. El paramento de trasdós es vertical, mientras que el del intradós tiene una pendiente 0,58H:8,8V. La zapata tiene 13 m de longitud, 6 m de ancho, con 2,5 m de talón y 2 m de puntera, y 1,00 m de canto.

La zapata es única para todo el estribo, mientras que los muros están separados entre sí a través de dos juntas situadas en la unión de los muros laterales al frontal. La junta tiene la misma dirección que la longitud principal del muro frontal.

En los paramentos de intradós de los muros se han diseñado formas tridimensionales que dan un aspecto interesante al contorno del estribo.

En las siguientes figuras se pueden observar las vistas generales y la sección del estribo. Para más detalle consultar el plano 8.1: *Subestructuras. Definición geométrica*.







### 5.3. Comprobación de Estados Límite Últimos

#### 5.3.1. Comprobación de la seguridad frente a la estabilidad global

Atendiendo al apartado 4.4 de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, la comprobación de este Estado Límite puede omitirse si se cimenta sobre un terreno llano y firme. Se entiende por llano aquellos terrenos cuya pendiente medida en el entorno de la cimentación (entorno con amplitud del orden de 5 veces el ancho B del cimient) no supera el 10%, y por «firmes» aquellos que no presentan ningún signo de inestabilidad previa, ni evidencien que lo puedan presentar en el futuro.

Nuestro caso se trata de un terreno llano, con pendiente prácticamente horizontal, compuesto por arenas de muy buenas propiedades, por lo que se omite esta comprobación.

#### 5.3.2. Comprobación de la seguridad frente al hundimiento

En primer lugar se procede a la comprobación de hundimiento de la cimentación de los estribos del puente.

En el estribo se comprueba las dos secciones tipo: la sección frontal y la sección lateral. Esto es debido a que, como se ha indicado anteriormente, los tres muros están separados por una junta que hace que trabajen independientemente.

#### Combinación de acciones a utilizar

Para la comprobación a hundimiento los estados más desfavorables son aquellos que introducen mayor carga vertical a la subestructura así como horizontal, para aumentar la excentricidad.

Las combinaciones de acciones para las situaciones de proyecto consideradas son:

- Situación transitoria. En esta situación únicamente se dispone del peso propio del estribo y del peso y empuje de las tierras del relleno A1 en el trasdós. Las dos acciones son permanentes, por lo que las dos combinaciones a comprobar (característica y cuasi-permanente) son iguales.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^*$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno

- Situación persistente. En esta situación es necesario añadir las cargas provenientes del puente y de la sobrecarga de uso en el terraplén, de 10 kN/m<sup>2</sup>. Las dos combinaciones a utilizadas son:
  - o Combinación cuasi-permanente. En esta combinación se utiliza el coeficiente de combinación  $\Psi_2$ , que es igual a cero para todas las acciones variables menos para la temperatura, y para la sobrecarga de uso en terraplén, que según indica el apartado 4.1.6 de la IAP-11 esta acción ha de considerarse con su valor característico como único valor representativo.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + \Psi_2 \cdot Q_{Temp} + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_{Temp}$  es la reacción generada por la acción térmica más desfavorable.
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

- o Combinación característica. En esta combinación surgen dos posibles hipótesis desfavorables entre las cuales no se puede discernir previamente cuál es la pésima.
  - Combinación 1. Considera la hipótesis de mayor carga vertical posible sobre el estribo. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_{SCU\_GR1} + \sum \Psi_0 \cdot Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_{SCU\_GR1}$  es la reacción del grupo 1 de cargas de tráfico sobre el puente, grupo que posee la combinación con la mayor carga vertical
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia abajo
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén



- Combinación 2. Considera la hipótesis de mayor excentricidad. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_{SCU\_GR2} + \sum \Psi_0 \cdot Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_{SCU\_GR2}$  es la reacción del grupo 2 de cargas de tráfico sobre el puente, grupo que posee la combinación con la mayor carga horizontal.
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia abajo.
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

En el muro frontal es necesario comprobar todas las combinaciones.

En el muro lateral se hacen las siguientes consideraciones:

- Debido a la junta que lo separa del muro frontal, el muro lateral no recibe cargas del puente.
- Según el artículo 4.1.6 de la IAP-11, la sobrecarga de uso en el terraplén únicamente se tendrá en cuenta cuando la zona de paso de tráfico y la subestructura se encuentre a una distancia, medida horizontalmente, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje. La distancia horizontal entre el fuste del muro lateral y el borde del carril más próximo al fuste es 6,4 m y la mitad de la altura del fuste es 4,5 m, por lo que se puede omitir en el cálculo.

Por estos motivos la única situación a estudiar en el muro lateral es la situación transitoria.

#### Explicación de la metodología utilizada

Según el artículo 4.5 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, como se dispone de los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb, es decir, cohesión y ángulo de rozamiento, se puede utilizar la formulación analítica del artículo 4.5.5 de la GCOC. Esta formulación es la carga de hundimiento de Brinch-Hansen y se seguirá la formulación que expone la norma:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

$p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.

$q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimient.

$c$  = Cohesión de cálculo.

$\gamma$  = Peso específico del terreno.

$B'$  = Anchura equivalente del cimient.

$N_q, N_c, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

$d_q, i_q, s_q, t_q, r_q$  = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte loca del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c,  $\gamma$ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Los parámetros ( $c, \phi$ ) que han de usarse en los cálculos deben representar la resistencia del terreno ubicado hasta una profundidad (medida desde el plano de apoyo de la cimentación), del orden de vez y media el ancho de cimentación. Para ello, ha sido necesario obtener los parámetros resistentes medios del terreno B2 y B3. En este caso, como el terreno está formado por suelos granulares (arenas), la cohesión es nula y los ángulos de rozamiento de los terrenos se dan en los datos de partida.

El valor de la sobrecarga ( $q$ ) actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimient, debe calcularse como el peso efectivo de las tierras que existan en el momento de la cimentación entre en carga. En este caso, como se procede a rellenar el interior de los estribos con un terreno de características similares al terreno A1, se ha considerado como el peso de las tierras A1 de relleno.

El valor del peso específico ( $\gamma^*$ ), que debe usarse en el tercer término de la ecuación debe ser el que mejor represente el peso efectivo del terreno sobre el que apoya la cimentación. Para definirlo es preciso conocer la profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación. Sin embargo, en este caso, la cota del nivel freático es muy inferior a la del plano de cimentación y no tiene ninguna influencia. Por tanto, para cada tipo de terreno, se empleará su peso específico aparente.

Los factores de capacidad de carga se calcularán mediante las expresiones analíticas siguientes:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})^2$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

mientras el valor de  $N_c$  es irrelevante ya que la cohesión es nula.





Los factores del efecto de la resistencia al corte del terreno se calcularán con las siguientes expresiones:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{D}{B^*} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

mientras el valor de  $d_c$  es irrelevante ya que la cohesión es nula. Como es una cimentación superficial, se suele despreciar el efecto del empotramiento del terreno y se suele tomar todos los factores del efecto de la resistencia a corte del terreno iguales a la unidad.

La inclinación de las cargas tiene un efecto importante en la capacidad portante del terreno y por dicho motivo debe realizarse un cálculo específico de los coeficientes reductores correspondientes. Los valores que se recomiendan dependen del valor de las acciones horizontales y verticales que previamente deben ser conocidas. Las fórmulas que permiten el cálculo de los coeficientes de inclinación son siguientes:

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan^{-1} \phi} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan^{-1} \phi} \right)^{m+1}$$

Donde:

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

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

mientras el valor de  $d_c$  es irrelevante ya que la cohesión es nula.

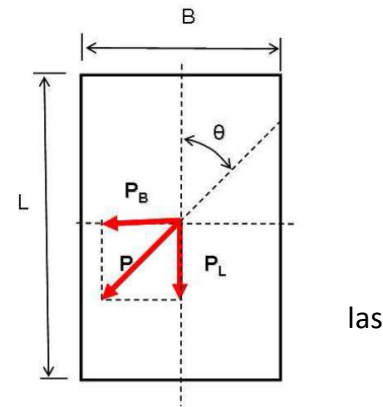


Figura IX: EXCENTRICIDAD DEL HUNDIMIENTO

Para tener en cuenta la forma, en planta, de la cimentación se utilizarán los siguientes coeficientes:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,30 \cdot \frac{B'}{L'}$$

mientras el valor de  $s_c$  es irrelevante ya que la cohesión es nula. Estos factores de forma, para el modelo de una zapata corrida ( $L \rightarrow \infty$ ), son todos iguales a la unidad.

Existen unos coeficientes de reducción por efecto de la proximidad a un talud, pero en este caso, como no existen taludes cerca, no es necesario tener en cuenta dichos factores y, por tanto, son iguales a la unidad.

Existen también unos coeficientes de corrección por la inclinación del plano de apoyo, pero en este caso, como el plano de apoyo es horizontal, no es necesario corregir el valor y, por tanto, son iguales a la unidad.

Las soluciones analíticas de la carga de hundimiento fueron desarrolladas suponiendo el terreno homogéneo. El caso de terrenos estratificados ha sido estudiado por diversos autores, aportando soluciones más o menos complejas. Con dos estratos, se puede utilizar el siguiente método aproximado.

Sean T1 y T2 los dos estratos, cuyas cargas de hundimiento son  $p_{vh1}$  y  $p_{vh2}$  se verifica que:

$$p_{vh1} > p_{vh2}$$

Dependiendo de cuál sea el estrato superior, se pueden presentar dos casos, disponiéndose de expresiones para estimar la carga de hundimiento para el terreno heterogéneo ( $p_{vh}$ ).

Observando los ángulos de rozamiento, la diferencia entre ambos terrenos es tan notoria que se puede afirmar que el terreno T1, el de mayor carga de hundimiento, se corresponde con el de mayor ángulo de rozamiento efectivo mientras que el terreno T2, el de menor carga de hundimiento, se corresponde con el terreno a nivel de cota de cimentación, es decir, se afirma que en este caso, estamos en el caso 2.

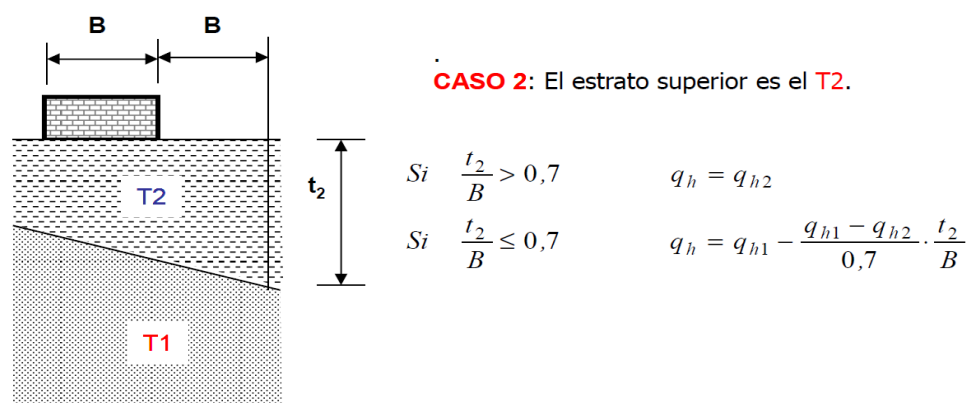


Figura X: CARGA DE HUNDIMIENTO EN TERRENOS ESTRATIFICADOS

Una vez obtenida la presión de hundimiento del terreno heterogéneo, se compara con la presión transmitida al terreno por la cimentación y se obtiene el coeficiente de seguridad.

$$p_t = \frac{Q}{B'} \quad F = \frac{p_{vh}}{p_t}$$

### ESTRIBO NORTE

#### MURO FRONTAL

#### Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)

El material de relleno considerado es el terreno A1 cuyos parámetros se pueden consultar en el apartado anterior de este documento.

Procederemos a calcular las acciones que intervienen en la ecuación. Sabiendo que el peso específico del hormigón es 25 kN/m<sup>3</sup> ( $W = A \cdot \gamma_h$ )

$$W_1 = 1 \cdot 8 \cdot 25 = 195 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 7,8 \cdot 25 = 48,75 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 1 \cdot 7 \cdot 25 = 210 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 1,8091 \cdot 25 = 45,2275 \text{ kN/m}$$

$$W_t = 30,2190 \cdot 16 = 483,504 \text{ kN/m}$$

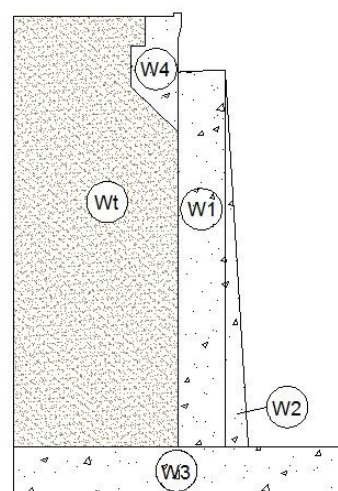


Figura XI: SECCIÓN PROPUESTA PARA EL ESTRIBO

En cuanto al empuje del terreno, tenemos:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_{ap} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,347 \cdot 16 \cdot 10^2 = 277,6 \text{ kN/m}$$

Por tanto, podemos calcular ya las fuerzas resultantes verticales y horizontales

$$Q = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 950,75 \text{ kN/m}$$

$$H = E_a = 277,6 \text{ kN/m}$$

Se obtiene a continuación los esfuerzos flectores en el centro de gravedad de la zapata:

$$M_B = 1,8281 \cdot W_t - 0,5 \cdot W_1 - \left(1 + \frac{1}{3} \cdot 0,5\right) \cdot W_2 + 0,4080 \cdot W_4 - \frac{10}{3} \cdot E_a$$

$$= 2,5 \cdot 288 + 1 \cdot 225 - \left(0,5 + \frac{1}{3}\right) \cdot 100 - \frac{10}{3} \cdot 277,6 = -181,32 \text{ mKN/m}$$

$$M_L = 0 \text{ mKN/m (no hay excentricidades en la dirección de la longitud L)}$$

Se obtienen las excentricidades a partir de los esfuerzos flectores:

$$e_B = \frac{M_B}{Q} = \frac{181,32}{950,75} = 0,1907 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{M_L}{Q} = 0 \text{ m}$$

Y finalmente, se obtiene la zapata equivalente cobaricéntrica:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 7 - 2 \cdot 0,1907 = 6,62 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 26,8 - 2 \cdot 0 = 26,8 \text{ m}$$

Con el nuevo ancho equivalente, se obtiene la presión transmitida al terreno:

$$p_t = \frac{Q}{B'} = \frac{950,75}{6,62} = 143,65 \text{ kN/m}^2$$

El siguiente paso, es obtener las presiones a cota de cimentación en el momento de que la cimentación entre en carga, es decir, debido al peso de las tierras del relleno:

$$q = \gamma_{ap} \cdot z = 16 \cdot 10 = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \gamma_w \cdot z = 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = q - u = 160 \text{ kN/m}^2$$



Como el terreno no es homogéneo, está dividido en dos estratos B2 y B3. Se calculan las presiones de hundimiento según la formulación de Brinch-Hansen para ambos terrenos:

**Nivel B2** ( $c = 0$ ,  $\phi = 31^\circ$ ,  $\gamma_{ap} = 17 \text{ KN/m}^3$ )

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})^2 = 20,63 \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 17,70$$

$$i_q = (1 - \frac{H}{Q'})^m = (1 - \frac{277,6}{950,73})^2 = 0,52 \quad i_\gamma = (1 - \frac{H}{Q'})^m = (1 - \frac{277,6}{90,73})^3 = 0,37$$

$$d_q = s_q = t_q = r_q = d_\gamma = s_\gamma = t_\gamma = r_\gamma = 1$$

Se mira la corrección del valor de  $\gamma$  por la existencia de nivel freático:

$$D_w = 42 \text{ m} - (32,60 \text{ m} + 0,80 \text{ m}) = 8,6 \text{ m} \quad D_w > B' = 6,62 \text{ m} \quad \gamma^* = \gamma = 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$p_{vh2} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

$$= 160 \cdot 20,63 \cdot 1 \cdot 0,52 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 6,62 \cdot 17,70 \cdot 1 \cdot 0,37 \cdot 1 \cdot 1 = 2007,97 \text{ KN/m}^2$$

**Nivel B3** ( $c = 0$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma_{ap} = 18 \text{ KN/m}^3$ )

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})^2 = 33,30 \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 33,92$$

$$i_q = (1 - \frac{H}{Q'})^m = (1 - \frac{277,6}{988})^2 = 0,52 \quad i_\gamma = (1 - \frac{H}{Q'})^m = (1 - \frac{277,6}{988})^3 = 0,37$$

$$d_q = s_q = t_q = r_q = d_\gamma = s_\gamma = t_\gamma = r_\gamma = 1$$

$$p_{vh1} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

$$= 160 \cdot 33,30 \cdot 1 \cdot 0,52 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 6,62 \cdot 33,92 \cdot 1 \cdot 0,37 \cdot 1 \cdot 1 = 3387,66 \text{ KN/m}^2$$

Como el terreno es estratificado, se obtiene que el terreno T1, es decir, el de mayor carga de hundimiento, es el Nivel B3, es decir, el estrato inferior. Por consiguiente, el terreno T2, el de menor carga de hundimiento, es el Nivel B2, es decir, el estrato superior.

Aplicando el método simplificado para terrenos heterogéneos, se obtiene del perfil del terreno la distancia  $t_2$ :

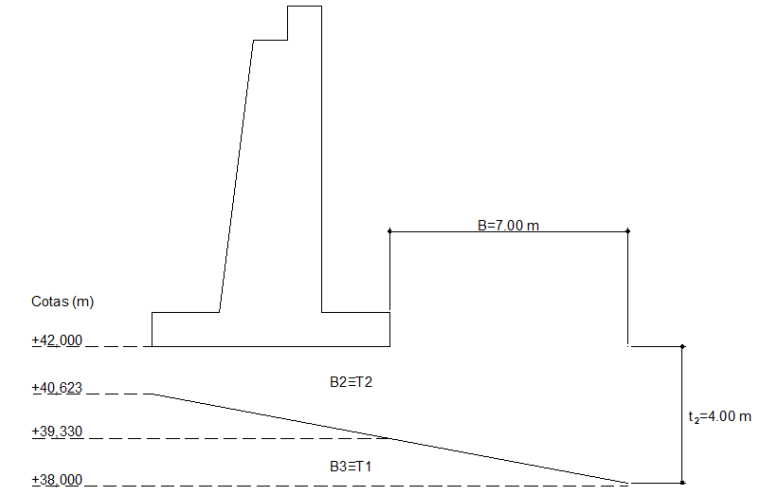


Figura XII: SECCIÓN DEL ESTRIBO EN EL TERRENO ESTRATIFICADO

$$\frac{t_2}{B} = \frac{4}{7} = 0,57 < 0,7 \quad p_{vh} = p_{vh1} - \frac{p_{vh1} - p_{vh2}}{0,70} \cdot \frac{t_2}{B}$$

$$p_{vh} = 3387,66 - \frac{3387,66 - 2007,97}{0,70} \cdot \frac{4}{7} = 2101,38 \text{ KN/m}^2$$

Por último, se calcula el coeficiente de seguridad frente a hundimiento:

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_t} = \frac{2101,38}{143,65} = 15,74 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \quad \text{CUMPLE}$$

#### Situación persistente (combinación cuasi-permanente)

Para esta situación se utilizan la combinación de acciones indicada anteriormente.

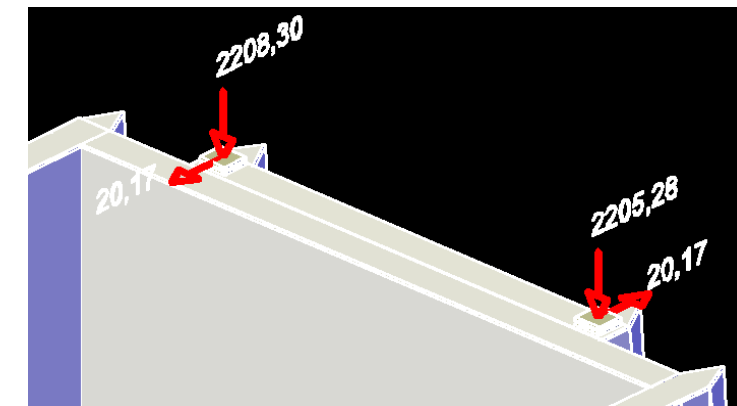


Figura XIII: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CUASI-PERMANENTE DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE



Asumiendo que las cargas en cimentación se encuentran repartidas, se calculan dichas fuerzas puntuales como fuerzas distribuidas en la zapata. Para ello, las cargas verticales y horizontales se reparten en todo el ancho de la longitud de la zapata:

$$Q_V = \frac{2208,3 + 2205,28}{L} = \frac{4413,58}{26,8} = 164,7 \text{ KN/m}$$

$$Q_H = \frac{20,17}{L} = \frac{20,17}{26,8} = 0,753 \text{ KN/m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se obtienen los siguientes resultados:

$$B' = 5,77 \text{ m}$$

$$L' = 26,8 \text{ m}$$

$$p_t = 193,92 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh2} = 1697,60 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh1} = 2844,45 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 1908,25 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 9,84 \geq F_{h_{min}} = 3 \text{ CUMPLE}$$

#### Situación persistente (combinación característica)

Se tienen en cuenta por separado las dos combinaciones explicadas anteriormente.

##### Combinación 1. Máxima carga vertical

Para esta situación se utilizan los esfuerzos más desfavorables obtenidos del programa de cálculo. Se tienen los siguientes esfuerzos en KN:

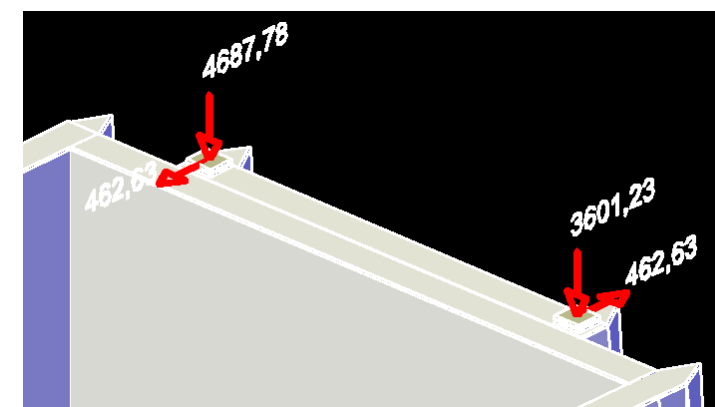


Figura XIV: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 1 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Asumiendo que las cargas en cimentación se encuentran repartidas, se calculan dichas fuerzas puntuales como fuerzas distribuidas en la zapata. Para ello, las cargas verticales y horizontales se reparten en todo el ancho de la longitud de la zapata:

$$Q_V = \frac{4687,78 + 3601,23}{L} = \frac{8289,01}{26,8} = 309,29 \text{ KN/m}$$

$$Q_H = \frac{462,63}{L} = \frac{462,63}{26,8} = 17,25 \text{ KN/m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se obtienen los siguientes resultados:

$$B' = 5,68 \text{ m}$$

$$L' = 26,8 \text{ m}$$

$$p_t = 222,62 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh2} = 1837,58 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh1} = 3081,08 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 2065,98 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 9,28 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}$$



### Combinación 2. Máxima excentricidad

Para esta situación se utilizan los esfuerzos más desfavorables obtenidos del programa de cálculo. Se tienen los siguientes esfuerzos en KN:

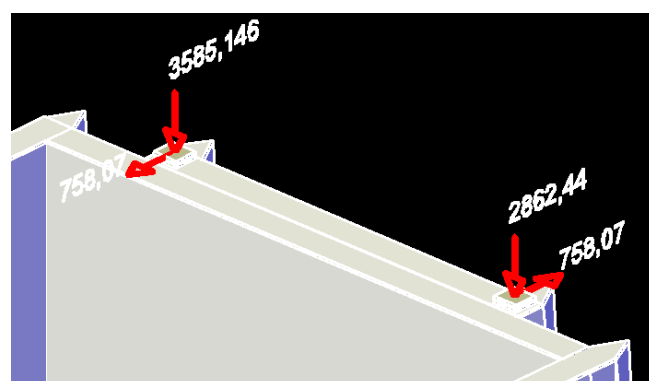


Figura XV: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 2 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Asumiendo que las cargas en cimentación se encuentran repartidas, se calculan dichas fuerzas puntuales como fuerzas distribuidas en la zapata. Para ello, las cargas verticales y horizontales se reparten en todo el ancho de la longitud de la zapata:

$$Q_V = \frac{3585,15 + 2862,44}{L} = \frac{6447,59}{26,8} = 240,58 \text{ KN/m}$$

$$Q_H = \frac{758,07}{L} = \frac{758,07}{26,8} = 28,28 \text{ KN/m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se obtienen los siguientes resultados:

$$B' = 5,43 \text{ m}$$

$$L' = 26,8 \text{ m}$$

$$p_t = 219,90 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh2} = 1674,42 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh1} = 2800,23 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 1881,21 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 8,55 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}$$

### MURO LATERAL

En este caso nos encontramos en que todas las combinaciones posibles resultan iguales (sólo existen cargas permanentes). Procederemos a calcular las acciones que intervienen en la ecuación. Sabiendo que el peso específico del hormigón es  $25 \text{ KN/m}^3$  ( $W = A \cdot \gamma_h$ ):

$$W_1 = 9,2 \cdot 1 \cdot 25 = 225 \text{ KN/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 9 \cdot 25 = 56,25 \text{ KN/m}$$

$$W_3 = 1 \cdot 6 \cdot 25 = 180 \text{ KN/m}$$

$$W_t = 2,5 \cdot 9 \cdot 16 = 360 \text{ KN/m}$$

En cuanto al empuje del terreno, tenemos (sabiendo que la guía de cimentaciones dice que se considere el empuje activo):

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_{ap} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,347 \cdot 16 \cdot 10,2^2 = 277,6 \text{ KN/m}$$

Por tanto, podemos calcular ya las fuerzas resultantes verticales y horizontales

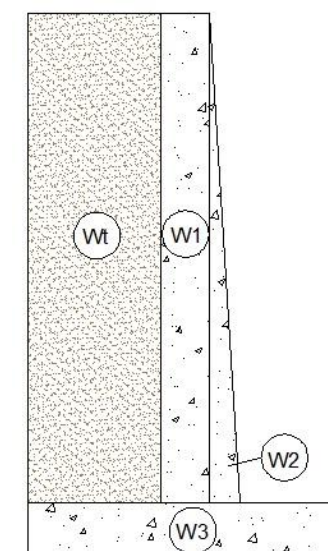


Figura XVI: SECCIÓN PROPUESTA PARA EL ESTRIBO

$$Q = W_1 + W_2 + W_3 + W_t = 821,25 \text{ KN/m}$$

$$H = E_a = 277,6 \text{ KN/m}$$

Como se dispone una junta de construcción en el estribo, no se transmiten esfuerzos de la estructura a esta sección del estribo.

Siguiendo con el procedimiento anterior, se obtienen los siguientes resultados:

$$B' = 5,17 \text{ m}$$

$$L' = 26,8 \text{ m}$$

$$p_t = 158,95 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh2} = 1671,92 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh1} = 2792,10 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 1991,97 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 12,53 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}$$

**ESTRIBO SUR**

Este cálculo, para el estribo norte del puente, es válido también para el estribo sur del puente (lado Oberlandstrasse) ya que las dimensiones y forma del estribo, los esfuerzos transmitidos por la estructura y los planos de cimentación son aproximadamente idénticos al estribo calculado. En el estribo sur, la distancia desde el plano de cimentación hasta el terreno más resistente, el terreno T1 correspondiente al Nivel B3 (inferior), es inferior a la distancia en el estribo norte. En el estribo norte esa distancia era 4,00 m. En este estribo esa distancia es 2,34 m. Además, el ángulo de rozamiento interno del material aumenta de 35° a 40°. Esto conlleva que la carga de hundimiento en el estribo sur, en todos los casos, es superior a la carga de hundimiento en el estribo norte. Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento en todas las combinaciones es superior a los coeficientes mínimos impuestos por la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera".

**MURO FRONTAL****Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)**

Los resultados obtenidos son:

$$\begin{aligned}B' &= 6,62 \text{ m} \\L' &= 26,8 \text{ m} \\p_t &= 143,65 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh2} &= 2007,97 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh1} &= 3387,66 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh} &= 2728,79 \text{ KN/m}^2 \\F_h &= 19,00 \geq F_{h_{min}} = 3 \text{ CUMPLE}\end{aligned}$$

**Situación persistente (combinación cuasi-permanente)**

Los resultados obtenidos son:

$$\begin{aligned}B' &= 5,77 \text{ m} \\L' &= 26,8 \text{ m} \\p_t &= 193,92 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh2} &= 1920,04 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$p_{vh1} = 5697,03 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 3893,32 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 20,08 \geq F_{h_{min}} = 3 \text{ CUMPLE}$$

**Situación persistente (combinación característica)****Combinación 1. Máxima carga vertical**

Los resultados obtenidos son:

$$\begin{aligned}B' &= 5,68 \text{ m} \\L' &= 26,8 \text{ m} \\p_t &= 222,62 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh2} &= 2078,61 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh1} &= 6175,07 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh} &= 4218,8 \text{ KN/m}^2 \\F_h &= 18,95 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}\end{aligned}$$

**Combinación 2. Máxima excentricidad**

Los resultados obtenidos son:

$$\begin{aligned}B' &= 65,43 \text{ m} \\L' &= 26,8 \text{ m} \\p_t &= 219,90 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh2} &= 1893,16 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh1} &= 5597,95 \text{ KN/m}^2 \\p_{vh} &= 3828,72 \text{ KN/m}^2 \\F_h &= 17,41 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}\end{aligned}$$



**MURO LATERAL**

Los resultados obtenidos son:

$$B' = 5,17 \text{ m}$$

$$L' = 26,8 \text{ m}$$

$$p_t = 158,95 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh2} = 1671,92 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh1} = 2792,10 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{vh} = 2324,03 \text{ KN/m}^2$$

$$F_h = 14,62 \geq F_{h_{min}} = 2,6 \text{ CUMPLE}$$

**TABLA RESUMEN COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO**

ESTRIBO NORTE	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	15,74	2,6
	Cuasi-Permanente	15,74	2,6
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	9,84	3
	Característica. Combinación 1	9,28	2,6
	Característica. Combinación 2	8,55	2,6
<b>MURO LATERAL</b>			
Situación Transitoria y Situación Persistente	Cuasi-Permanente y Característica	12,53	2,6

ESTRIBO SUR	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	19,00	2,6
	Cuasi-Permanente	19,00	2,6
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	20,08	3
	Característica. Combinación 1	18,95	2,6
	Característica. Combinación 2	17,41	2,6
<b>MURO LATERAL</b>			
Situación Transitoria y Situación Persistente	Cuasi-Permanente y Característica	14,62	2,6

**5.3.3. Comprobación de la seguridad frente al deslizamiento**

Se procede a la comprobación de deslizamiento de la cimentación de los estribos del puente.

En el estribo se comprueba únicamente la sección frontal, ya al ser la zapata única para todo el estribo no hay riesgo de deslizamiento de los muros laterales.

**Combinación de acciones a utilizar**

Para la comprobación a deslizamiento los estados más desfavorables son aquellos que introducen menor carga vertical a la subestructura y mayor sollicitación horizontal.

Las combinaciones de acciones para las situaciones de proyecto consideradas son:

- Situación transitoria. En esta situación únicamente se dispone del peso propio del estribo y del peso y empuje de las tierras del relleno A1 en el trasdós. Las dos acciones son permanentes, por lo que las dos combinaciones a comprobar (característica y cuasi-permanente) son iguales.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^*$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno

- Situación persistente. En esta situación es necesario añadir las cargas provenientes del puente y de la sobrecarga de uso en el terraplén. Las dos combinaciones a utilizadas son:
  - o Combinación cuasi-permanente. En esta combinación se utiliza el coeficiente de combinación  $\Psi_2$ , que es igual a cero para todas las acciones variables menos para la temperatura, y para la sobrecarga de uso en terraplén, que según indica el apartado 4.1.6 de la IAP-11 esta acción ha de considerarse con su valor característico como único valor representativo.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + \Psi_2 \cdot Q_{Temp} + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.



- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
  - $Q_{Temp}$  es la reacción generada por la acción térmica más desfavorable.
  - $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén
- Combinación característica. En esta combinación surgen dos posibles hipótesis desfavorables entre las cuales no se puede discernir previamente cuál es la más desfavorable.

- Combinación 1. Considera la hipótesis de mayor carga horizontal combinada con menor carga vertical hacia abajo. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_{SCU\_GR2} + \sum \Psi_0 \cdot Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_{SCU\_GR2}$  es la reacción del grupo 2 de cargas de tráfico sobre el puente, grupo que posee la combinación con la mayor carga horizontal.
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia arriba.
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

- Combinación 2. Considera la hipótesis de menor carga vertical hacia abajo posible sobre el estribo. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia arriba
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

En el muro frontal es necesario comprobar todas las combinaciones.

### Explicación de la metodología utilizada

Siguiendo la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras" la comprobación a deslizamiento se realiza verificando que el valor de la siguiente ecuación sea mayor que el mínimo que marca la norma:

$$F_d = \frac{V * \tan \phi_c + B^* * L^* * c_c + R}{H}$$

Donde:

$V$  = Resultante vertical efectiva (Peso de elemento, peso de tierras que gravitan sobre él y los posibles esfuerzos verticales transmitidos por la estructura).

$H$  = Resultante de las fuerzas horizontales (en ambas direcciones) que actúan sobre el plano de cimentación (Empuje del terreno y los posibles esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura).

$B^*, L^*$  = Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente.

$\phi_c, c_c$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno.

$R$  = Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a  $H$ . Del lado de la seguridad se considerará nula.

Los valores del ángulo de rozamiento y cohesión en el plano de contacto se hallan a partir del ángulo de rozamiento y la cohesión del terreno, para cimentaciones convencionales de hormigón "in situ" como sigue:

$$\tan \phi_c = 0,8 * \tan \phi \quad c_c = c$$

En nuestro caso, al tratarse de una arena, la cohesión resulta nula.

Los esfuerzos que actúan sobre nuestro estribo se han obtenido a partir del modelo tridimensional introducido en el programa de cálculo considerando las situaciones más desfavorables para nuestra comprobación.

**ESTRIBO NORTE****MURO FRONTAL****Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)**

El material de relleno considerado es el terreno A1 cuyos parámetros se pueden consultar en el apartado anterior de este documento.

Procederemos a calcular las acciones que intervienen en la ecuación.

Sabiendo que el peso específico del hormigón es  $25 \text{ kN/m}^3$  ( $W = A \cdot \gamma_h$ ):

$$W_1 = 1 \cdot 8 \cdot 25 = 195 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 7,8 \cdot 25 = 48,75 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 1 \cdot 7 \cdot 25 = 210 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 1,8091 \cdot 25 = 45,2275 \text{ kN/m}$$

$$W_t = 30,2190 \cdot 16 = 483,504 \text{ kN/m}$$

En cuanto al empuje del terreno, tenemos (sabiendo que la guía de cimentaciones dice que se considere el empuje activo):

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_{ap} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,347 \cdot 16 \cdot 10^2 = 277,6 \text{ kN/m}$$

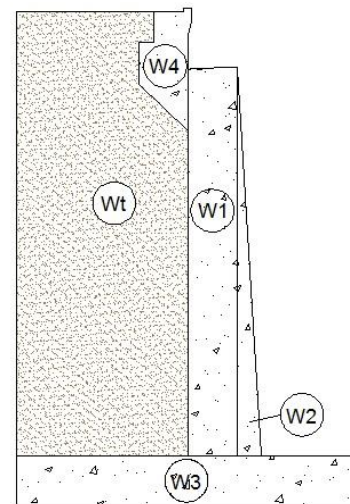


Figura XVII: SECCIÓN PROPUESTA PARA EL ESTRIBO

Por tanto, podemos calcular ya las fuerzas resultantes verticales y horizontales que entran dentro de la fórmula antes mostrada:

$$V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_t \quad V = 950,73 \text{ kN/m}$$

$$H = E_a = 277,6 \text{ kN/m}$$

Se observa que el empuje obtenido es superior al empuje hidrostático generado por un fluido de peso específico igual a  $5 \text{ kN/m}^3$ .

Sabiendo que la cohesión de las tierras es nula, sólo nos queda calcular el valor del ángulo de rozamiento en el plano de cimentación para poder entrar en la ecuación. Sabemos que en el plano de cimentación hallamos terreno B2 cuyos parámetros se muestran en el apartado anterior de este documento.

Para el cálculo del ángulo en dicho plano emplearemos lo expuesto en la página anterior:

$$\tan \phi_c = 0,8 \cdot \tan \phi = 0,8 \cdot \tan 31^\circ = 0,4807 \rightarrow \phi_c \approx 26^\circ$$

Ya podemos calcular el factor de seguridad de esta sección frente a deslizamiento:

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B \cdot L \cdot c_c + R}{H}$$

$$F_d = \frac{950,73 \cdot \tan 26 + 0 + 0}{277,6}$$

$$F_d = 1,67 \geq F_{d_{\min}} = 1,3 \text{ CUMPLE}$$

**Situación persistente (combinación cuasi-permanente)**

Para esta situación se utilizan los esfuerzos más desfavorables obtenidos del programa de cálculo. En este caso en esta combinación solo entra en juego las cargas permanentes y las cargas variables de temperatura, ya que en el resto el coeficiente de combinación cuasi-permanente es nulo. Tenemos los siguientes esfuerzos en kN:

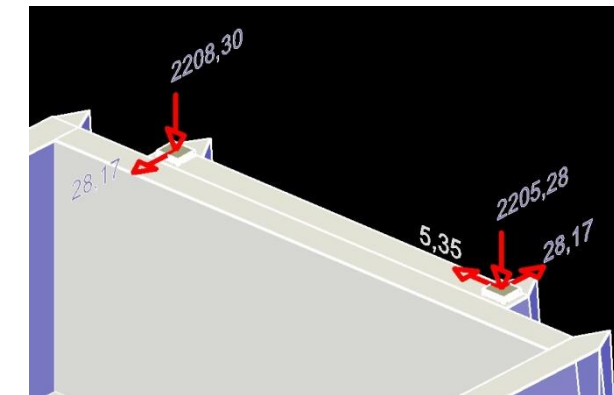


Figura XVIII: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CUASI-PERMANENTE DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Asumiendo que las cargas en cimentación se encuentran repartidas, calcularemos dichos fuerzas puntuales como fuerzas distribuidas en la zapata, para ello, las cargas verticales las repartiremos en todo el ancho de la longitud de la zapata y por lo que respecta a las horizontales, la que corresponde con el eje longitudinal se repartirá en la mitad de la longitud y la que corresponde al eje vertical se repartirá en toda la longitud, de modo que:

$$\frac{2208,3 + 2205,28}{L} = \frac{4413,58}{26,8} = 164,7 \text{ kN/m}$$



$$\frac{5,33}{L} = \frac{5,33}{26,8} = 0,1996 \text{ KN/m}$$

$$\frac{28,17}{L} = \frac{28,17}{26,8} = 1,05 \text{ KN/m}$$

Resultante vertical de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$V = 950,73 + 10 \cdot 3,5 + 164,7 = 1150,43 \text{ KN/m}$$

Resultante horizontal de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$H = 277,6 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10 + \sqrt{0,1996^2 + 1,05^2} = 313,37 \text{ KN/m}$$

Dado que el terreno de cimentación es el mismo ya podemos proceder a calcular el coeficiente:

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$

$$F_d = \frac{1150,43 \cdot \tan 26 + 0 + 0}{313,37}$$

$$F_d = 1,79 \geq F_{d_{min}} = 1,5 \text{ CUMPLE}$$

### Situación persistente (combinación característica)

Se evalúan las dos combinaciones explicadas anteriormente

#### Combinación 1. Mayor carga horizontal en el estribo combinada con menor carga vertical hacia abajo

Tenemos en cuenta los siguientes esfuerzos:

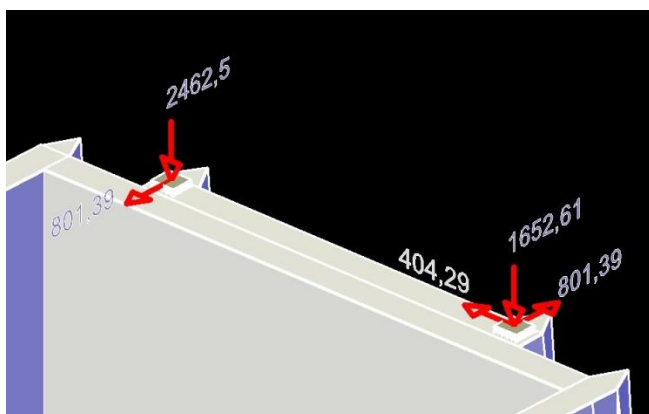


Figura XIX: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 1 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Procederemos igual que en el caso anterior teniendo en cuenta, además, que existe una fuerza horizontal de frenado equivalente a 540 KN que se repartirá en toda la longitud de la zapata.

$$\frac{2462,5 + 1652,61}{L} = \frac{4115,11}{26,8} = 153,55 \text{ KN/m}$$

$$\frac{404,29}{L} = \frac{404,29}{26,8} = 15,09 \text{ KN/m}$$

$$\frac{540}{L} = \frac{540}{26,8} = 20,15 \text{ KN/m}$$

$$\frac{801,39}{L} = \frac{801,39}{26,8} = 29,9 \text{ KN/m}$$

Resultante vertical de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$V = 950,73 + 10 \cdot 3,5 + 153,55 = 1139,28 \text{ KN/m}$$

Resultante horizontal de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$H = 277,6 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10 + \sqrt{15,09^2 + (29,9 + 20,15)^2} = 364,58 \text{ KN/m}$$

Dado que el terreno de cimentación es el mismo ya podemos proceder a calcular el coeficiente:

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$

$$F_d = \frac{1139,28 \cdot \tan 26 + 0 + 0}{364,58}$$

$$F_d = 1,52 \geq F_{d_{min}} = 1,3 \text{ CUMPLE}$$

#### Combinación 2. Menor carga vertical hacia abajo posible

Tenemos en cuenta los siguientes esfuerzos:

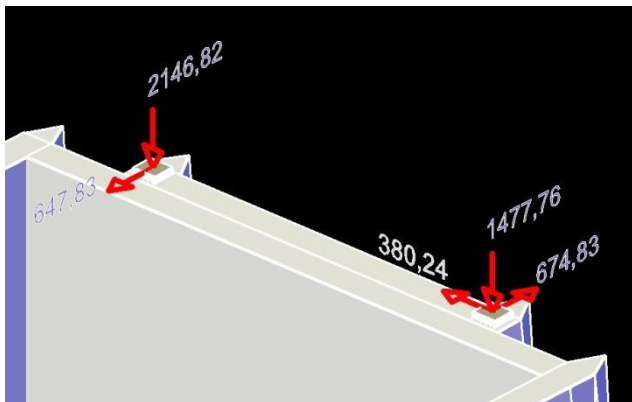


Figura XX: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 2 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Procederemos de igual forma que hasta ahora:

$$\frac{2146,82 + 1477,76}{L} = \frac{3624,58}{26,8} = 135,25 \text{ KN/m}$$
$$\frac{380,24}{L} = \frac{380,24}{26,8} = 14,19 \text{ KN/m}$$
$$\frac{674,83}{L} = \frac{674,83}{26,8} = 25,18 \text{ KN/m}$$

Resultante vertical de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$V = 950,73 + 10 \cdot 3,5 + 135,25 = 1120,98 \text{ KN/m}$$

Resultante horizontal de las cargas (sumando el valor de las permanentes):

$$H = 277,6 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10 + \sqrt{14,19^2 + 25,18^2} = 341,2 \text{ KN/m}$$

Dado que el terreno de cimentación es el mismo ya podemos proceder a calcular el coeficiente:

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$
$$F_d = \frac{1120,98 \cdot \tan 26 + 0 + 0}{341,2}$$

$$F_d = 1,60 \geq F_{d_{min}} = 1,3 \text{ CUMPLE}$$

### ESTRIBO SUR

El estribo sur completamente igual que el norte, tiene las mismas tierras como relleno y está apoyado sobre un material con el mismo ángulo de rozamiento interno y peso específico, por lo que los resultados son idénticos a los calculados en el estribo norte.

### TABLA RESUMEN COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

ESTRIBO NORTE/SUR	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	1,67	1,3
	Cuasi-Permanente	1,67	1,3
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	1,79	1,5
	Combinación 1	1,52	1,3
	Combinación 2	1,60	1,3

### 5.3.4. Comprobación de la seguridad frente al vuelco

Se procede a la comprobación del vuelco de la cimentación de los estribos del puente.

En el estribo se comprueba únicamente la sección frontal, ya al ser la zapata única para todo el estribo no hay riesgo de vuelco alrededor de los muros laterales.

### Combinación de acciones a utilizar

Para la comprobación a deslizamiento los estados más desfavorables son aquellos que introducen menor carga vertical a la subestructura y mayor sollicitación horizontal.

Las combinaciones de acciones para las situaciones de proyecto consideradas son:

- Situación transitoria. En esta situación únicamente se dispone del peso propio del estribo y del peso y empuje de las tierras del relleno A1 en el trasdós. Las dos acciones son permanentes, por lo que las dos combinaciones a comprobar (característica y cuasi-permanente) son iguales.





$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^*$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno

- Situación persistente. En esta situación es necesario añadir las cargas provenientes del puente y de la sobrecarga de uso en el terraplén. Las dos combinaciones a utilizadas son:
  - o Combinación cuasi-permanente. En esta combinación se utiliza el coeficiente de combinación  $\Psi_2$ , que es igual a cero para todas las acciones variables menos para la temperatura, y para la sobrecarga de uso en terraplén, que según indica el apartado 4.1.6 de la IAP-11 esta acción ha de considerarse con su valor característico como único valor representativo.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + \Psi_2 \cdot Q_{Temp} + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_{Temp}$  es la reacción generada por la acción térmica más desfavorable.
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

- o Combinación característica. En esta combinación surgen dos posibles hipótesis desfavorables entre las cuales no se puede discernir previamente cuál es la más desfavorable.
  - Combinación 1. Considera la hipótesis de mayor carga horizontal combinada con menor carga vertical hacia abajo. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_{SCU\_GR2} + \sum \Psi_0 \cdot Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno

- $Q_{SCU\_GR2}$  es la reacción del grupo 2 de cargas de tráfico sobre el puente, grupo que posee la combinación con la mayor carga horizontal.
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia arriba.
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

- Combinación 2. Considera la hipótesis de menor carga vertical hacia abajo posible sobre el estribo. La combinación más desfavorable es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum G_{empuje}^* + Q_V + Q_{SCU\_terraplén}$$

Donde

- $G_{k,j}$  son las cargas permanentes del peso propio de la subestructura y la reacción de las cargas permanentes del puente sobre la misma.
- $G_{empuje}^*$  es el empuje del terreno
- $Q_V$  es la reacción del viento en el caso de que sople hacia arriba
- $Q_{SCU\_terraplén}$  es la sobrecarga de uso en el terraplén

En el muro frontal es necesario comprobar todas las combinaciones.

#### Explicación de la metodología utilizada

La comprobación de la seguridad frente al vuelco se ha realizado según el artículo 4.7. de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

Según la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, se define como coeficiente de seguridad frente al vuelco:

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Se contabilizan como momentos estabilizadores los producidos por la fuerza vertical efectiva sobre el plano de cimentación, es decir, el peso del estribo, de las tierras del relleno y de la posible fuerza vertical transmitida por el puente. No se ha considerado ningún empuje pasivo.





Se contabilizan como momentos volcadores los producidos por el empuje horizontal de las tierras del relleno y por la posible fuerza horizontal transmitida por el puente.

Por otro lado, la Guía indica dos variantes posibles de vuelco:

- Vuelco rígido. Considera que el vuelco se produce girando respecto a la arista inferior del lado del intradós del plano de cimentación. Esta situación exige presiones infinitas en el terreno, que solo podrían darse si este es infinitamente rígido y resistente.
- Vuelco plástico. Se estima que el vuelco se genera alrededor de un eje de giro retranqueado una distancia  $d$  medida respecto a la arista inferior del lado del intradós del plano de la cimentación hacia el interior de la zona de apoyo. Con esta situación las tensiones tienen un valor limitado.

En esta variante de vuelco se ha de trabajar con todas las acciones horizontales mayoradas según la siguiente expresión:

$$H_{\text{cálculo}} = F_d \cdot H$$

Donde  $F_d$  es el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en la situación de proyecto y con la combinación de acciones que se esté considerando.

El retranqueo del eje de giro alrededor de la arista mayor de la cimentación tiene el valor siguiente:

$$d = \frac{1}{2} \cdot \frac{V}{p \cdot L^*}$$

Donde  $V$  es la resultante de fuerzas efectivas sobre la cota de cimentación,  $p$  es el valor de la presión vertical de hundimiento para la situación de proyecto considerada y  $L^*$  es la longitud mayor efectiva de la zapata.

En nuestro caso, al no existir nivel freático que afecte a la comprobación de los ELU, el valor de  $V$  en efectivas es igual que en totales. Además, al considerar la zapata corrida el valor de  $L^*$  es igual a  $L$ .

Los esfuerzos que actúan sobre el estribo se han obtenido a partir del modelo tridimensional introducido en el programa de cálculo considerando las situaciones más desfavorables para nuestra comprobación.

Se comenzará comprobando los coeficientes de seguridad frente al vuelco para el estribo norte (lado aeropuerto) y posteriormente para el estribo sur (lado calle Oberland).

### ESTRIBO NORTE

#### COMPROBACIÓN CON VUELCO RÍGIDO

En esta parte se considera que el estribo tiene el eje de giro en la arista inferior de mayor longitud.

#### MURO FRONTAL

##### Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)

El material de relleno considerado es el terreno A1 cuyos parámetros se pueden consultar en el apartado anterior de este documento.

Procederemos a calcular las acciones que intervienen en la ecuación.

Sabiendo que el peso específico del hormigón es  $25 \text{ kN/m}^3$  ( $W = A \cdot \gamma_h$ ):

$$W_1 = 1 \cdot 8 \cdot 25 = 195 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 7,8 \cdot 25 = 48,75 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 1 \cdot 7 \cdot 25 = 210 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 1,8091 \cdot 25 = 45,2275 \text{ kN/m}$$

$$W_t = 30,2190 \cdot 16 = 483,504 \text{ kN/m}$$

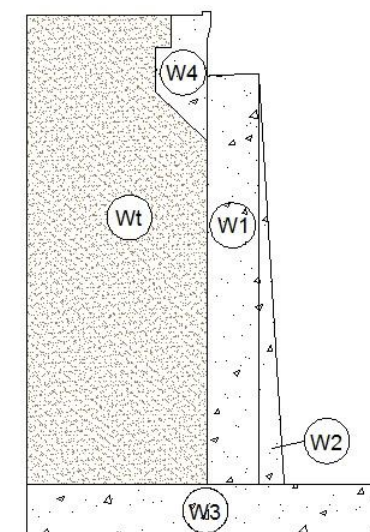


Figura XXI: SECCIÓN PROPUESTA PARA EL ESTRIBO

En cuanto al empuje del terreno, tenemos (sabiendo que la guía de cimentaciones dice que se considere el empuje activo):

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_{ap} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,347 \cdot 16 \cdot 10^2 = 277,6 \text{ kN/m}$$

Se observa que el empuje obtenido es superior al empuje hidrostático generado por un fluido de peso específico igual a  $5 \text{ kN/m}^3$ .

Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.



$$\begin{aligned}\sum M_{estabilizadores} &= 195 \cdot 3 + 48,75 \cdot 2,333 + 210 \cdot 3,5 + 45,2275 \cdot 3,908 + 483,5 \cdot 5,33 \\ &= 4082,06 \frac{kN}{m} \cdot m \\ \sum M_{volcadores} &= 277,6 \cdot \frac{10}{3} = 925,33 \frac{kN}{m} \cdot m \\ F_v &= \frac{4082,06}{925,33} = 4,41 > F_{v,min} = 1,80 \longrightarrow CUMPLE\end{aligned}$$

### Situación persistente (combinación cuasi-permanente)

Para esta situación se utilizan los esfuerzos más desfavorables obtenidos del programa de cálculo. En este caso, en esta combinación sólo entra en juego las cargas permanentes y las cargas variables de temperatura ya que en el resto el coeficiente de combinación cuasi-permanente es nulo. Tenemos los siguientes esfuerzos en kN:

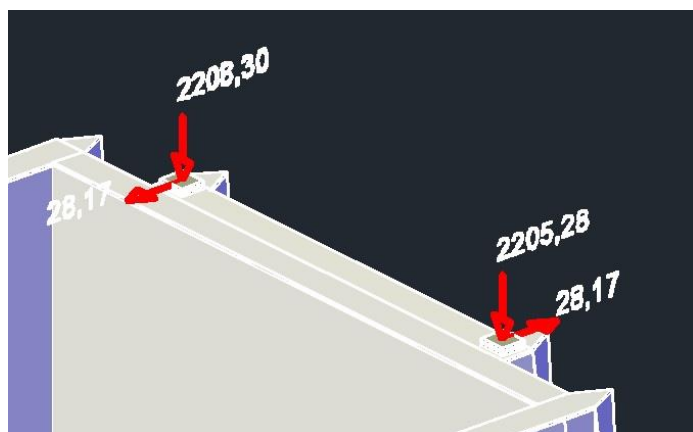


Figura XXII: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CUASI-PERMANENTE DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Asumiendo que las cargas en cimentación se encuentran repartidas, calcularemos dichas fuerzas puntuales como fuerzas distribuidas en la zapata. Para ello, las cargas verticales y horizontales las repartiremos en todo el ancho de la longitud de la zapata:

$$\begin{aligned}q_v &= \frac{2208,3 + 2205,28}{L} = \frac{4413,58}{26,8} = 164,7 \text{ KN/m} \\ q_h &= \frac{28,17}{L} = \frac{28,17}{26,8} = 1,05 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.

$$\begin{aligned}\sum M_{estabilizadores} &= 4082,06 + 10 \cdot 3,5^2 \cdot 0,5 + 164,7 \cdot 2,9541 = 4629,79 \frac{kN}{m} \cdot m \\ \sum M_{volcadores} &= 925,33 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10^2 \cdot 0,5 + 1,05 \cdot 9 = 1108,28 \frac{kN}{m} \cdot m \\ F_v &= \frac{4629,79}{1108,28} = 4,18 > F_{v,min} = 2,00 \longrightarrow CUMPLE\end{aligned}$$

### Situación persistente (combinación característica)

En esta combinación entran en cuenta las dos posibles combinaciones de esfuerzos explicadas anteriormente.

#### Combinación 1. Mayor carga horizontal en el estribo combinada con menor carga vertical hacia abajo

Tenemos en cuenta los siguientes esfuerzos:

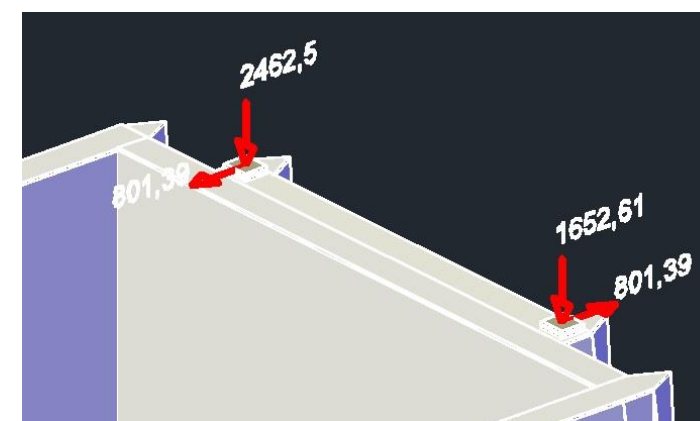


Figura XXIII: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 1 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Procederemos igual que en el caso anterior teniendo en cuenta, además, que existe una fuerza horizontal de frenado equivalente a 540 kN que se repartirá en toda la longitud de la zapata.

$$\begin{aligned}q_v &= \frac{2462,5 + 1652,61}{L} = \frac{4115,11}{26,8} = 153,55 \text{ KN/m} \\ q_h &= \frac{801,39 + 540}{L} = \frac{1341,39}{26,8} = 50,05 \text{ KN/m}\end{aligned}$$



Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.

$$\sum M_{estabilizadores} = 4082,06 + 10 \cdot 3,5^2 \cdot 0,5 + 153,55 \cdot 2,9541 = 4596,32 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$\sum M_{volcadores} = 925,33 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10^2 \cdot 0,5 + 50,05 \cdot 9 = 1549,3 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = \frac{4596,32}{1549,3} = 2,97 > F_{v,min} = 1,80 \longrightarrow CUMPLE$$

### Combinación 2. Menor carga vertical hacia abajo posible

Tenemos en cuenta los siguientes esfuerzos:

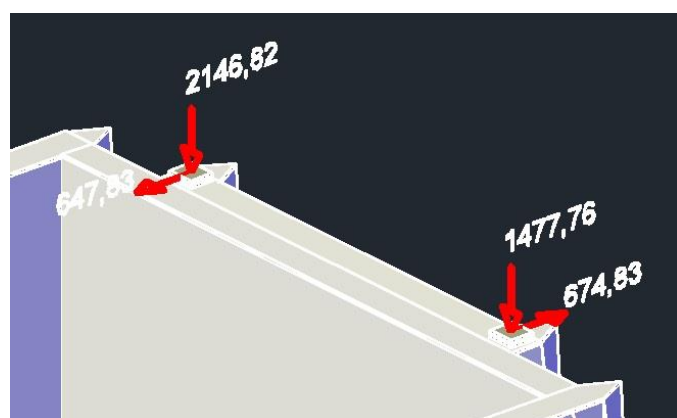


Figura XXIV: REACCIONES EN EL ESTRIBO PARA LA COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA 2 DE LA SITUACIÓN PERSISTENTE

Procederemos de igual forma que hasta ahora:

$$q_v = \frac{2146,82 + 1477,76}{L} = \frac{3624,58}{26,8} = 135,25 \text{ KN/m}$$

$$q_h = \frac{674,83}{L} = \frac{674,83}{26,8} = 25,18 \text{ KN/m}$$

Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.

$$\sum M_{estabilizadores} = 4082,06 + 10 \cdot 3,5^2 \cdot 0,5 + 135,25 \cdot 2,9541 = 4542,82 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$\sum M_{volcadores} = 925,33 + 0,347 \cdot 10 \cdot 10^2 \cdot 0,5 + 25,18 \cdot 9 = 1325,45 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = \frac{4542,82}{1325,45} = 3,43 > F_{v,min} = 1,80 \longrightarrow CUMPLE$$

### COMPROBACIÓN CON VUELCO PLÁSTICO

En este apartado se procede a calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco considerando el eje de giro retranqueado hacia el interior del estribo.

Las hipótesis de carga, las combinaciones y situaciones de proyecto son similares que en el apartado de "vuelco rígido".

Las cargas horizontales van multiplicadas por el coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento correspondiente a cada situación de proyecto.

La carga de hundimiento utilizada en cada situación de proyecto ha sido obtenida con el método de Brinch-Hansen, descrito en la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* y en el apartado de *Comprobación de la seguridad frente al hundimiento* de ese documento.

Una vez obtenida la distancia  $d$  de retranqueo, se calculan el momento estabilizador y el momento volcador alrededor del eje que pasa por  $d$ , consiguiendo así el coeficiente de seguridad frente al vuelco plástico.

### MURO FRONTAL

#### Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)

Para esta situación de proyecto y combinación, el coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento es  $F_d = 1,30$ .

La resultante de fuerzas efectivas sobre la cota de cimentación es:

$$V = 195 + 48,75 + 210 + 45,2275 + 483,504 = 950,73 \frac{kN}{m}$$

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 1671,59 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo es:

$$d = \frac{1}{2} \cdot \frac{950,73}{1671,59} = 0,284 \text{ m}$$

Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.



$$\begin{aligned} \sum M_{estabilizadores} &= 195 \cdot (3 - 0,284) + 48,75 \cdot (2,33 - 0,284) + 210 \cdot (3,5 - 0,284) + 45,2275 \\ &\cdot (3,908 - 0,284) + 483,504 \cdot (5,3281 - 0,284) = 3810,85 \frac{kN}{m} \cdot m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{volcadores} &= 1,30 \cdot 277,6 \cdot \frac{10}{3} = 1202,93 \frac{kN}{m} \cdot m \\ F_v &= \frac{3810,85}{1202,93} = 3,17 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE \end{aligned}$$

**Situación persistente (combinación cuasi-permanente)**

Para esta situación de proyecto y combinación, el coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento es  $F_d = 1,50$ .

La resultante de fuerzas efectivas sobre la cota de cimentación es:

$$V = 950,73 + 10 \cdot 3,5 + 164,68 = 1115,41 \frac{kN}{m}$$

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 1697,56 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo es:

$$d = \frac{1}{2} \cdot \frac{1115,41}{1697,56} = 0,329 \text{ m}$$

Con estos datos se pasa a calcular el valor de los momentos y el coeficiente de seguridad.

$$\begin{aligned} \sum M_{estabilizadores} &= 195 \cdot (3 - 0,329) + 48,75 \cdot (2,33 - 0,329) + 210 \cdot (3,5 - 0,329) + 45,2275 \\ &\cdot (3,908 - 0,329) + 483,504 \cdot (5,3281 - 0,329) + 164,68 \cdot (2,9541 - 0,329) \\ &= 4201,12 \frac{kN}{m} \cdot m \end{aligned}$$

$$\sum M_{volcadores} = 1,50 \cdot 277,6 \cdot \frac{10}{3} + 1,50 \cdot 100 \cdot 5 + 1,50 \cdot 1,05 \cdot 9 = 1402,18 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = \frac{4201,12}{1402,18} = 3,00 > F_{v,min} = 1,50 \longrightarrow CUMPLE$$

**Situación persistente (combinación característica)**

En esta combinación se tienen en cuenta los dos casos explicados anteriormente

**Combinación 1. Mayor carga horizontal en el estribo combinada con menor carga vertical hacia abajo**

Para esta situación de proyecto y combinación, el coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento es  $F_d = 1,30$ .

Los resultados son:

$$V = 1104,28 \frac{kN}{m}$$

$$p = 1603,65 \frac{kN}{m^2}$$

$$d = 0,34 \text{ m}$$

$$\sum M_{estabilizadores} = 4153,98 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$\sum M_{volcadores} = 1788,52 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = \frac{4153,98}{1788,52} = 2,32 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE$$

**Combinación 2. Menor carga vertical hacia abajo posible**

Para esta situación de proyecto y combinación, el coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento es  $F_d = 1,30$ .

Los resultados son:



$$V = 1085,98 \frac{kN}{m}$$

$$p = 1759,40 \frac{kN}{m^2}$$

$$d = 0,309 m$$

$$\sum M_{estabilizadores} = 4145,508 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$\sum M_{volcadores} = 1497,54 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = \frac{4145,508}{1497,54} = 2,77 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE$$

### ESTRIBO SUR

#### COMPROBACIÓN CON VUELCO RÍGIDO

Los valores de las propiedades geofísicas del terreno donde apoya el estribo sur y del material de relleno son iguales que los correspondientes a los terrenos del estribo norte. Además, ambos estribos son iguales, por lo que las hipótesis de carga, las situaciones de proyecto, combinaciones de acciones y resultados obtenidos son similares.

#### COMPROBACIÓN CON VUELCO PLÁSTICO

Los valores de las propiedades geofísicas del terreno donde apoya el estribo sur y del material de relleno son iguales que los correspondientes a los terrenos del estribo norte. Además, ambos estribos son iguales. La única diferencia se encuentra en la carga de hundimiento, ya que la frontera entre los estratos B2 y B3 se encuentra a una cota superior que en el estribo norte. Esto hace que cambie la distancia de retranqueo y, por consiguiente, el factor de seguridad frente al vuelco.

Puesto que las hipótesis de carga, situaciones de proyecto y combinaciones de acciones son iguales, la metodología de cálculo también lo es. Por esto, en los siguientes subapartados solo se muestra los nuevos resultados.

### MURO FRONTAL

#### Situación transitoria (combinación característica y combinación cuasi-permanente)

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 2011,46 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo, valor de los momentos y el coeficiente de seguridad son:

$$d = 0,2363 m \quad \sum M_{estabilizadores} = 3856,68 \frac{kN}{m} \cdot m \quad \sum M_{volcadores} = 1202,93 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = 3,20 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE$$

#### Situación persistente (combinación cuasi-permanente)

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 2042,68 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo, valor de los momentos y el coeficiente de seguridad son:

$$d = 0,273 m \quad \sum M_{estabilizadores} = 4263,20 \frac{kN}{m} \cdot m \quad \sum M_{volcadores} = 1402,18 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = 3,04 > F_{v,min} = 1,50 \longrightarrow CUMPLE$$

#### Situación persistente (combinación característica)

##### Con SCU y fuerza de frenado (mayor fuerza horizontal y vertical)

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 1927,09 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo, valor de los momentos y el coeficiente de seguridad son:

$$d = 0,287 m \quad \sum M_{estabilizadores} = 4218,422 \frac{kN}{m} \cdot m \quad \sum M_{volcadores} = 1788,52 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$F_v = 2,35 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE$$



**Sin SCU ni fuerza de frenado (menor fuerza vertical)**

La carga de hundimiento para esta situación de proyecto y combinación es:

$$p = 2116,61 \frac{kN}{m^2}$$

La distancia de retranqueo, valor de los momentos y el coeficiente de seguridad son:

$$d = 0,257 \text{ m} \quad \sum M_{estabilizadores} = 4202,23 \frac{kN}{m} \cdot m \quad \sum M_{volcadores} = 1497,54 \frac{kN}{m} \cdot m$$
$$F_v = 2,81 > F_{v,min} = 1,30 \longrightarrow CUMPLE$$

**TABLA RESUMEN COMPROBACIÓN A VUELCO**

ESTRIBO NORTE/SUR VUELCO RÍGIDO	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	4,41	1,80
	Cuasi-Permanente	4,41	1,80
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	4,18	2,00
	Característica con SCU	2,97	1,80
	Característica sin SCU	3,43	1,80

ESTRIBO NORTE VUELCO PLÁSTICO	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	3,17	1,30
	Cuasi-Permanente	3,17	1,30
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	3,00	1,50
	Característica con SCU	2,32	1,30
	Característica sin SCU	2,77	1,30

ESTRIBO SUR VUELCO PLÁSTICO	COMBINACIÓN	FACTOR CALCULADO	FACTOR MÍNIMO
<b>MURO FRONTAL</b>			
Situación Transitoria	Característica	3,20	1,30
	Cuasi-Permanente	3,20	1,30
Situación Persistente	Cuasi-Permanente	3,04	1,50
	Característica con SCU	2,35	1,30
	Característica sin SCU	2,81	1,30

**5.4. Comprobación de Estados Límite de Servicio****5.4.1. Estimación de asientos inducidos**

Se procede a la estimación de asientos de la cimentación de los estribos del puente.

En el estribo se comprueba únicamente la sección frontal, ya que es la zona más solicitada y la que generará asientos más elevados

**Combinación de acciones a utilizar**

Para la comprobación a deslizamiento los estados más desfavorables son aquellos que introducen mayor carga vertical a la subestructura.

Las combinaciones de acciones para las situaciones exigidas en el informe geotécnico son:

- Asiento bajo la acción de cargas permanentes y variables. En esta situación se dispone del peso propio del estribo, el peso de los rellenos, la fuerza más desfavorable transmitida por el puente y la sobrecarga de uso en el terraplén.
- Asiento bajo la acción exclusiva de cargas permanentes. En esta situación se tiene en cuenta el peso propio del estribo, el peso de los rellenos y la fuerza procedente de las cargas permanentes del puente.

**Explicación de la metodología utilizada**

Puesto que el estribo se cimienta sobre estratos granulares se ha elegido el método de Schmertmann de estimación de asientos.

$$s = C_1 \cdot q_{tn} + \sum_0^{4B} \left( \frac{I_z \cdot \Delta z}{E} \right) \quad (1)$$

Donde:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q'}{q_{tn}} \geq 0,5 \quad (2) \quad (\text{Factor de profundidad})$$

$q'$  = Tensión efectiva a cota de cimentación

$q_{tn}$  = Carga transmitida neta

$$I_z = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}} \quad (3)$$





$I_z$  es un coeficiente que varía con la profundidad. Para una zapata corrida de ancho  $B$ , su valor máximo se produce a 'B' por debajo del plano de cimentación.

$\sigma'_{vq}$  = Tensión efectiva existente a una profundidad igual a 'B' por debajo del plano de cimentación

$B$  = Ancho de los elementos de apoyo

$E$  = Módulo de deformación. Según Schmertmann, en zapatas corridas puede utilizarse la siguiente correlación con la resistencia por punta ( $q_c$ ) del ensayo de penetración estática:

$$E = 3,5 \cdot q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (4)$$

Para arenas, la correlación más usual es:

$$\frac{q_c}{N} = 4 \quad (5)$$

El diagrama siguiente indica la variación del valor de  $I_z$  conforme a la profundidad.

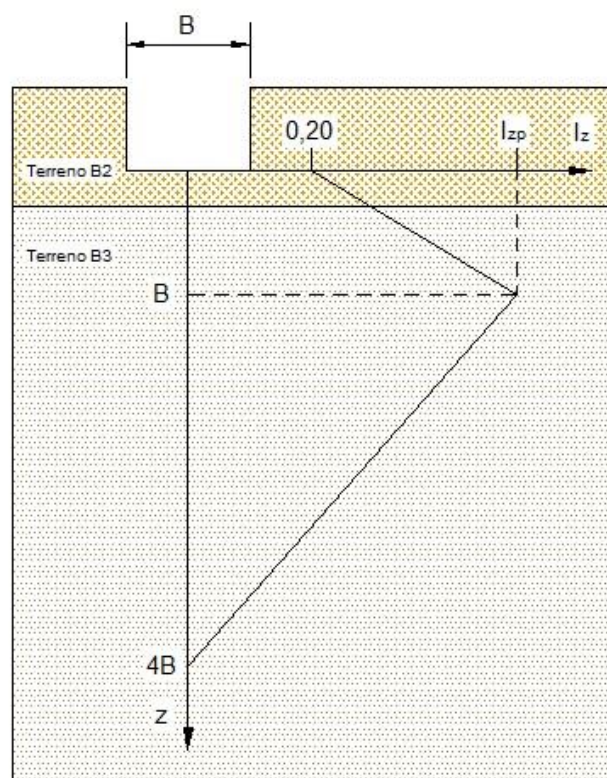


Figura XXV: VARIACIÓN DEL VALOR  $I_z$  CONFORME A LA PROFUNDIDAD

### ESTRIBO NORTE (TEMPELHOF.)

#### SECCIÓN FRONTAL

La cota de cimentación del estribo norte es +42,00 m. El bulbo de influencia en zapata corrida se considera con una profundidad de afección igual a  $4B$  ( $4 \cdot 7 = 28$  m desde el plano de cimentación) dejando la cota mínima en +14,00 m. El sondeo B3/12 sólo aporta información hasta +33,94 m, por lo que se supondrá el estrato B3 uniforme hasta la cota +14,00 m.

De esta forma, el terreno B2 aporta un  $N_{SPT} = 13$  y el B3,  $N_{SPT} = 37$ .

Para calcular el módulo de elasticidad se procede según el método de Schmertmann.

En primer lugar se determina un valor para el cociente de la resistencia por punta obtenido en el ensayo de penetración estática entre el valor de SPT. El método indicado da una aproximación de ese valor en función del tipo de suelo en el que se cimente. Se ha tomado el nivel "arenas medias", ya que es el que más se ajusta según la caracterización geomecánica.

Para el terreno B2:

$$N = 13 \quad q_c = 5 \cdot 13 = 65 \quad E = 3,5 \cdot 65 = 227,5 \text{ kg/cm}^2 = 22750 \text{ kN/m}^2$$

Y para el terreno B3:

$$N = 37 \quad q_c = 5 \cdot 37 = 185 \quad E = 3,5 \cdot 185 = 647,5 \text{ kg/cm}^2 = 64750 \text{ kN/m}^2$$

PROFUNDIDAD	DPH30 medio	SPT (N)	E (kN/m <sup>2</sup> )
0 < z < 2,00 m	22	13	22750
2,00 < z < 28,00 m	62	37	64750

A continuación se procede a calcular el asiento mediante (1) y todos los coeficientes y valores intermedios necesarios.

Puesto que se exige comprobar el asiento diferencial en dos situaciones de proyecto distintas, se hace el cálculo para cada una de ellas.

#### Asiento bajo la acción de cargas permanentes y cargas variables

En primer lugar se calcula la presión transmitida en el plano de cimentación. Las fuerzas actuantes son:

- Peso propio. El área de la sección es 18,7339 m<sup>2</sup>. El peso por unidad de longitud del estribo es:



$$W = 25 \cdot 18,7339 = 468,3475 \text{ kN/m}$$

La presión transmitida a cota de cimentación es:

$$q_{PP} = \frac{468,3475 \text{ kN/m}}{7 \text{ m}} = 66,91 \text{ kN/m}^2$$

- Peso de los rellenos. Para el asiento es más desfavorable considerar la existencia de relleno en el intradós del muro. El peso de cada relleno es:

$$W_{intradós} = 16 \cdot 3,3501 = 53,6016 \text{ kN/m}$$

$$W_{trasdós} = 16 \cdot 30,2190 = 483,504 \text{ kN/m}$$

$$W = W_{intradós} + W_{trasdós} \quad W = 537,20 \text{ kN/m}$$

$$q_r = \frac{537,20}{7} = 76,74 \text{ kN/m}^2$$

- Fuerza transmitida por el puente. Se ha tomado como hipótesis más desfavorable colocar el carro de la sobrecarga de uso cerca de la zona de apoyo y el viento soplando hacia abajo. El valor obtenido es 8284,9 kN. La tensión transmitida a cota de cimentación es:

$$q_p = \frac{8284,9}{7 \cdot 26,8} = 44,16 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga de uso en el terraplén. Su valor es  $q_{SCU} = 10 \text{ kN/m}^2$ .

La tensión total transmitida es:

$$q_t = q_{PP} + q_r + q_p + q_{SCU} \quad q_t = 187,81 \text{ kN/m}^2$$

La tensión efectiva a cota de cimentación es:

$$q = 16 \cdot 10 = 160 \text{ kN/m}^2 \quad u = 0 \quad q' = 160 \text{ kN/m}^2$$

La carga transmitida neta es:

$$q_{tn} = 187,81 - 160 = 27,81 \text{ kN/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente  $C_1$

$$C_1 = \max\left(1 - 0,5 \cdot \frac{160}{27,81}; 0,5\right) = 0,5$$

Ahora se calcula el coeficiente  $I_{zp}$ .

$$\sigma'_{vq} = 16 \cdot 10 + 17 \cdot 2,00 + 18 \cdot 5,00 = 284 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{27,81}{284}} = 0,531$$

Por último, se obtiene el asiento.

$$s = 0,5 \cdot 27,81 \cdot \left( \frac{\frac{0,20 + 0,259}{2} \cdot 2,00}{22750} + \frac{\frac{0,259 + 0,531}{2} \cdot 5,00}{64750} + \frac{\frac{0,531 \cdot 21}{2}}{64750} \right) = 2,23 \text{ mm}$$

#### Asiento bajo la acción exclusiva de cargas permanentes

La carga transmitida ahora por el puente es 4413,57 kN. La tensión transmitida es:

$$q_p = \frac{4413,57 \text{ kN}}{7 \cdot 26,8} = 23,53 \text{ kN/m}^2$$

La tensión total transmitida es:

$$q_t = q_{PP} + q_r + q_p \quad q_t = 167,18 \text{ kN/m}^2$$

La carga transmitida neta es:

$$q_{tn} = 167,18 - 160 = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente  $C_1$

$$C_1 = \max\left(1 - 0,5 \cdot \frac{160}{7,18}; 0,5\right) = 0,5$$

Ahora se calcula el coeficiente  $I_{zp}$ .

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{7,18}{284}} = 0,516$$

Por último, se obtiene el asiento.

$$s = 0,5 \cdot 7,18 \cdot \left( \frac{\frac{0,20 + 0,290}{2} \cdot 2,00}{22750} + \frac{\frac{0,290 + 0,516}{2} \cdot 5,00}{64750} + \frac{\frac{0,516 \cdot 21}{2}}{64750} \right) = 0,562 \text{ mm}$$

**SECCIÓN LATERAL**

Dado que los dos muros apoyan sobre la misma zapata, el asiento más desfavorable se encuentra en la zona que reciba más carga. La sección lateral tiene menos área y no recibe cargas del puente, por lo que no se evalúa el asiento generado por bajo el muro lateral.

**ESTRIBO SUR (LADO OBERLAND ST.)****SECCIÓN FRONTAL**

El planteamiento para el estribo sur es idéntico que para el estribo norte así como sus dimensiones. La cota de cimentación del estribo sur es +41,84 m. El bulbo de influencia en zapata corrida se considera con una profundidad de afección igual a 4B (4\*7=28 m desde plano de cimentación) dejando la cota mínima a evaluar en +13,84 m. El sondeo B7/12 sólo aporta información hasta +38,92 m, por lo que se supondrá el estrato B3 uniforme hasta la cota +14. Los estratos son los mismos pero varía el resultado del DPH debido a las características locales. Las distancias del plano de cimentación a los estratos también varían.

De esta forma, el terreno B2 aporta un  $N_{SPT} = 19$  y el B3,  $N_{SPT} = 115$ . Puesto que el valor máximo en el ensayo SPT es 100, se toma este como valor límite.

Se calculan los módulos de elasticidad de los terrenos:

Para el terreno B2:

$$N = 19 \quad q_c = 5 \cdot 19 = 95 \quad E = 3,5 \cdot 95 = 332,5 \text{ kg/cm}^2 = 33250 \text{ kN/m}^2$$

Y para el terreno B3:

$$N = 115 \sim 100 \text{ (rechazo)} \quad q_c = 5 \cdot 100 = 500 \quad E = 3,5 \cdot 500 = 1750 \text{ kg/cm}^2 = 175000 \text{ kN/m}^2$$

PROFUNDIDAD	DPH30 medio	SPT (N)	E (kN/m <sup>2</sup> )
0 < z < 2,87 m	32	19	33250
2,87 < z < 28,00 m	193	100	175000

**Asiento bajo la acción de cargas permanentes y cargas variables**

En primer lugar se calcula la presión transmitida en el plano de cimentación. Las fuerzas actuantes son:

- Peso propio. El área de la sección es 18,7339 m<sup>2</sup>. El peso por unidad de longitud del estribo es:

$$W = 25 \cdot 18,7339 = 468,3475 \text{ kN/m}$$

La presión transmitida a cota de cimentación es:

$$q_{PP} = \frac{468,3475 \text{ kN/m}}{7 \text{ m}} = 66,91 \text{ kN/m}^2$$

- Peso de los rellenos. Para el asiento es más desfavorable considerar la existencia de relleno en el intradós del muro. El peso de cada relleno es:

$$W_{intradós} = 16 \cdot 5,1097 = 81,7552 \text{ kN/m}$$

$$W_{trasdós} = 16 \cdot 30,2190 = 483,504 \text{ kN/m}$$

$$W = W_{intradós} + W_{trasdós} \quad W = 565,2592 \text{ kN/m}$$

$$q_r = \frac{565,2592}{7} = 80,75 \text{ kN/m}^2$$

- Fuerza transmitida por el puente. Se ha tomado como hipótesis más desfavorable colocar el carro de la sobrecarga de uso cerca de la zona de apoyo y el viento soplando hacia abajo. El valor obtenido es 8284,9 kN. La tensión transmitida a cota de cimentación es:

$$q_p = \frac{8284,9}{7 \cdot 26,8} = 44,16 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga de uso en el terraplén. Su valor es  $q_{SCU} = 10 \text{ kN/m}^2$ .

La tensión total transmitida es:

$$q_t = q_{PP} + q_r + q_p + q_{SCU} \quad q_t = 191,82 \text{ kN/m}^2$$



La tensión efectiva a cota de cimentación es:

$$q = 16 \cdot 10 = 160 \text{ kN/m}^2 \quad u = 0 \quad q' = 160 \text{ kN/m}^2$$

La carga transmitida neta es:

$$q_{tn} = 191,82 - 160 = 31,82 \text{ kN/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente  $C_1$

$$C_1 = \max\left(1 - 0,5 \cdot \frac{160}{31,82}; 0,5\right) = 0,5$$

Ahora se calcula el coeficiente  $I_{zp}$ .

$$\sigma'_{vq} = 16 \cdot 10 + 17 \cdot 2,87 + 18 \cdot 4,13 = 283,13 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{31,82}{283,13}} = 0,533$$

Por último, se obtiene el asiento.

$$s = 0,5 \cdot 31,82 \cdot \left( \frac{0,20 + 0,337}{2} \cdot 2,87 + \frac{0,337 + 0,533}{2} \cdot 4,13 + \frac{0,533 \cdot 21}{2} \right) = 1,23 \text{ mm}$$

#### Asiento bajo la acción exclusiva de cargas permanentes

La carga transmitida ahora por el puente es 4413,57 kN. La tensión transmitida es:

$$q_p = \frac{4413,57 \text{ kN}}{7 \cdot 26,8} = 23,53 \text{ kN/m}^2$$

La tensión total transmitida es:

$$q_t = q_{pp} + q_r + q_p \quad q_t = 171,19 \text{ kN/m}^2$$

La carga transmitida neta es:

$$q_{tn} = 171,19 - 160 = 11,19 \text{ kN/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente  $C_1$

$$C_1 = \max\left(1 - 0,5 \cdot \frac{160}{11,19}; 0,5\right) = 0,5$$

Ahora se calcula el coeficiente  $I_{zp}$ .

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{11,19}{283,13}} = 0,520$$

Por último, se obtiene el asiento.

$$s = 0,5 \cdot 11,19 \cdot \left( \frac{0,20 + 0,331}{2} \cdot 2,87 + \frac{0,331 + 0,520}{2} \cdot 4,13 + \frac{0,520 \cdot 21}{2} \right) = 0,422 \text{ mm}$$

### VALORACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### LIMITACIONES ASIENTO ABSOLUTO

NORMA	LIMITACIÓN
<b>NBE-AE-88</b>	50 mm (metálicas isostáticas)
<b>Criterios tradicionales</b>	25 mm (arenas)
<b>Guía de cimentaciones de carreteras</b>	25 mm (zapatas aisladas)

#### ASIENTOS ABSOLUTOS OBTENIDOS

##### ESTRIBO NORTE (TEMPELHOF):

SECCIÓN FRONTAL:  $S = 2,23 \text{ mm}$  (permanentes + variables)

$S = 0,562 \text{ mm}$  (permanentes)

Todos los asientos son menores de las limitaciones. → CUMPLE

##### ESTRIBO SUR (OBERLAND ST.) :

SECCIÓN FRONTAL:  $S = 1,23 \text{ mm}$  (permanentes + variables)

$S = 0,422 \text{ mm}$  (permanentes)

Todos los asientos son menores de las limitaciones. → CUMPLE



#### LIMITACIONES DE ASIENTO DIFERENCIAL

CARGAS	LIMITACIÓN
Permanentes + variables	10 mm
Permanentes	5 mm

$$\delta = 2,23 \text{ mm} - 1,23 \text{ mm} = 1,00 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \quad (\text{permanentes} + \text{variables}) \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\delta = 0,562 \text{ mm} - 0,422 \text{ mm} = 0,140 \text{ mm} < 5 \text{ mm} \quad (\text{permanentes}) \rightarrow \text{CUMPLE}$$

#### 6. CONCLUSIÓN

A través del cumplimiento de las comprobaciones efectuadas se concluye que la cimentación, el tablestacado y los taludes ejecutados han sido diseñados correctamente y no presentarán problemas ni en fase de construcción ni a lo largo de su vida útil.