

Anejo nº 3:

CÁLCULOS GEOTÉCNICOS



Aina Costa Peidro

1.	OBJETO	2			
2.	DATOS DE PARTIDA	2			
3.	VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD EN FASE CONSTRUCTIVA. TABLESTACAS	2			
3.1.	ESTRIBO SUR.....	2			
3.1.1.	EXCAVACIÓN SIN ACODALAMIENTO	2			
3.1.1.1.	Empujes activos. Trasdós.	3			
3.1.1.2.	Empujes pasivos. Intradós.....	4			
3.1.1.3.	Cálculo de longitud de empotramiento	6			
3.1.2.	EXCAVACIÓN CON ACODALAMIENTO	6			
3.1.2.1.	Cálculo de empujes activos	7			
3.1.2.2.	Empujes pasivos. Intradós.....	7			
3.1.2.3.	Cálculo del acodalamiento.....	8			
3.1.2.4.	Elección de la tablestaca	9			
3.2.	ESTRIBO NORTE	10			
3.2.1.	EXCAVACIÓN SIN ACODALAMIENTO	10			
3.2.1.1.	Empujes activos. Trasdós.	10			
3.2.1.2.	Empujes pasivos. Intradós.....	11			
3.2.1.3.	Cálculo de longitud de empotramiento	12			
3.2.1.4.	Elección de la tablestaca	12			
3.3.	RESUMEN SISTEMAS DE CONTENCIÓN	13			
4.	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA.....	13			
4.1.	ESTRIBO SUR.....	13			
4.2.	ESTRIBO NORTE.....	15			
5.	CÁLCULO DE LAS SUBESTRUCTURAS	16			
5.1.	REDUCCIÓN DE ESFUERZOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN	16			
5.1.1.	CARGAS ACTUANTES SOBRE EL ESTRIBO SUR	16			
5.1.1.1.	Peso propio de la cimentación.....	17			
5.1.1.1.1.	Zapata.....	17			
5.1.1.1.2.	Muro frontal.....	17			
5.1.1.1.3.	Aletas.....	17			
5.1.1.2.	Peso de las tierras	18			
5.1.1.2.1.	Terreno trasdós del muro.....	18			
5.1.1.2.2.	Terreno intradós del muro	18			
5.1.1.2.3.	Terreno en la zona exterior de las aletas	18			
5.1.1.3.	Calculo de los empujes horizontales sobre el muro	18			
5.1.1.3.1.	Cálculo de empujes activos	19			
5.1.1.3.2.	Cálculo de empujes pasivos	20			
5.1.1.4.	Calculo de los empujes horizontales sobre las aletas	21			
5.1.2.	RESULTANTE DE MOMENTO EN EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.....	21			
5.1.3.	OBTENCIÓN DE LA SECCIÓN EFICAZ.....	21			
5.1.4.	CARGAS ACTUANTES SOBRE EL ESTRIBO NORTE.....	22			
5.1.4.1.	Peso propio de la cimentación	22			
5.1.4.1.1.	Zapata	22			
5.1.4.1.2.	Muro frontal	22			
5.1.4.1.3.	Aletas	22			
5.1.4.3.1.	Terreno trasdós del muro	24			
5.1.4.3.2.	Terreno intradós del muro.....	24			
5.1.4.3.3.	Terreno en la zona exterior de las aletas	24			
5.1.4.4.1.	Cálculo de empujes activos	24			
5.1.4.4.2.	Cálculo de empujes pasivos	25			
5.1.4.5.	Calculo de los empujes horizontales sobre las aletas.....	26			
5.1.5.	RESULTANTE DE MOMENTO EN EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.....	26			
5.2.	COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS	27			
5.2.1.	ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO.....	27			
5.2.1.1.	Estribo sur.....	28			
5.2.1.2.	Estribo norte.....	29			
5.2.2.	ESTADO LÍMITE DE DESLIZAMIENTO	29			
5.2.2.1.	Estribo sur.....	29			
5.2.2.2.	Estribo norte.....	30			
5.2.3.	ESTADO LÍMITE DE VUELCO	30			
5.2.3.1.	Estribo sur.....	30			
5.2.3.2.	Estribo norte.....	31			
5.2.4.	COMPROBACIÓN DE ASIENTOS	31			
5.2.4.1.	Estribo sur.....	31			
5.2.4.2.	Estribo norte.....	32			
5.2.4.3.	Asiento diferencial.....	33			

ANEJO Nº3: CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

1. Objeto

El objeto del presente anejo es realizar tanto el diseño como la comprobación de la cimentación por la que se ha optado, además de todos los elementos auxiliares que requieran la pertinente comprobación geotécnica. En este anejo se va a realizar la comprobación de la cimentación y del tablestacado, como método provisional de contención de tierras durante la fase de excavación.

2. Datos de partida

Los datos de partida se recogen en el “Anejo Nº3: Informe geotécnico”.

En los siguientes apartados se describen las diferentes comprobaciones que se realizan durante la fase constructiva y sobre la cimentación.

3. Verificación de la estabilidad en fase constructiva. Tablestacas

Para la construcción de ambos estribos, será necesaria la ejecución de una excavación mediante pozos que permita alcanzar la cota de cimentación, situada en la cota +42.00 m. Se ha decidido ejecutar el sostenimiento de ambos pozos mediante tablestacas metálicas, debido a la incapacidad del terreno para soportar talud vertical. Por ello, será necesario comprobar la estabilidad de la misma, y realizar la elección de la más adecuada en cada caso.

Para el cálculo de los empujes sobre las tablestacas y el cálculo de la misma se ha supuesto una sobrecarga en coronación de cada tablestaca de $q = 10 \text{ kN/m}^2$ debido a la maquinaria durante la fase de construcción. Además, no se ha considerado el empuje ejercido por el relleno del terraplén sobre la tablestaca, debido a que la ejecución en la obra será posterior a la construcción de los estribos, y por tanto no estará presente durante la fase de excavación.

Debido a que las condiciones del terreno no son las mismas para el estribo sur y el norte se elegirá la más adecuada para cada caso, comprobando la estabilidad de cada una en base a los empujes a los que esta está sometida.

3.1. Estribo sur

3.1.1. Excavación sin acodalamiento

En primer lugar, vamos estudiar la posibilidad de realizar la excavación sin acodalamiento de ningún tipo (puntal, bulón, etc.). Para ello, el momento en la base de la tablestaca deberá ser 0, y la longitud de la tablestaca vendrá impuesta por esta limitación.

El terreno simplificado de la excavación puede verse en la figura 1 donde del lado de la seguridad se ha considerado que los estratos de mayor calidad son horizontales en su punto de menor cota.

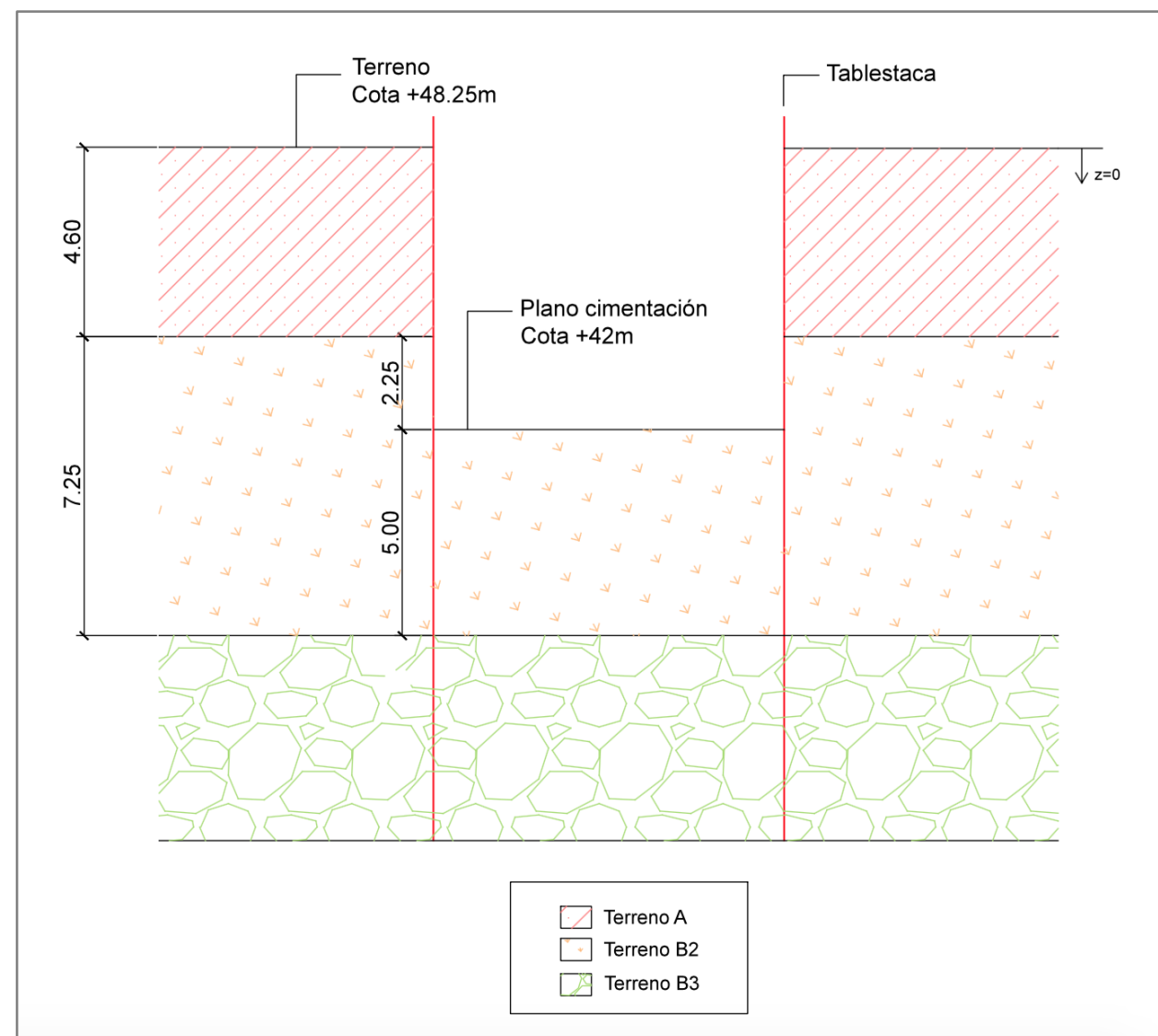


Figura 1. Terreno en la excavación del estribo sur.

Para el cálculo de empujes del tablestacado se ha adoptado el modelo propuesto por Blum (1931), donde se plantea un modelo isostático. Del lado de la seguridad, los cálculos de los empujes sobre las tablestacas se realizan una longitud de empotramiento de $5 + d$ metros, sabiendo que finalmente la longitud total de empotramiento tendrá un valor de $E = 1.2 * (5 + d)$.

Además, debido a la simetría del pozo, realizaremos el cálculo de un solo paramento, realizando el cálculo de empujes por metro lineal de tablestaca.

3.1.1.1. Empujes activos. Trasdós.

Según la teoría de Rankine, el empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

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

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_a el coeficiente de empuje activo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

Como se ha dicho anteriormente, se adoptará una sobrecarga sobre la superficie del terreno de $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{Terreno A } (0 \text{ m} \leq z \leq 4.6 \text{ m}) \phi = 31.5^\circ$$

En primer lugar calculamos las tensiones efectivas en el terreno, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

La presión intersticial es nula

$$u = 0$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \tan(\phi)}{1 + \tan(\phi)} = \frac{1 - \tan(31.5^\circ)}{1 + \tan(31.5^\circ)} = 0.3136$$

Procedemos a calcular:

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

$$e'_a(z) = 0.3136 * \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * z \right) = 3.136 + 5.0176 * z$$

Siendo, el empuje en el techo del estrato:

$$e'_a(z = 0) = 3.136 + 5.0176 * 0 = 3.136 \text{ kPa}$$

Y el empuje en el muro del estrato:

$$e'_a(z = 4.6 \text{ m}) = 3.136 + 5.0176 * 4.6 = 26.22 \text{ kPa}$$

Y la resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato A

$$E'_{a1} = 3.136 \text{ kPa} * 4.6 \text{ m} = 14.43 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a2} = \frac{26.22 \text{ kPa} - 3.136 \text{ kPa}}{2} * 4.6 \text{ m} = 53.09 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea1-0} = \frac{4.6 \text{ m}}{2} + 7.25 \text{ m} + d = 9.55 + d$$

$$d_{Ea2-0} = \frac{4.6 \text{ m}}{3} + 7.25 \text{ m} + d = 7.83 + d$$

- **Terreno B2 ($4.6 \text{ m} \leq z \leq 11.85 \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$**

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior obtenemos la tensión en el terreno:

$$\sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 4.6)$$

$$u = 0$$

Y la tensión efectiva del terreno B2:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 4.6)$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} = \frac{1 - \text{sen}(36^\circ)}{1 + \text{sen}(36^\circ)} = 0.2596$$

Calculamos los empujes del terreno:

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

$$e'_a(z) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 4.6))$$

$$e'_a(z = 4.6 \text{ m}) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (4.6 - 4.6)) = 21.7 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 11.85 \text{ m}) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (11.85 - 4.6)) = 53.7 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a3} = 157.35 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a4} = 115.99 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3-0} = 3.625 \text{ m} + d$$

$$d_{Ea2-0} = 2.417 \text{ m} + d$$

- **Terreno B3 ($11.85 \text{ m} \leq z \leq 11.85 + d \text{ m}$) $\phi = 42^\circ$**

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos:

$$\sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * 7.25 + 18 \text{ kN/m}^3 * (z - 11.85)$$

$$u = 0$$

Y la tensión efectiva del terreno B3:

$$\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * 7.25 + 18 \text{ kN/m}^3 * (z - 11.85)$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} = \frac{1 - \text{sen}(42^\circ)}{1 + \text{sen}(42^\circ)} = 0.1982$$

Procedemos a calcular:

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

$$e'_a(z) = 0.1982 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 4.6 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * 7.25 \text{ m} + 18 \text{ kN/m}^3 * (z - 11.85 \text{ m}))$$

$$e'_a(z = 11.85 \text{ m}) = 41 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 11.85 \text{ m} + d) = 41 + 3.5676 * d$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a5} = 41 * d \text{ kN/m}$$

$$E'_{a6} = \frac{41 + 3.5676 * (11.85 + d) - 41 * d}{2} * d \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea5-0} = \frac{d}{2}$$

$$d_{Ea6-0} = \frac{d}{3}$$

3.1.1.2. Empujes pasivos. Intradós

Según la teoría de Rankine, el empuje pasivo en el intradós viene dado por:

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

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_p el coeficiente de empuje pasivo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

A los empujes pasivos se les aplicara un coeficiente de minoración de 0.5 del lado de la seguridad.

El empuje pasivo comienza en el plano de apoyo de la cimentación que está situado en la cota +42.00 m a la altura del terreno B2.

○ *Terreno B2 ($0\text{ m} \leq z \leq 5\text{ m}$) $\phi = 36^\circ$*

Igual que en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. En primer lugar, de nuevo será necesario obtener las tensiones efectivas en el terreno.

$$\sigma_v = 17\text{ kN/m}^3 * z$$

La presión intersticial es nula:

$$u = 0$$

Siendo la tensión efectiva:

$$\sigma'_v = 17\text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empujes pasivos viene dado por:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.2596} = 3.8518$$

Procedemos al cálculo de los empujes:

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

$$e'_p(z) = 3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * z)$$

Como se ha comentado anteriormente, del lado de la seguridad establecemos un coeficiente de seguridad de 2 para los empujes pasivos, por lo tanto, estos toman el siguiente valor en función de la profundidad:

$$e'_p(z) = \frac{3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * z)}{2}$$

El empuje en el techo del estrato:

$$e'_p(z = 0) = \frac{3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * 0)}{2} = 0\text{ kPa}$$

El empuje en el muro del estrato:

$$e'_p(z = 5\text{ m}) = \frac{3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * 5)}{2} = 163.7\text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p1} = 157.35\text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E-0} = \frac{5}{3}m + d$$

○ *Terreno B3 ($5\text{ m} \leq z \leq 5 + d\text{ m}$) $\phi = 42^\circ$*

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos la tensión en el terreno:

$$\sigma_v = 17\text{ kN/m}^3 * 5\text{ m} + 18\text{ kN/m}^3 * (z - 5\text{ m})$$

$$u = 0$$

La tensión efectiva tiene un valor de:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17\text{ kN/m}^3 * 5\text{ m} + 18\text{ kN/m}^3 * (z - 5\text{ m})$$

El coeficiente de empujes activos viene dado por:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = 5.05$$

Procedemos al cálculo de los empujes pasivos:

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

$$e'_p(z) = \frac{5.05 * (17\text{ kN/m}^3 * 5\text{ m} + 18\text{ kN/m}^3 * (z - 5)\text{ m})}{2}$$

$$e'_p(z = 5) = 214.625\text{ kPa}$$

$$e'_p(z = 5 + d) = 214.625 + 45.45 * d$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p2} = 214.4 * d\text{ kN/m}$$

$$E'_{p3} = \frac{(214.625 + 45.45 * d) - (214.625 * d)}{2} * d\text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ep2-0} = \frac{d}{2}$$
$$d_{Ep3-0} = \frac{d}{3}$$

En la tabla 1 quedan resumidas las resultantes de empujes y sus puntos de aplicación obtenidas en los apartados anteriores:

Terreno		Empuje (kN/m)	Punto de aplicación (m)
A1	Ea1	14.43	9.55 + d
	Ea2	53.09	7.83 + d
B2	Ea3	157.35	3.625 m + d
	Ea4	115.99	2.417 m + d
B3	Ea5	41 * d	d/2
	Ea6	$\frac{-1.2784 + 3.5676 * (11.85 + d) - 41 * d}{2} * d$	d/3
B2	Ep1	157.35	5.3 + d
B3	Ep2	214.4 * d	d/2
	Ep3	$\frac{(214.625 + 45.45 * d) - (214.4 * d)}{2} * d$	d/3

Tabla 1. Empujes y distancia de aplicación para cada uno de los estratos.

3.1.1.3. Cálculo de longitud de empotramiento

Como hemos dicho antes, la condición para realizar el sostenimiento sin acodalamiento es que le momento producido en la base de la tablestaca por los empujes activos sea compensado por los pasivos. Por tanto, la condición a cumplir es la siguiente:

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{Epj-0} = 0$$

Sustituyendo en dicha ecuación la relación de empujes y distancias obtenidos anteriormente y resumidos en la Tabla.4, obtenemos que la distancia de empotramiento necesaria es $d = 2.421 \text{ m}$, siendo el empotramiento real necesario $E = 1.2 * (5 + 2.421) = 8.9$

Como vemos, la longitud total de la tablestaca sería de 20.75 m, por lo que el momento máximo sería demasiado elevado y las dimensiones de la tablestaca (tanto el espesor, como la propia longitud) serían muy grandes. Por todo ello, descartamos la posibilidad de empotramiento sin acodalamiento y vamos a estudiar la colocación de puntales, reduciendo así la longitud de la tablestaca.

3.1.2. Excavación con acodalamiento

Como hemos dicho, realizaremos la excavación estableciendo la longitud de la tablestaca 2 metros por debajo del estrato de mayor calidad, el terreno B3. Teniendo en cuenta esto, tendremos una longitud de tablestaca real de 13.85m, siendo la longitud de cálculo d':

$$d' = \frac{13.85 \text{ m}}{1.2} = 11.54 \text{ m}$$

El esquema de cálculo, con los estratos de terreno afectados por la tablestaca en este caso queda resumido en la figura 2:

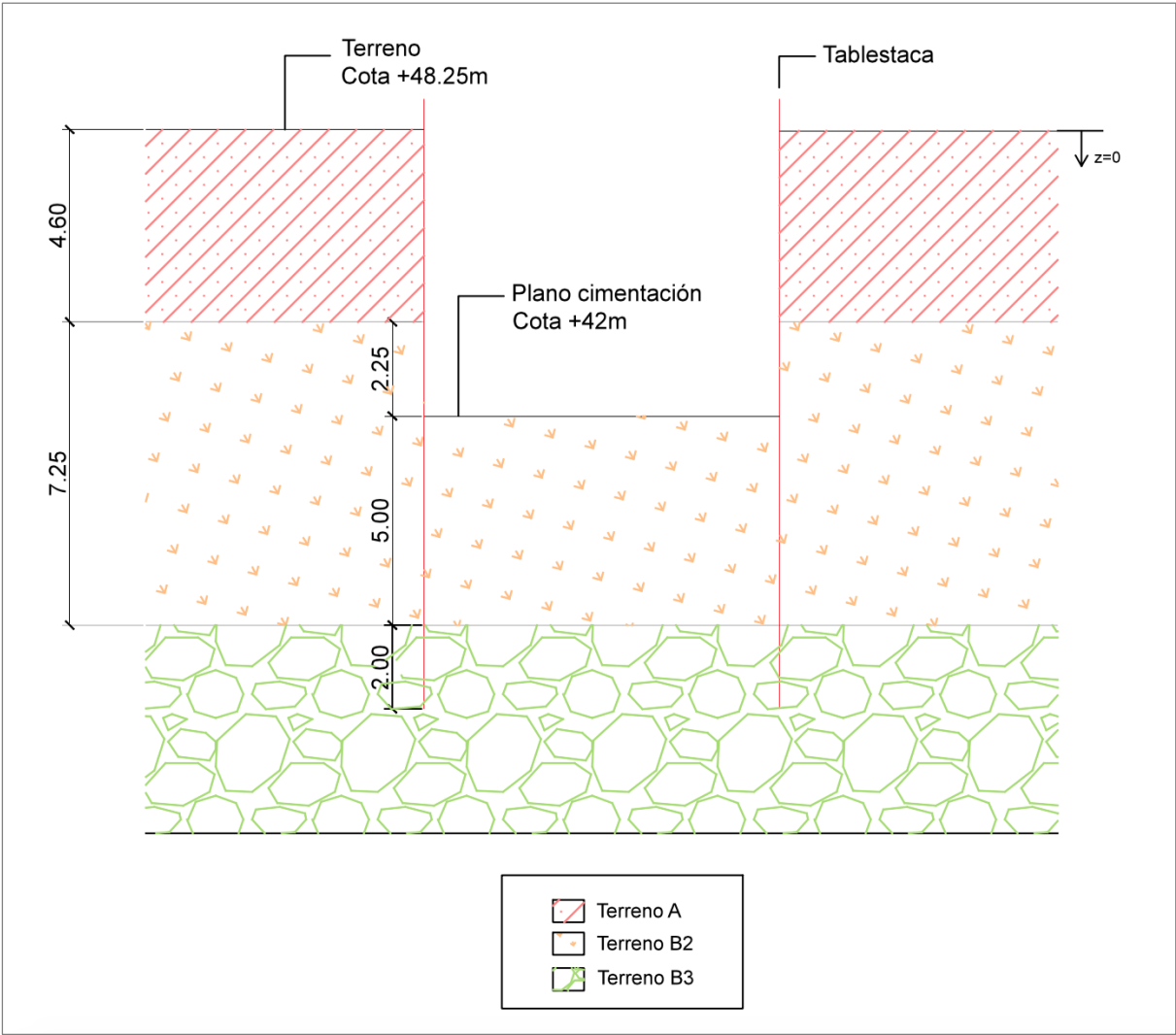


Figura 2. Terreno en el estribo sur para excavación con acodalamiento.

3.1.2.1. Cálculo de empujes activos

- Terreno A ($0\text{ m} \leq z \leq 4.6\text{ m}$) $\phi = 31.5^\circ$

Al no variar el espesor de terreno considerado, los empujes son los mismos que los obtenidos en el apartado anterior, en el cálculo de empujes activos para la tablestaca sin acodalamiento:

$$E'_{a1} = 3.136\text{ kPa} * 4.6\text{ m} = \mathbf{14.43\text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{26.22\text{ kPa} - 3.136\text{ kPa}}{2} * 4.6\text{ m} = \mathbf{53.09\text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación con respecto a la base 0 de la tablestaca en este caso:

$$d_{Ea1-0} = \frac{4.6\text{ m}}{2} + 6.94 = 9.24\text{ m}$$

$$d_{Ea2-0} = \frac{4.6\text{ m}}{3} + 6.94 = 8.47\text{ m}$$

- Terreno B2 ($4.6\text{ m} \leq z \leq 11.54\text{ m}$) $\phi = 36^\circ$

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el epígrafe anterior obtenemos la tensión del terreno:

$$\sigma_v = 10\text{ kN/m}^2 + 16\text{ kN/m}^3 * 4.6\text{ m} + 17\text{ kN/m}^3 * (z - 4.6\text{ m})$$

$$u = 0$$

Por lo tanto, la tensión efectiva del terreno:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10\text{ kN/m}^2 + 16\text{ kN/m}^3 * 4.6\text{ m} + 17\text{ kN/m}^3 * (z - 4.6\text{ m})$$

Obtenemos de nuevo el coeficiente de empuje activo:

$$k_a = 0.2596$$

Procedemos a calcular el empuje del terreno:

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

$$e'_a(z) = 0.2596 * (10\text{ kN/m}^2 + 16\text{ kN/m}^3 * 4.6\text{ m} + 17\text{ kN/m}^3 * (z - 4.6\text{ m}))$$

$$e'_a(z = 4.6\text{ m}) = 21.7\text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 11.54\text{ m}) = 52.4\text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a3} = \mathbf{150.63\text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \mathbf{106.28\text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3-0} = 3.470\text{ m}$$

$$d_{Ea4-0} = 2.313\text{ m}$$

3.1.2.2. Empujes pasivos. Intradós

- Terreno B2 ($0\text{ m} \leq z \leq 4.69\text{ m}$) $\phi = 36^\circ$

Igual que en el epígrafe anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine con el mismo coeficiente de seguridad considerado en dicho apartado. La tensión efectiva tendrá un valor de:

$$\sigma_v = 17\text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

Y por tanto, la tensión efectiva es:

$$\sigma'_v = 17\text{ kN/m}^3 * z$$

Obtenemos de nuevo el coeficiente de empujes pasivos:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.2596} = 3.8518$$

Y procedemos al cálculo de los empujes:

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

$$e'_p(z) = \frac{3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * z)}{2}$$

$$e'_p(z = 0) = 0\text{ kPa}$$

$$e'_p(z = 4.69) = 153.55\text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p1} = \mathbf{360.1\text{ N/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E-0} = 1.563\text{ m}$$

En la figura 3 quedan resumidos cada uno de los empujes unitarios, mientras que en la figura 4 puede verse sus resultantes y puntos de aplicación, igualmente obtenidas en los apartados anteriores.

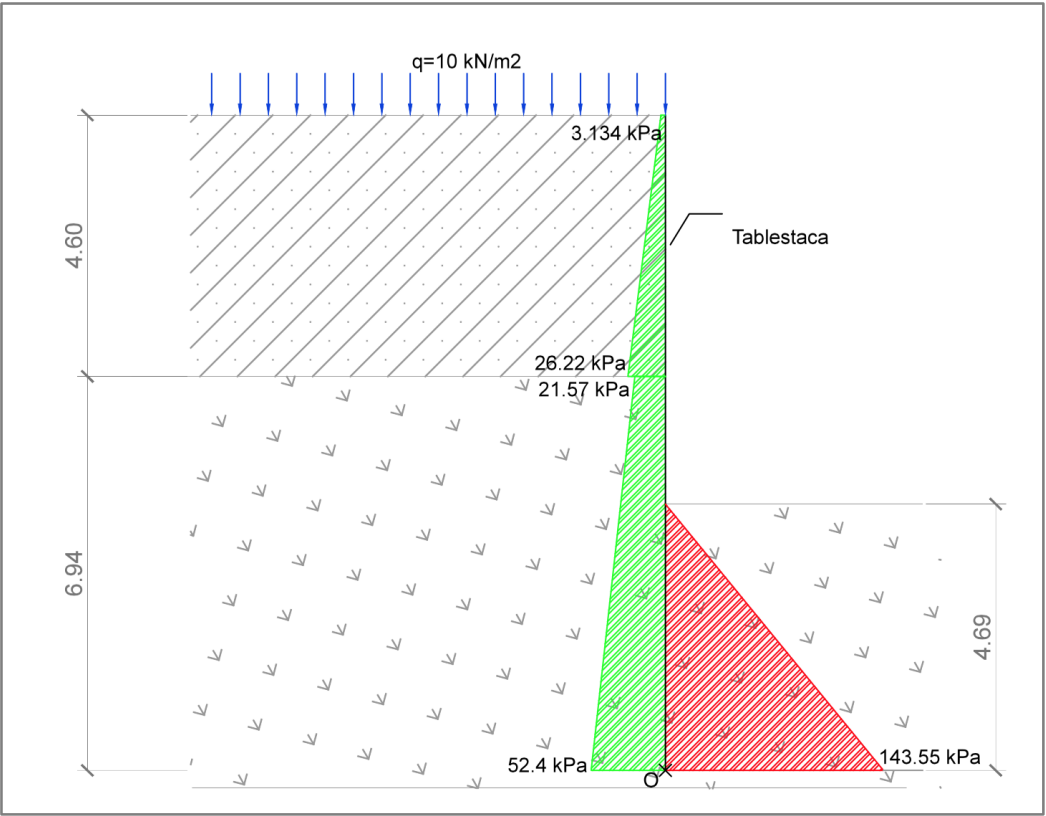


Figura 3. Empujes unitarios sobre la tablestaca.

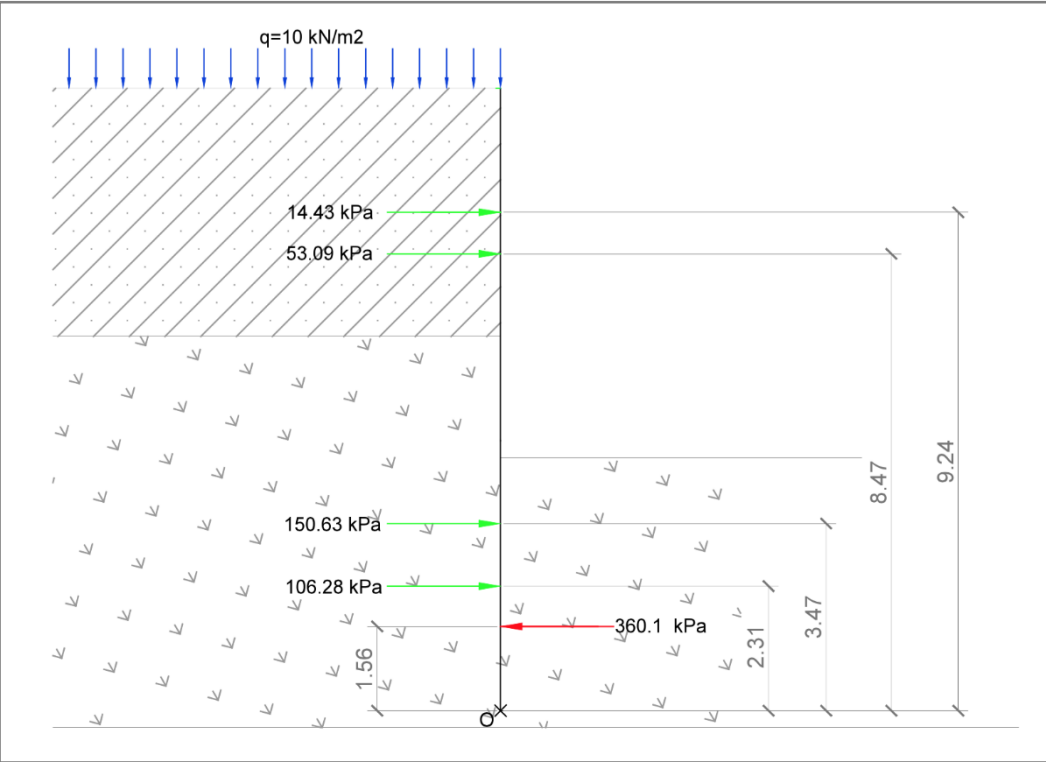


Figura 4. Resultante de empujes y puntos de aplicación sobre la tablestaca.

Terreno		Empuje (kN/m)	Punto de aplicación (m)	Momento en O (kNm/m)
A	Ea1	14.43	9.240	133.305
	Ea2	53.09	8.473	449.860
B2	Ea3	150.63	3.470	522.669
	Ea4	106.28	2.313	245.871
B2	Ep1	360.08	1.563	562.930

Tabla 2. Empujes y distancia de aplicación para cada uno de los estratos.

Por último, el momento resultante de los empujes activos y pasivos respectivamente en la base de la tablestaca es:

$$M_{a0} = 1351.71 \text{ kNm/m}$$

$$M_{p0} = 562.93 \text{ kNm/m}$$

3.1.2.3. Cálculo del acodalamiento

En este caso, la condición a cumplir será nuevamente que los momentos producidos en la base de la tablestaca sean cero, pero en este caso deberemos tener en cuenta el momento producido por el acodalamiento. Con esta condición, obtendremos el valor de acodalamiento necesario. Así:

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{Epj-0} - F * d_{p-0} = 0$$

Por tanto, si se despeja la incógnita F, que es la fuerza necesaria que debe ejercer el puntal o puntales a colocar:

$$F = \frac{(\sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{Epj-0})}{d_{p-0}} = \frac{(M_{a0} - M_{p0})}{d_{p-0}}$$

Sustituyendo y siendo la distancia de la fuerza F a la base de la tablestaca aproximadamente $d_{p-0} \approx 10 \text{ m}$, es decir, que los anclajes se coloquen a una distancia aproximadamente de 1.5 metros por debajo de la superficie del terreno:

$$F = \frac{1351.71 \text{ kNm/m} - 562.93 \text{ kNm/m}}{10 \text{ m}} = 78.5 \text{ kN/m} \approx 100 \text{ kN/m}$$

Por tanto será necesario un acodalamiento, que proporcione 100 kN/m a lo largo del paramento de la excavación, por ejemplo mediante un mecanismo de anclajes situados a 1.5 metros de la superficie del terreno y dispuestos de forma que proporcionen la fuerza necesaria por metro lineal. Por ejemplo, podríamos colocar un anclaje cada 2 metros que sea capaz de transmitir una fuerza de acodalamiento de 200 kN.

3.1.2.4. Elección de la tablestaca

Para la elección del perfil de la tablestaca metálica deberemos tener en cuenta el momento máximo que se produce en la misma, el cual se produce en el punto de cortante nulo, y posteriormente obtener el módulo de sección requerido por el perfil metálico. El punto donde se anula el cortante se obtiene igualando el empuje pasivo al empuje activo, y obteniendo el punto donde esta condición se cumple. En nuestro caso, no tendremos en cuenta el momento producido por el acodalamiento, quedando del lado de la seguridad ya que esto reduciría el momento máximo producido fundamentalmente por los empujes activos.

Debido a que deben movilizarse empujes pasivos para el encontrar el punto de cortante nulo, tenemos acotada su profundidad entre 6.85 y 11.54m, es decir dentro de la zona del estrato formado por el terreno B2 donde se movilizan empujes pasivos. Estableciendo el punto en el que se produce el cortante como x_p nulo tenemos:

- *Empujes activos terreno A ($0\text{ m} \leq z \leq 4.6\text{ m}$) $\phi = 31.5^\circ$*

$$E'_{a1} = 3.136\text{ kPa} * 4.6\text{ m} = \mathbf{14.43\text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{26.22\text{ kPa} - 3.136\text{ kPa}}{2} * 4.6\text{ m} = \mathbf{53.09\text{ kN/m}}$$

- *Empujes activos terreno B2 ($4.6\text{ m} \leq z \leq x_p$) $\phi = 36^\circ$*

$$e'_a(z) = 0.2596 * (10\text{ kN/m}^2 + 16\text{ kN/m}^3 * 4.6\text{ m} + 17\text{ kN/m}^3 * (z - 4.6\text{ m}))$$

$$e'_a(z = 4.6\text{ m}) = 21.70\text{ kPa}$$

$$e'_a(z = x_p) = 0.2596 * (10\text{ kN/m}^2 + 16\text{ kN/m}^3 * 4.6\text{ m} + 17\text{ kN/m}^3 * (x_p - 4.6\text{ m})) = 1.402 + 4.41 x_p$$

Las resultantes de empujes tienen un valor de:

$$E'_{a3} = 21.70 * (x_p - 4.6)\text{ kN/m}$$

$$E'_{a4} = \frac{(1.402 + 4.41 x_p - 21.70)}{2} * (x_p - 4.6)$$

- *Empujes pasivos terreno B2 ($0\text{ m} \leq z \leq x_p - 6.85\text{ m}$) $\phi = 42^\circ$*

$$e'_p(z) = \frac{3.8518 * (17\text{ kN/m}^3 * z)}{2} = 32.74 * z$$

$$e'_p(z = x_p - 6.85\text{ m}) = 32.74 * (x_p - 6.85)$$

$$E'_{p1} = \frac{32.74 * (x_p - 6.85)}{2} * (x_p - 6.85)$$

Y sustituyendo todo lo anterior en la siguiente expresión obtenemos la profundidad donde se produce nos da el cortante nulo:

$$\sum_{i=1}^n E'_{ai} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} = E'_{a1} + E'_{a2} + E'_{a3} + E'_{a4} - E'_{p1} = 0 \rightarrow x_p = 11.17$$

Siendo en este punto el momento máximo producido por cada uno de estos empujes:

$$M_{max} = \sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-xp} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{E pj-xp} = \mathbf{795.3\text{ kNm/m}}$$

La tensión máxima admisible σ_{adm} viene determinada por el límite elástico del acero, que en este caso se trata de una tablestaca de acero S355. Adoptando un coeficiente de seguridad $\gamma = 1.15$, la tensión admisible es:

$$\sigma_{adm} = \frac{355\text{ MPa}}{1.15} = 308.7\text{ MPa}$$

Y por tanto, el módulo resistente de sección requerido por las tablestacas es el siguiente:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}} = \frac{795.3\text{ kNm/m}}{308.7 * 10^3\text{ kPa}} = 2.576 * 10^{-3}\text{ m}^3/\text{m} = 2576.3\text{ cm}^3/\text{m}$$

Consultando un catálogo de tablestacas ECS STEEL o similar, la tablestaca que cumple con el módulo de sección requerido trata de un perfil ESC-EU28 o similar, como el representado en la figura siguiente (figura 5) y con las siguientes características:

- w (ancho)=1280 mm
- h (alto)=530 mm
- t (grosor)=11.75 mm
- A (Área de sección)=184.9 cm²/m
- S (Módulo de sección)=2760 cm³/m
- I (Momento de inercia)=71540 cm⁴/m

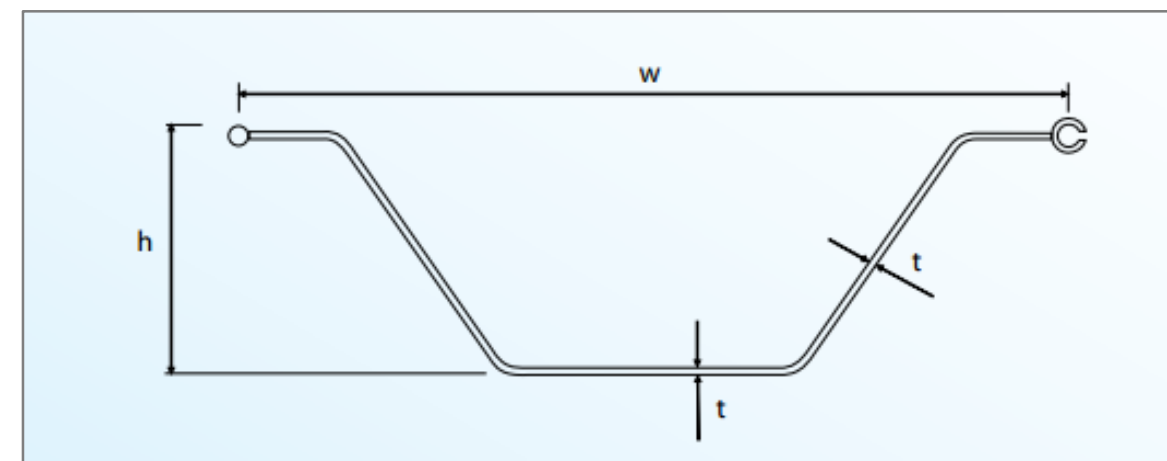


Figura 5. Tablestaca escogida modelo ESC-EU28 o similar.

3.2. Estribo norte

Para la excavación en el estribo norte, no es necesario una tablestaca con anclaje debido a que la longitud de empotramiento es menor que en el estribo sur.

Debemos recalcar que en este estribo tenemos una diferencia con el anterior. En este caso el terreno a ambos lados del pozo no es totalmente simétrico, como puede verse en la figura 6, pero se va a calcular la tablestaca necesaria para el paramento más desfavorable, ya que la diferencia no es significativa, siendo este el paramento derecho del estribo norte.

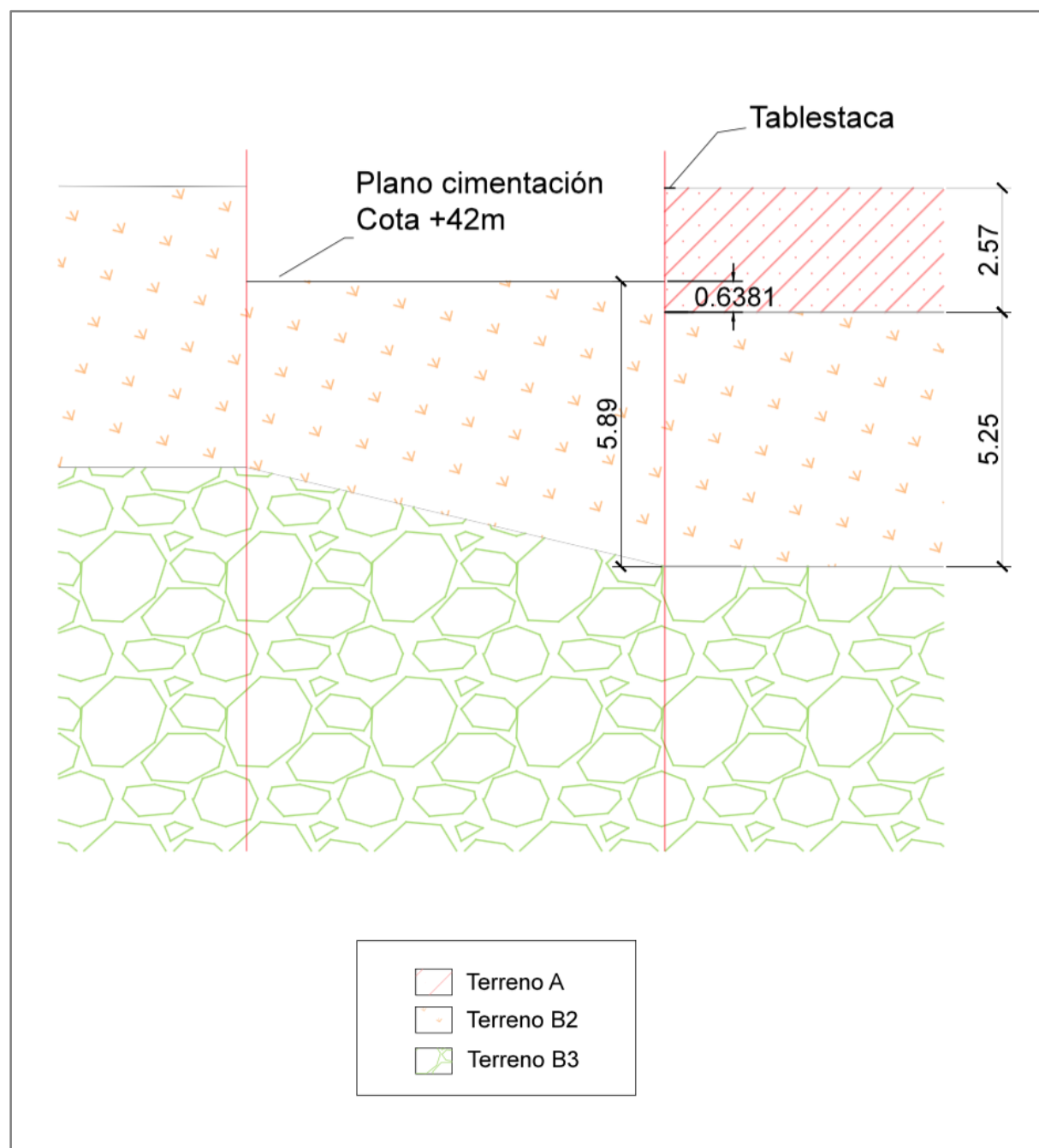


Figura 6. Terreno en el estribo norte para excavación sin acodalamiento.

Para el cálculo de los empujes sobre las tablestacas y el cálculo de la misma, hemos tenido en cuenta las siguientes hipótesis y simplificaciones, muy similares a las del estribo sur. Se ha supuesto una sobrecarga en coronación de $q=10\text{kN/m}^2$ debido a la maquinaria empleada durante la construcción. Para el cálculo de empujes del tablestacado se ha optado, al igual que para el tablestacado del estribo sur, el modelo propuesto por Blum (1931), donde se plantea un modelo isostático. Además, no se ha considerado el empuje ejercido por el relleno del terraplén sobre la tablestaca, debido a que si ejecución en la obra será posterior a la construcción de los estribos, por lo tanto dicho relleno no estará presente durante la fase de excavación.

3.2.1. Excavación sin acodalamiento

Como se ha comentado anteriormente, para el cálculo de empujes del tablestacado de ha adoptado el modelo propuesto por Blum (1931), donde se plantea un modelo isostático. Del lado de la seguridad, los cálculos de los empujes sobre las tablestacas se realizan una longitud de empotramiento de d metros, sabiendo que finalmente la longitud total de empotramiento tendrá un valor de $E = 1.2 * (d)$.

3.2.1.1. Empujes activos. Trasdós.

Según la teoría de Rankine, el empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

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

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_a el coeficiente de empuje activo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

Como se ha dicho anteriormente, se adoptará una sobrecarga sobre la superficie del terreno de $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

- Terreno A ($0 \text{ m} \leq z \leq 2.57 \text{ m}$) $\phi = 31.5^\circ$

En primer lugar calculamos las tensiones efectivas en el terreno, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

La presión intersticial es nula.

$$u = 0$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(31.5^\circ)}{1 + \text{sen}(31.5^\circ)} = 0.3136$$

Procedemos a calcular:

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

$$e'_a(z) = 0.3136 * \left(10 \frac{kN}{m^2} + 16 \frac{kN}{m^3} * z\right) = 3.136 + 5.0176 * z$$

Siendo, el empuje en el techo del estrato:

$$e'_a(z = 0) = 3.136 + 5.0176 * 0 = 3.136 \text{ kPa}$$

Y el empuje en el muro del estrato:

$$e'_a(z = 2.57 \text{ m}) = 3.136 + 5.0176 * 2.57 = 16.18 \text{ kPa}$$

Y la resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato A

$$E'_{a1} = 3.136 \text{ kPa} * 2.57 \text{ m} = \mathbf{8.0595 \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{16.18 \text{ kPa} - 3.136 \text{ kPa}}{2} * 2.57 \text{ m} = \mathbf{16.57 \text{ kN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea1-0} = \frac{2.57 \text{ m}}{2} + 1.9319 \text{ m} + d$$

$$d_{Ea2-0} = \frac{2.57 \text{ m}}{3} 1.9319 \text{ m} + d$$

- **Terreno B2 ($2.57 \text{ m} \leq z \leq 2.57 + d \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$**

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior obtenemos la tensión en el terreno:

$$\sigma_v = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 2.57 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 2.57)$$

$$u = 0$$

Y la tensión efectiva del terreno B2:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 2.57 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 2.57)$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(36^\circ)}{1 + \text{sen}(36^\circ)} = 0.2596$$

Calculamos los empujes del terreno:

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

$$e'_a(z) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 2.57 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (z - 2.57))$$

$$e'_a(z = 2.57 \text{ m}) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 2.57 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (2.57 - 2.57)) = 13.27 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 2.57 + d \text{ m}) = 0.2596 * (10 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^3 * 2.57 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 * (2.57 + d - 2.57)) \\ = 13.27 + 4.41d \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a3} = \mathbf{13.27 * (d) = 13.27d \text{ kN/m}}$$

$$E'_{a4} = \frac{(\mathbf{13.27 + 4.41d}) - 13.27}{2} * (d) \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3-0} = \frac{d}{2}$$

$$d_{Ea2-0} = \frac{d}{3}$$

3.2.1.2. Empujes pasivos. Intradós

Según la teoría de Rankine, el empuje pasivo en el intradós viene dado por:

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

Siendo σ'_v la tensión efectiva vertical, k_p el coeficiente de empuje pasivo y c' la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

A los empujes pasivos se les aplicara un coeficiente de minoración de 0.5 del lado de la seguridad.

El empuje pasivo comienza en el plano de apoyo de la cimentación que está situado en la cota +42.00 m a la altura del terreno B2.

- **Terreno B2 ($0 \text{ m} \leq z \leq d \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$**

Igual que en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. En primer lugar, de nuevo será necesario obtener las tensiones efectivas en el terreno.

$$\sigma_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

La presión intersticial es nula:

$$u = 0$$

Siendo la tensión efectiva:

$$\sigma'_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empujes pasivos viene dado por:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.2596} = 3.8518$$

Procedemos al cálculo de los empujes:

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

$$e'_p(z) = 3.8518 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)$$

Como se ha comentado anteriormente, del lado de la seguridad establecemos un coeficiente de seguridad de 2 para los empujes pasivos, por lo tanto, estos toman el siguiente valor en función de la profundidad:

$$e'_p(z) = \frac{3.8518 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)}{2}$$

El empuje en el techo del estrato:

$$e'_p(z = 0) = \frac{3.8518 * (17 \text{ kN/m}^3 * 0)}{2} = 0 \text{ kPa}$$

El empuje en el muro del estrato:

$$e'_p(z = d \text{ m}) = \frac{3.8518 * (17 \text{ kN/m}^3 * d)}{2} = 32.74 \text{ d kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p1} = \frac{32.74 \text{ d}}{2} * d \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E-0} = \frac{d}{3} \text{ m}$$

En la tabla 3 quedan resumidas las resultantes de empujes y sus puntos de aplicación obtenidas en los apartados anteriores.

Terreno		Empuje (kN/m)	Punto de aplicación (m)
A1	Ea1	8.06	9.55 + d
	Ea2	16.57	7.83 + d
B2	Ea3	13.27	$\frac{d}{2}$
	Ea4	$\frac{(13.27 - 4.41d) - 13.27}{2} * d$	$\frac{d}{3}$
B2	Ep1	$\frac{32.74}{2} * d$	$\frac{d}{3}$

Tabla 3. Empujes y distancia de aplicación para cada uno de los estratos.

3.2.1.3. Cálculo de longitud de empotramiento

Como hemos dicho antes, la condición para realizar el sostenimiento sin acodalamiento es que le momento producido en la base de la tablestaca por los empujes activos sea compensado por los pasivos. Por tanto, la condición a cumplir es la siguiente:

$$M_0 = \sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-0} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{Epj-0} = 0$$

Sustituyendo en dicha ecuación la relación de empujes y distancias obtenidos anteriormente y resumidos en la *Tabla.3*, obtenemos que la distancia de empotramiento necesaria es $d = 2.421 \text{ m}$, siendo el empotramiento real necesario $E = 1.2 * (2.743) + 2.57 = 5.86 \text{ m}$

Como vemos, la longitud total de la tablestaca sería de 5.86 m, por lo que vamos a obtener el momento máximo para poder calcular el módulo de sección y elegir la tablestaca que se va a colocar para la excavación.

3.2.1.4. Elección de la tablestaca

Para la elección del perfil de la tablestaca metálica deberemos tener en cuenta el momento máximo que se produce en la misma, el cual se produce en el punto de cortante nulo, y posteriormente obtener el módulo de sección requerido por el perfil metálico. El punto donde se anula el cortante se obtiene igualando el empuje pasivo al el empuje activo como ya se ha visto en la explicación del estribo sur.

A continuación obtenemos la profundidad donde se produce nos da el cortante nulo:

$$\sum_{i=1}^n E'_{ai} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} = E'_{a1} + E'_{a2} + E'_{a3} + E'_{a4} - E'_{p1} = 0 \rightarrow x_p = 1.527$$

Siendo en este punto el momento máximo producido por cada uno de estos empujes:

$$M_{max} = \sum_{i=1}^n E'_{ai} * d_{Eai-xp} - \sum_{j=1}^m E'_{pj} * d_{Epj-xp} = 32.78 \text{ kNm/m}$$

La tensión máxima admisible σ_{adm} viene determinada por el límite elástico del acero, que en este caso se trata de una tablestaca de acero S355. Adoptando un coeficiente de seguridad $\gamma = 1.15$, la tensión admisible es:

$$\sigma_{adm} = \frac{355 \text{ MPa}}{1.15} = 308.7 \text{ MPa}$$

Y por tanto, el módulo resistente de sección requerido por las tablestacas es el siguiente:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}} = \frac{32.78 \text{ kNm/m}}{308.7 * 10^3 \text{ kPa}} = 1.0619 * 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} = 106.19 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Consultando un catálogo de tablestacas ECS STEEL o similar, la tablestaca que cumple con el módulo de sección requerido trata de un perfil ESC-EU3 o similar como el representado en la figura siguiente (figura 7) y con las siguientes características:

- w (ancho)=800 mm
- h (alto)=171 mm
- t (grosor)=5.75 mm
- A (Área de sección)=73 cm²/m
- S (Módulo de sección)= 330 cm³/m
- I (Momento de inercia)=3040 cm⁴/m

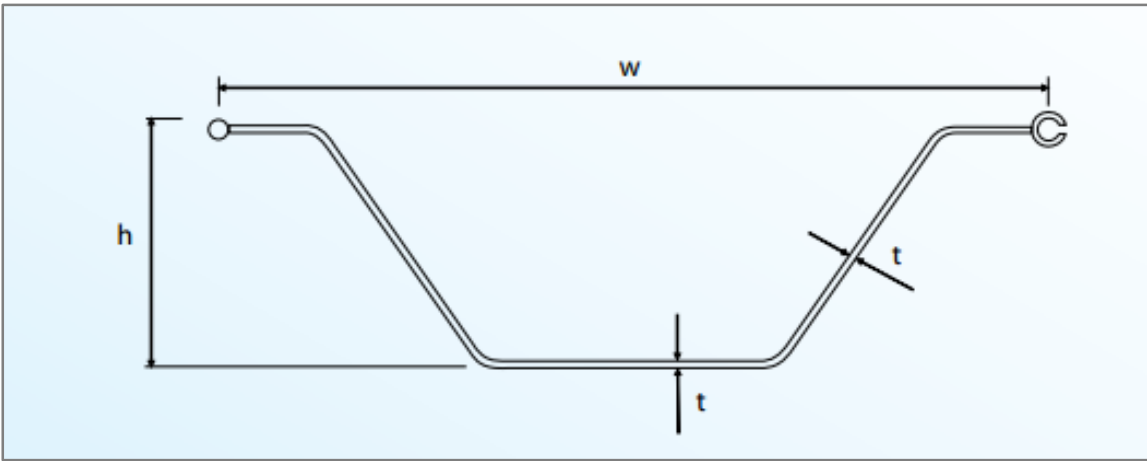


Figura 7. Tablestaca escogida modelo ESC-EU3 o similar.

3.3. Resumen sistemas de contención

En la siguiente tabla se adjunta un resumen de las tablestacas utilizadas en cada uno de los casos expuestos anteriormente, especificando el modelo, la longitud y los anclajes que se van a disponer:

Estribo	Paramento	Modelo Tablestaca	Longitud real	Nº de anclajes	Profundidad de anclaje	Fuerza de acodamiento por anclaje
Sur	Todos	ESC-EU28	13.85 m	1 anclaje cada 2 metros	1.5 m	200 kN
Norte		ESC-EU3	5.86 m	-	-	-

Tabla 4. Resumen sistemas de contención.

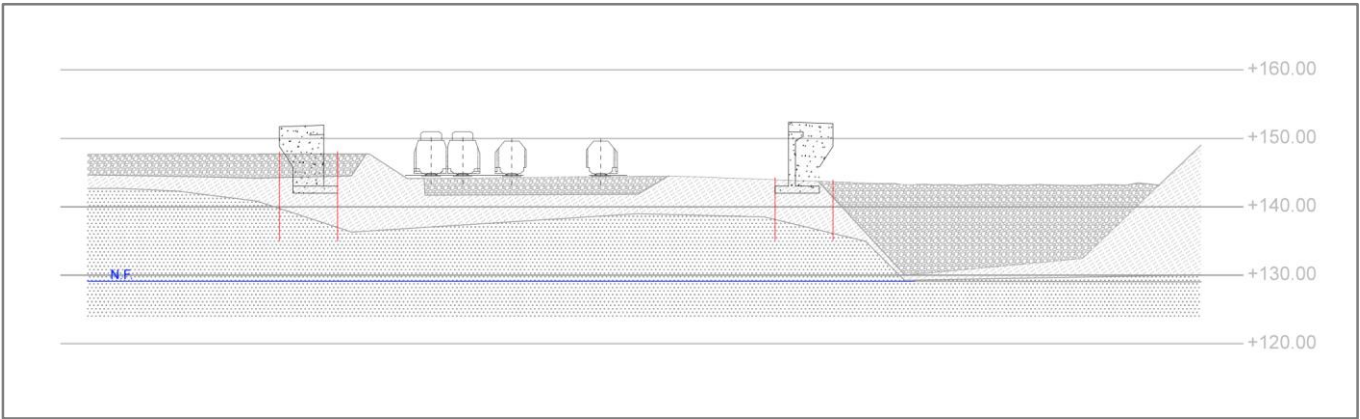


Figura 8. Alzado colocación estribos fase de excavación.

4. Definición geométrica

4.1. Estribo sur

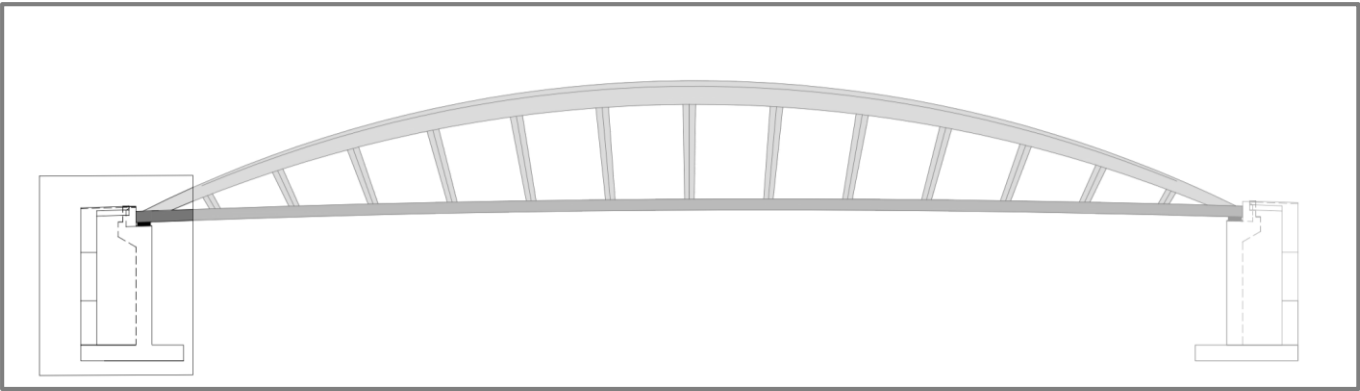


Figura 9. Localización estribo sur. Perfil longitudinal.

Se ha optado por un diseño de estribo cerrado con aletas en voladizo. Sobre estas aletas, se apoyan dos losas que son las encargadas de recibir la pasarela y realizar la transición. El muro frontal tiene un metro de espesor y aproximadamente 7.5 metros de altura, así como 17 metros de ancho. Sobre este muro frontal se sitúa el eje de apoyo de los neoprenos en la línea central del muro. Las aletas vuelan 3.5 metros desde el muro frontal de 1 metro de espesor. Se coloca además un murete de guarda para la colocación de la losa de transición, situada inmediatamente después del mismo. Tanto el muro como las aletas, descansan sobre una zapata de 6.5 metros de ancho por 20 metros de largo, teniendo también un metro de espesor. Esta zapata quedara totalmente enterrada dejando vistos parte del muro frontal y las aletas.

Como ya se ha comentado, dado que para la puesta en servicio de la estructura tanto el estribo sur como el estribo norte quedaran vistos prácticamente en su totalidad, se ha decidido recurrir a catálogos de acabados de hormigón para fachadas para enriquecer la estética de los mismo haciendo así más atractiva a la estructura en su totalidad. Concretamente, se recurrirá al catálogo de Reckli o similar, del cual se ha seleccionado el modelo 2/49 *Saale* o similar dispuesto en horizontal. En la figura 10 se muestra el acabado seleccionado extraído del catálogo de Reckli.



Figura 10. Recubrimiento para el acabado de los estribos. Dispuesto en horizontal.

A continuación se pueden ver las vistas del estribo sur, aunque Para observar las medidas con mayor detalle acudir al plano nº8.1: “Definición geométrica. Estribos”.

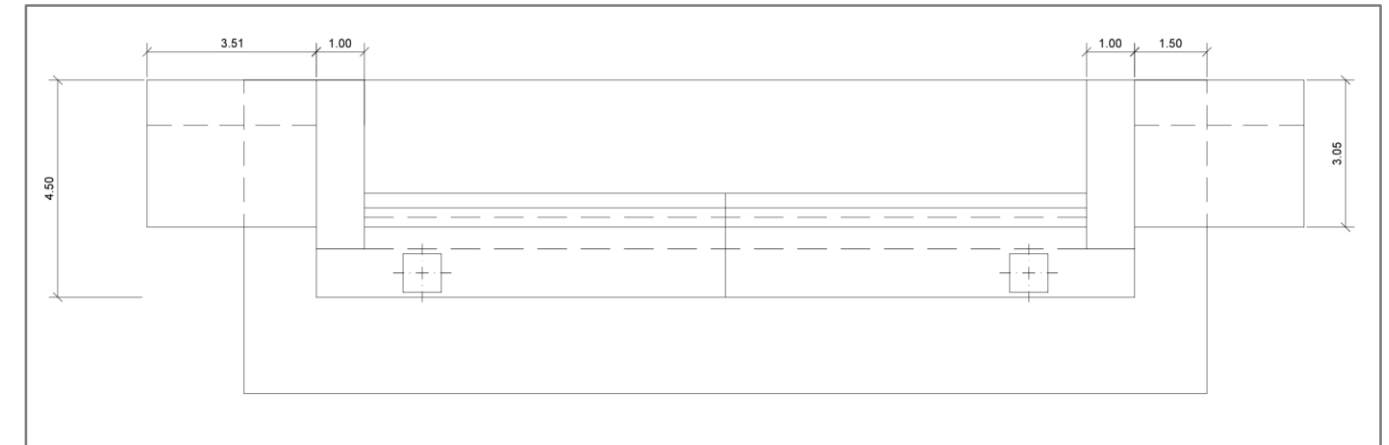


Figura 11. Planta del estribo sur.

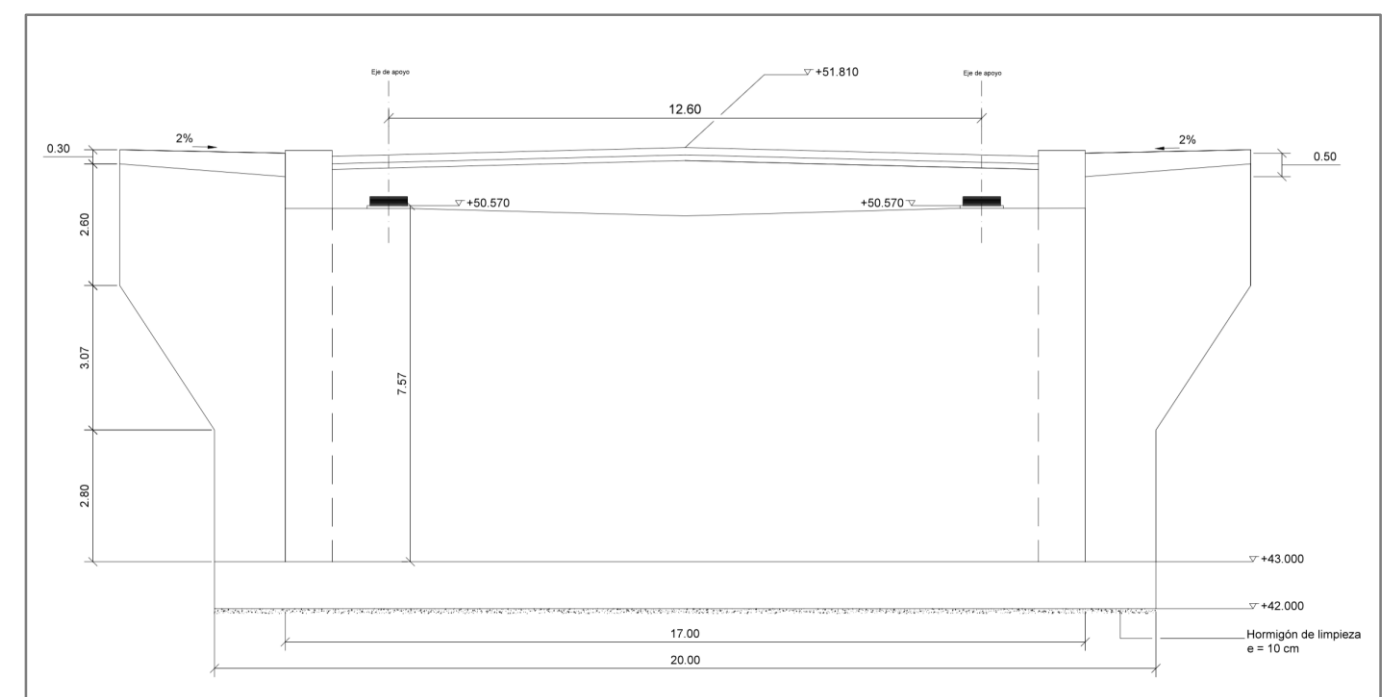


Figura 12. Alzado del estribo sur.

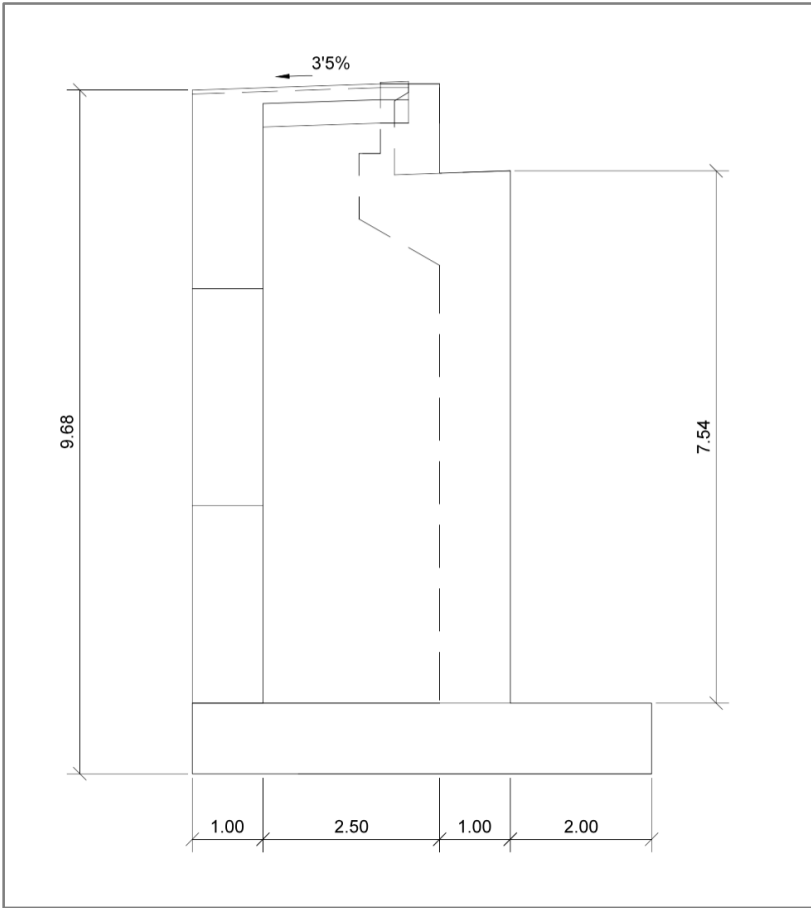


Figura 13. Perfil del estribo sur.

4.2. Estribo norte.

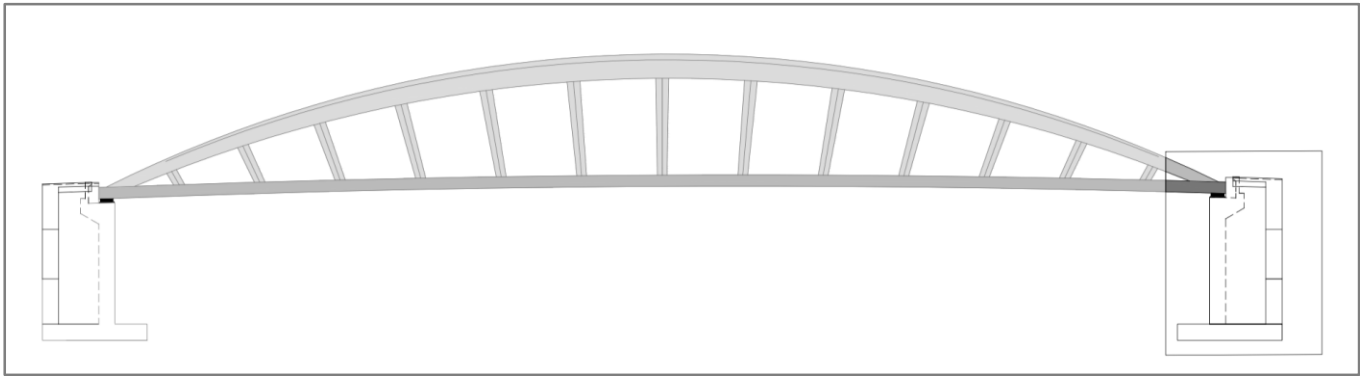


Figura 14. Localización del estribo norte. Perfil longitudinal.

La geometría de la zapata coincide con la del estribo norte: 6.5 metros de ancho y 20 metros de largo. Lo que varía con respecto al estribo norte es la altura del muro y por tanto también de las aletas en voladizo, que en este estribo alcanzan una altura de aproximadamente 7.85 metros.

A continuación se muestran las vistas del estribo norte. Para ver las dimensiones del estribo con mayor detalle acudir a “Plano nº8.1:” Definición geométrico. Estribos”.

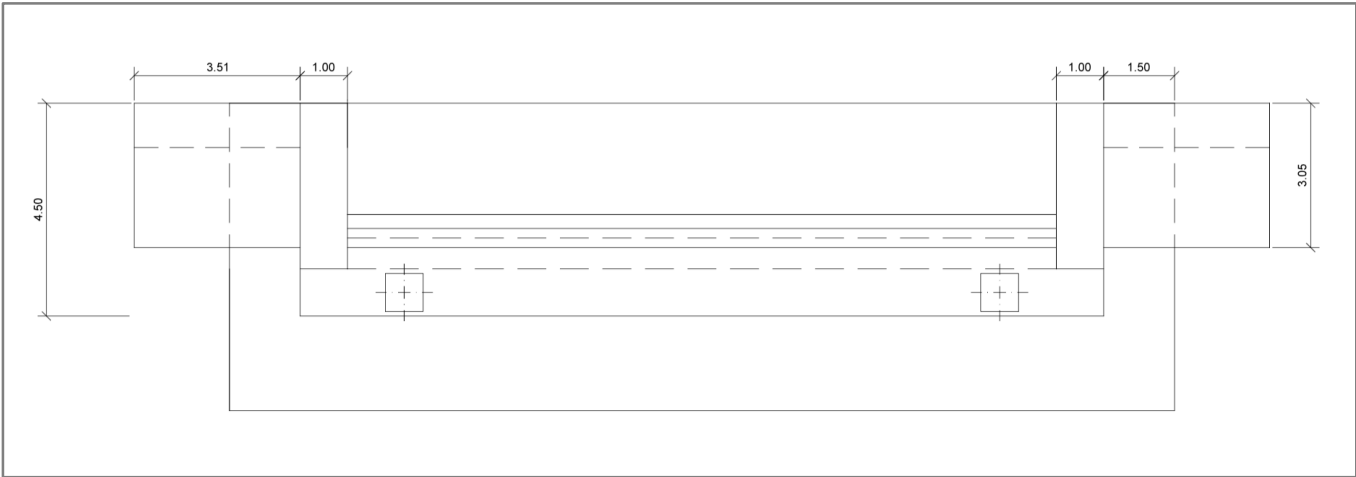


Figura 15. Planta del estribo norte.

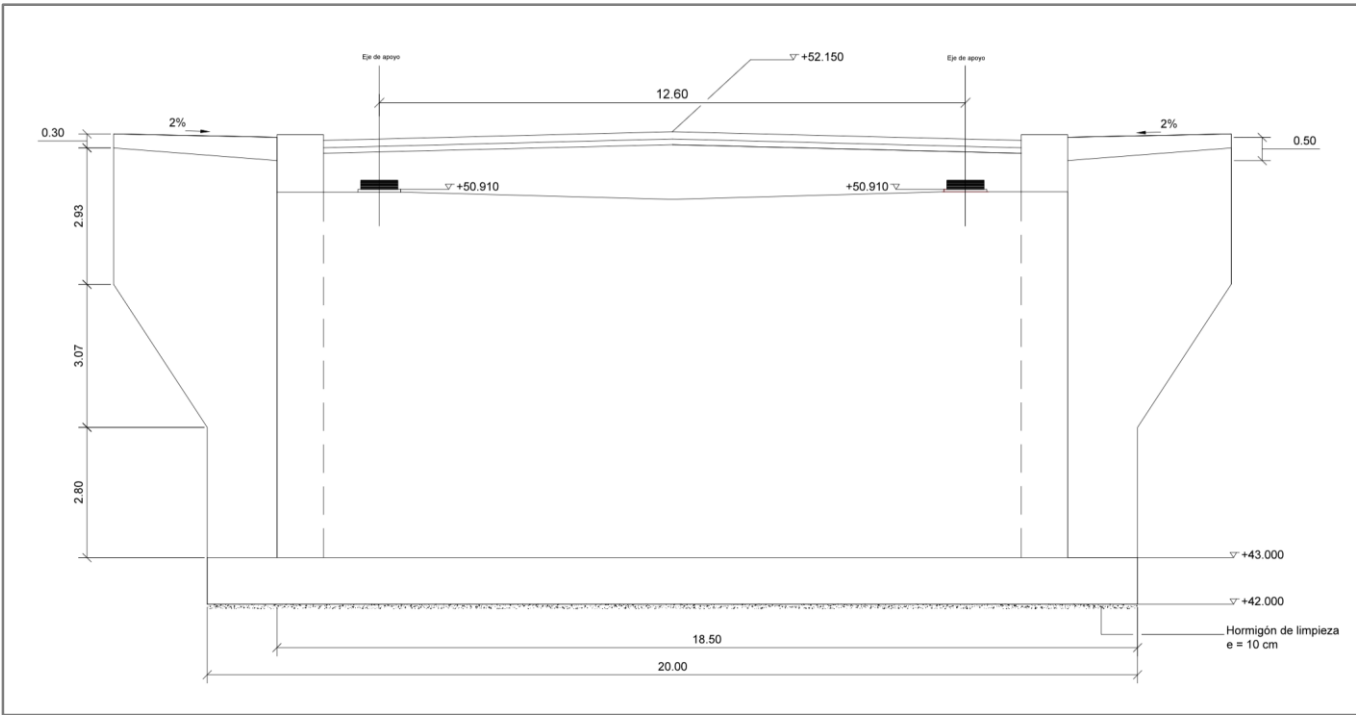


Figura 16. Alzado del estribo norte.

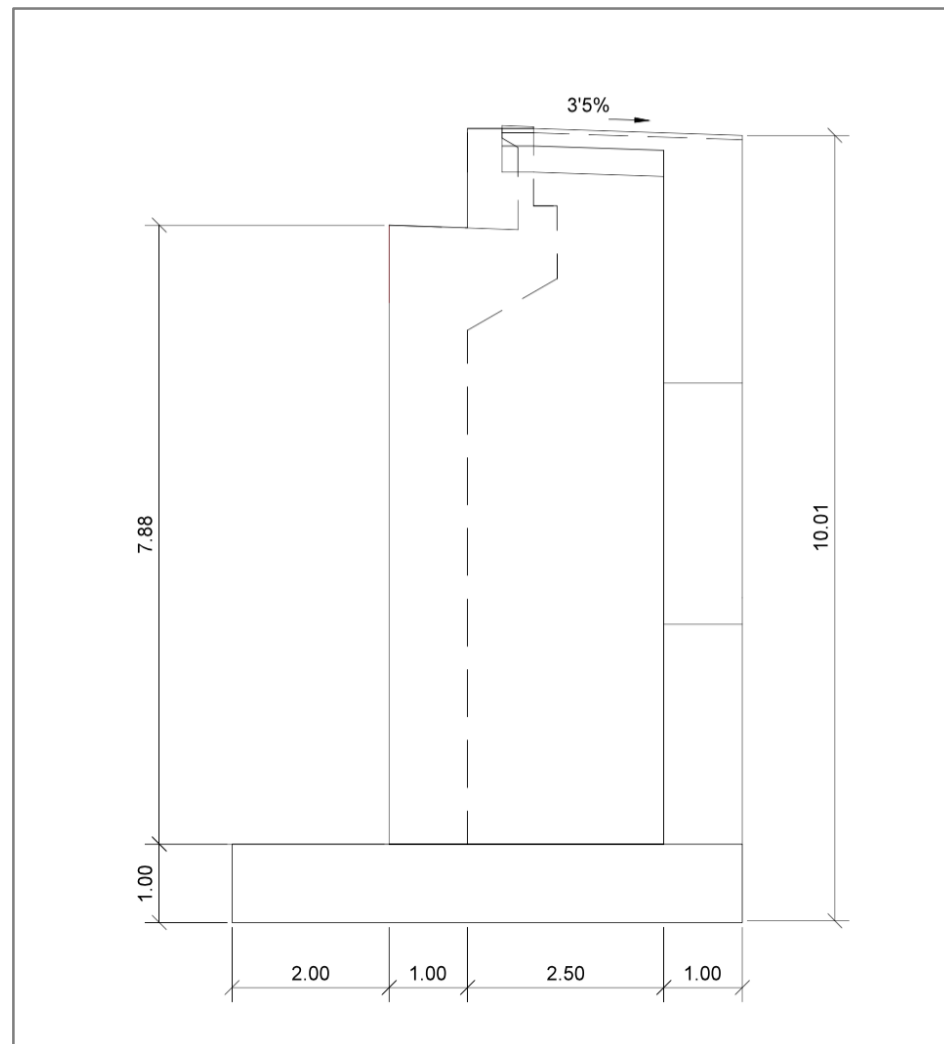


Figura 17. Perfil del estribo norte.



Figura 18. Vista en 3D del estribo

5. Cálculo de las subestructuras

5.1. Reducción de esfuerzos al centro de la cimentación

La resolución de los siguientes apartados está basada en la GCOC (Guía de cimentaciones de obras de carretera). Para la reducción de los esfuerzos, se va a considerar el centro O, en el centro de la zapata en el plano de apoyo de la cimentación, es decir, a la cota +42.00 m.

5.1.1. Cargas actuantes sobre el estribo sur

Las acciones que va a soportar el estribo tienen tres distintos orígenes:

- Peso propio de estribo
- Acción del tablero
- Empuje y peso de tierras de relleno, con posible sobrecarga sobre las mismas

Los ejes adaptados para la cimentación son los siguientes (figura 19):

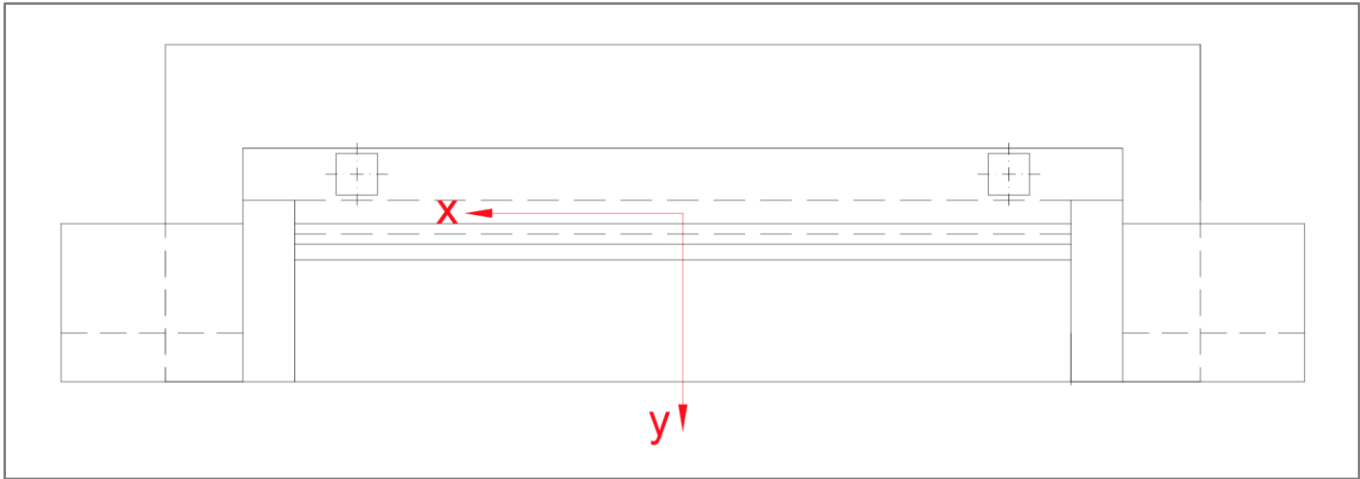


Figura 19. Ejes considerados para el cálculo.

Se considerara el eje z como el eje vertical con sentido positivo hacia el terreno.

5.1.1.1. *Peso propio de la cimentación*

Se adopta un peso específico del hormigón armado de $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.1.1.1.1. *Zapata*

La zapata tiene unas dimensiones de $6.5 \times 20 \text{ m}^2$, con un canto de 1 metro. Siendo de hormigón armado, el peso de la zapata es el siguiente:

$$\text{Peso de la zapata} = 20 * 6.5 * 1 * 25 = 3250 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 0$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0$$

En efecto, la distancia al CDG de la zapata de la propia zapata es nula.

5.1.1.1.2. *Muro frontal*

Las medidas del muro son 1 metro de espesor, 17 metros de ancho y 7.5083 metros de altura.

$$\text{Peso del muro} = 25 * 17 * 1 * 7.5083 = 3191.0275 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 0$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0.75 \text{ m}$$

5.1.1.1.3. *Aletas*

Las aletas tienen un área de 40.0013 m^2 . Por lo que:

$$\text{Peso de la aleta izquierda} = 25 * 40.0013 * 1 = 1000.0325 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = -8 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 2.3468 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la aleta derecha} = 25 * 40.0013 = 1000.0325 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 2.3468 \text{ m}$$

5.1.1.1. *Esfuerzos de la superestructura actuantes en los apoyos de la cimentación*

Se dispone de dos neoprenos colocados a la misma distancia del eje de simetría sobre el muro frontal. Se han obtenido los esfuerzos que se transmiten a la cimentación mediante el programa SAP2000 considerando que las acciones correspondientes a la combinación de acciones característica sin mayorar las cargas de la situación de proyecto persistente. Para el apoyo izquierdo del estribo:

$$\text{Reacción eje Z apoyo izquierdo} = 6384.404 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 6.3 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Reacción eje Y apoyo izquierdo} = -660.6825 \text{ kN}$$

$$\text{Reacción eje Z apoyo izquierdo} = 65.29 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Z} = 8.5082 \text{ m}$$

Para el apoyo derecho del estribo:

$$\text{Reacción eje Z apoyo izquierdo} = 5403.772 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje X} = -6.3 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Reacción eje Y apoyo izquierdo} = 660.6825 \text{ kN}$$

$$\text{Reacción eje Z apoyo izquierdo} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje Z} = 8.5082 \text{ m}$$

5.1.1.2. *Peso de las tierras*

Para el peso de las tierras se consideran los siguientes estratos en el entorno del estribo. Para ello se ha realizado una simplificación de la geometría para el diseño del estribo (figura 20):

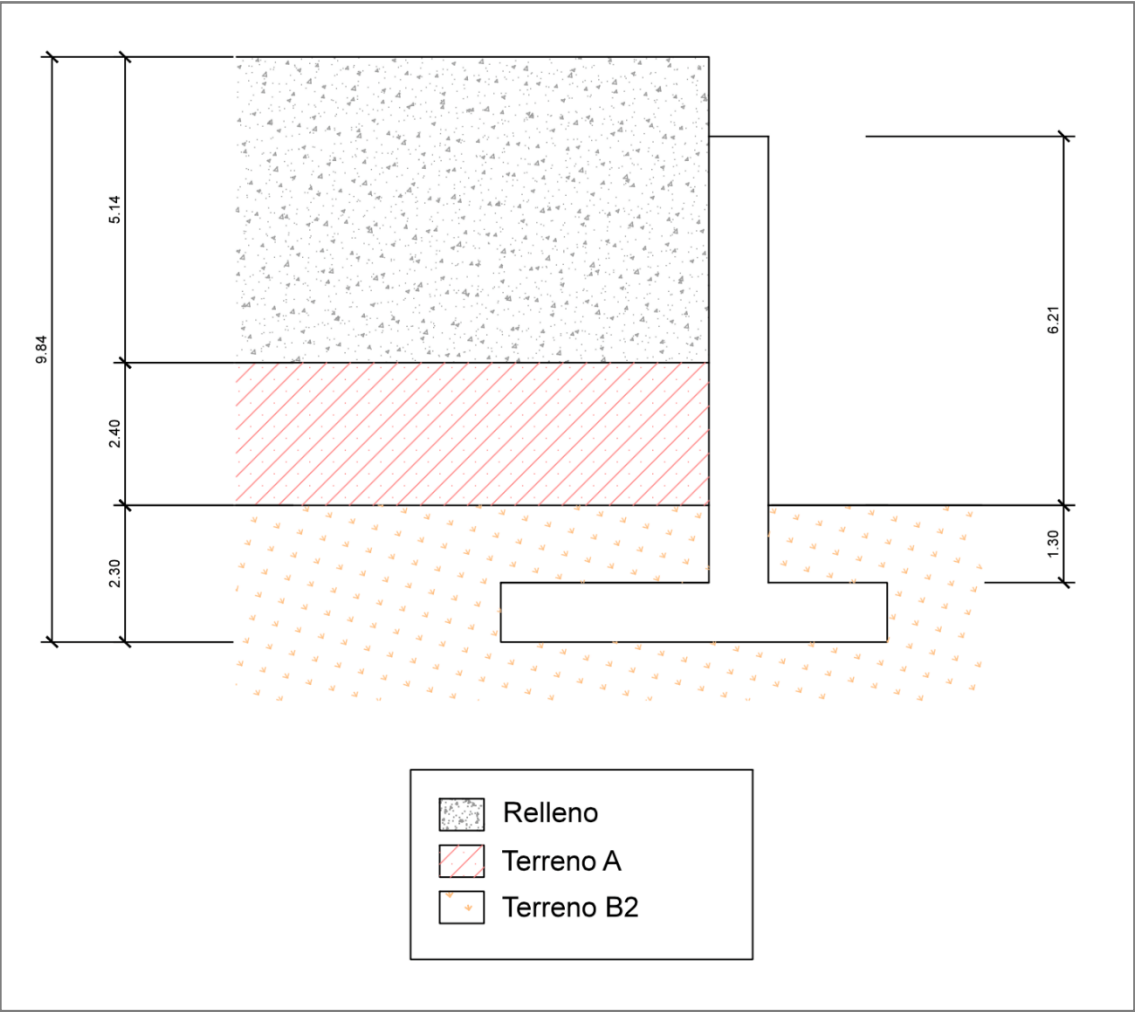


Figura 20. *Simplificación para el cálculo.*

En la siguiente tabla se adjuntan los valores característicos del terreno:

Terreno	$\gamma_{ap}(kN/m^3)$	N(spt)	$\phi(rad)$	Esp.izq	Esp. der	$\phi(grados)$
Relleno	17.5	42	0.66322512	5.1429	0	38
A	16	14	0.54977871	3.7	0	31.5
B2	17	29	0.62831853	2.3	2.3	36

Tabla 5. *Valores característicos del terreno.*

A partir de estos datos obtenemos el peso de las tierras en el trasdós del muro, en el intradós, y en los laterales exteriores de las aletas.

5.1.1.2.1. *Terreno trasdós del muro*

El hueco donde se acumulan las tierras tiene un área de 15 x 3.5 m², de este modo el peso de las tierras en el trasdós:

$$Peso\ tierras = 15 * 3.3 * (5.14 * 17.5 + 16 * 3.7 + 17 * 1.3) = 8993.29\ kN$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ Y = 1.5\ m$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ x = 0$$

5.1.1.2.2. *Terreno intradós del muro*

La zona donde apoyan las tierras en el intradós del muro tiene un área de 20 x 2 m²

$$Peso\ tierras = 20 * 2 * (1.3 * 17) = 884\ kN$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ Y = -2.25\ m$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ x = 0$$

5.1.1.2.3. *Terreno en la zona exterior de las aletas*

Esta zona tiene un área de 1.5 x 3.5 a cada lado, por lo que se considera que el peso de las tierras es el mismo a ambos lados.

$$Peso\ tierras\ zona\ aleta\ izq = 1.5 * 3.5 * (5.14 * 17.5 + 16 * 3.7 + 17 * 1.3) = 899.329\ kN$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ Y = 9.25\ m$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ x = 1.5\ m$$

$$Peso\ tierras\ zona\ aleta\ der = 1.5 * 3.5 * (1.3 * 17.5 + 16 * 3.7 + 17 * 1.3) = 899.329\ kN$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ Y = -9.25\ m$$

$$Brazo\ en\ el\ Eje\ x = 1.5\ m$$

5.1.1.3. *Cálculo de los empujes horizontales sobre el muro*

Para el cálculo de los empujes se van a estudiar los empujes pasivos y los empujes activos siguiendo las recomendaciones de la *Guía técnica de cimentaciones en obras de carretera*. Para ello se va a tener en cuenta la limitación de que la resultante de empujes pasivos no puede ser mayor del 10% de la resultante de empujes activos, quedándonos del lado de la seguridad.

$$E_p \leq 0.1 * E_a$$

5.1.1.3.1. Cálculo de empujes activos

- **Relleno ($0\text{ m} \leq z \leq 5.1429\text{ m}$) $\phi = 38^\circ$**

En primer lugar debemos calcular las tensiones efectivas en el terreno, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 17.5\text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5\text{ kN/m}^3 * z$$

Según la teoría de Rankine, la ley de empujes se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Y en nuestro caso,

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(38^\circ)}{1 + \text{sen}(38^\circ)} = 0.2379$$

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

$$e'_a(z) = 0.2379 * \left(17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * z\right) = 4.16325 * z$$

$$e'_a(z = 0) = 4.16325 * 0 = 0\text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 5.1429\text{ m}) = 4.16325 * 5.1429 = 21.411\text{ kPa}$$

Y la resultante de empujes tiene el siguiente valor:

$$E'_{a1} = 0\text{ kN/m}$$

$$E'_{a2} = \frac{21.411\text{ kPa} - 0\text{ kPa}}{2} * 5.1429\text{ m} = 55.05\text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea1-0} = 7.27\text{ m}$$

$$d_{Ea2-0} = 6.414\text{ m}$$

- **Terreno A ($5.1429\text{ m} \leq z \leq 7.5429\text{ m}$) $\phi = 31.5^\circ$**

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos:

$$\sigma_v = 17.5\text{ kN/m}^3 * 5.1429\text{ m} + 16\text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5\text{ kN/m}^3 * 5.1429\text{ m} + 16\text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empujes activos tiene un valor de:

$$k_a = 0.3136$$

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

$$e'_a(z) = 0.3136 * (17.5\text{ kN/m}^3 * 5.1429\text{ m} + 16\text{ kN/m}^3 * (z - 5.1429))$$

$$e'_a(z = 5.1429\text{ m}) = 28.22\text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 7.5429\text{ m}) = 40.266\text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato A:

$$E'_{a3} = 67.74\text{ kN/m}$$

$$E'_{a4} = 14.45\text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3-0} = 3.5\text{ m}$$

$$d_{Ea2-0} = 3.1$$

- **Terreno B2 ($7.5429\text{ m} \leq z \leq 9.8429\text{ m}$) $\phi = 36^\circ$**

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos:

$$\sigma_v = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 5.1429\text{ m} + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (7.5429 - 5.1429) + 17 * (z - 7.5429)$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 5.1429\text{ m} + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (7.5429 - 5.1429) + 17 * (z - 7.5429)$$

Y en nuestro caso,

$$k_a = 0.2596$$

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

$$e'_a(z) = 0.2596 * (17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 5.1429\text{ m} + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (7.5429 - 5.1429) + 17 * (z - 7.5429))$$

$$e'_a(z = 7.5429\text{ m}) = 33.33\text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 9.8429) = 43.48\text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a5} = 76.67 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a6} = 11.67 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea5-0} = 1.15 \text{ m}$$

$$d_{Ea6-0} = 0.767$$

5.1.1.3.2. Cálculo de empujes pasivos

- Terreno B2 ($0 \leq z \leq 2.3 \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$

Igual que en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. En primer lugar, de nuevo será necesario obtener las tensiones efectivas en el terreno.

$$\sigma_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

El coeficiente de empujes pasivos tiene un valor de:

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.2596} = 3.851$$

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

$$e'_p(z) = 3.851 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)$$

Del lado de la seguridad establecemos un coeficiente de seguridad de 2 para los empujes pasivos, por lo tanto, estos toman el siguiente valor en función de la profundidad:

$$e'_p(z) = \frac{3.851 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)}{2}$$

$$e'_p(z = 0 \text{ m}) = 0$$

$$e'_p(z) = 4.42 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p2} = -86.6 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E-0} = 0.767$$

En la figura 21 quedan resumidos cada uno de los empujes unitarios y en la figura 22 aparecen las resultantes de empujes. Además, en la tabla 6 puede verse sus resultantes, puntos de aplicación y los momentos que estos originan en el plano de apoyo de la cimentación:

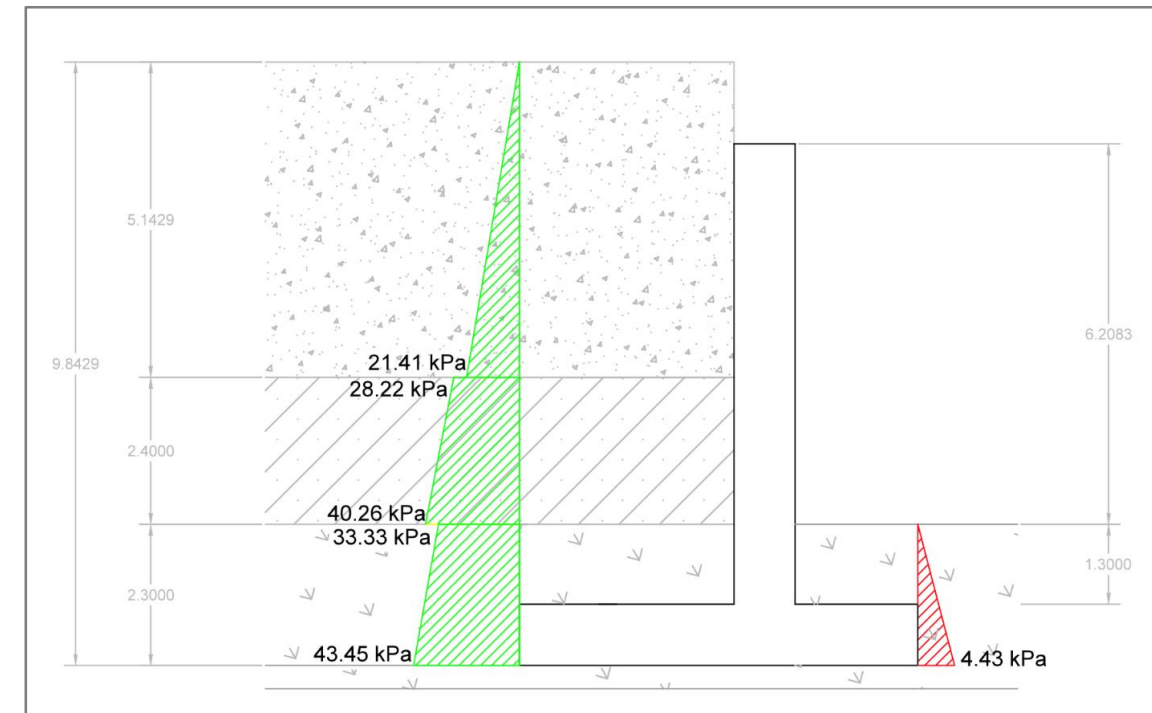


Figura 21. Empujes unitarios activos y pasivos.

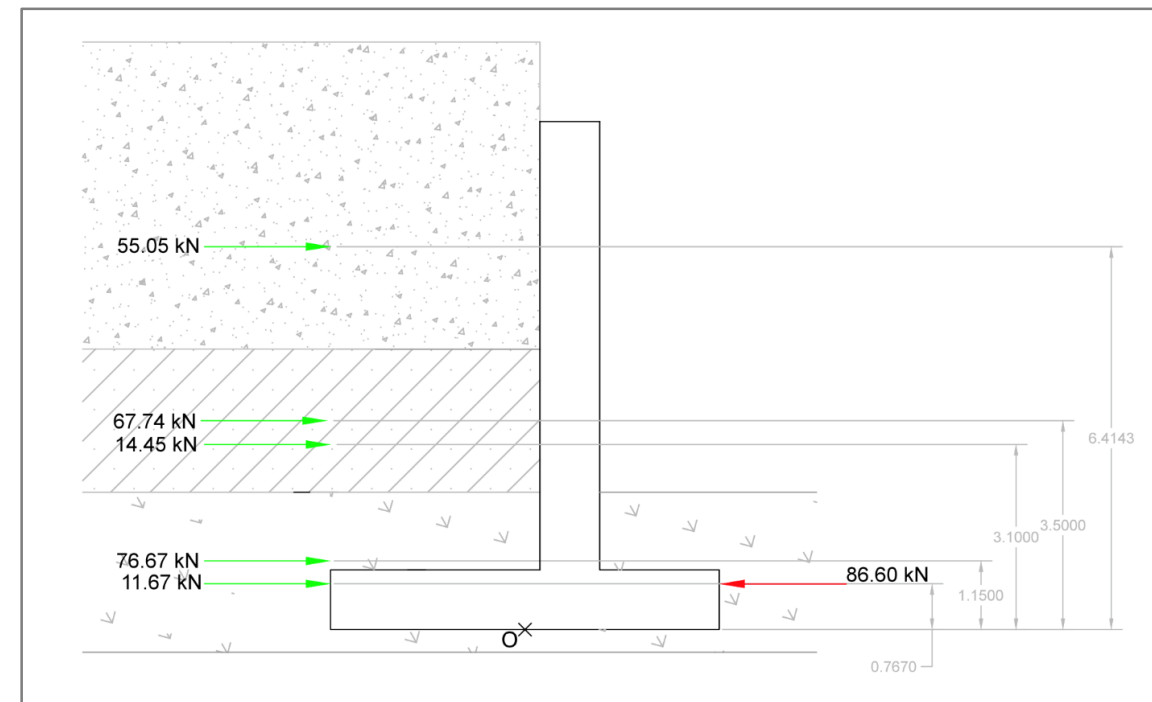


Figura 22. Resultantes de empujes activos y pasivos.

TERRENO		EMPUJE ACTIVO	PUNTO DE APLICACIÓN (M)	M _x (KN/M)
RELLENO	Ea1	0	7.271	0
	Ea2	55.05	6.414	-353.132
TERRENO A	Ea3	67.74	3.5	-237.106
	Ea4	14.45	3.1	-44.801
TERRENO B2	Ea5	76.67	1.15	-88.171
	Ea6	11.67	0.767	-8.95

Tabla 6. Empujes activos, distancia de aplicación y momento que ocasiona cada uno de los estratos.

Como se ha comentado antes, se va a limitar el empuje pasivo al 10% del empuje activo, por lo tanto, los empujes pasivos:

$$E_p = 0.1 * E_a = 22.56 \text{ kN}$$

TERRENO		EMPUJE PASIVO	PUNTO DE APLICACIÓN	M _x (KN/M)
TERRENO B2	Ep1	0	0	0
	Ep2	22.56	0.767	17.31

Tabla 7. Empujes pasivos, distancia de aplicación y momento que ocasiona cada uno de los estratos.

5.1.1.4. Cálculo de los empujes horizontales sobre las aletas

Dado que la geometría de las aletas es igual y presentan simetría entre ambas respecto al centro de la cimentación, la resultante de sus empujes en el centro de la cimentación se anula.

Existe la posibilidad de que uno de los dos carriles del puente este más cargado que el otro y por ello, es posible que el empuje de tierras entre ambas aletas no se compense ya que en una de ellas habría que considerar una sobrecarga en el terreno.

Para tener en cuenta la posibilidad de empujes no compensados, se ha realizado el cálculo considerando en una de las dos aletas una sobrecarga de 10kN/m.

Tras realizar el cálculo se ha obtenido un resultado de 194.74174 kN/m de momento sobre el eje X en el centro de la cimentación, producido por las diferencia de empujes entre las dos aletas.

5.1.2. Resultante de momento en el centro de la cimentación

Una vez obtenidos todos los pesos y todos los empujes, vamos a calcular los momentos que estos ocasionan en el centro de la zapata a la altura del plano de apoyo para obtener así la sección eficaz de la zapata. En la siguiente tabla se adjuntan todos los momentos producidos por los esfuerzos descritos anteriormente en el centro de la zapata:

Descripción	M _y (kN/m)	M _x (kN/m)
Muro	0	2393.27
Zapata	0	0
Aleta derecha	-8000.26	2346.87627
Aleta izquierda	8000.26	2346.87627
Tierras trasdós muro	0	13489.9341
Tierras intradós muro	0	-1989
Tierras zona posterior aleta izquierda	8318.79267	1348.99341
Tierras zona posterior aleta derecha	-8318.79267	1348.99341
Suma de empujes en reposo	0	.1348.69
Incremento de My por sobrecarga en una sola aleta	0	194.74

Tabla 8. Resumen de momentos generados por cimentación y tierras.

Adjuntamos ahora los momentos que se dan debido a las reacciones en los puntos de apoyo:

Descripción		My (kN/m)	Mz (kN/m)
N apoyo izquierdo	6384.404 kN	40221.7452	4788.303
F _y apoyo izquierdo	-660.6825 kN	0	-5621.285
F _x apoyo izquierdo	65.29 kN	555.507	0
N apoyo derecho	5403.772 kN	-34043.76	4052.829
F _y apoyo derecho	660.6825 kN	0	5621.285
F _x apoyo derecho	0 kN	0	0

Tabla 9. Resumen de momentos generados fuerzas transmitidas por el puente a los apoyos.

5.1.3. Obtención de la sección eficaz

Una vez obtenemos todos los momentos, calculamos el axil y los momentos totales:

$$Q = 30594.8158 \text{ kN}$$

$$M_y = 6855.65851 \text{ kN/m}$$

$$M_x = 27446.6112 \text{ kN/m}$$

Obtenidos estos valores vamos a sacar las excentricidades en el eje X y en el Y:

$$e_x = \frac{6855.659}{30594.8158} = 0.224 \text{ m}$$
$$e_y = \frac{27446.6112}{30594.82} = 0.897 \text{ m}$$

Por tanto, las dimensiones eficaces de la zapata son:

$$B' = 6.5 - 2 * 0.897 = 4.706 \text{ m}$$
$$L' = 20 - 2 * 0.224 = 19.552 \text{ m}$$

5.1.4. Cargas actuantes sobre el estribo norte

La cimentación está sometida a unas cargas que le transmiten tanto la superestructura como las tierras del relleno. Los ejes adaptados para la cimentación son los siguientes:

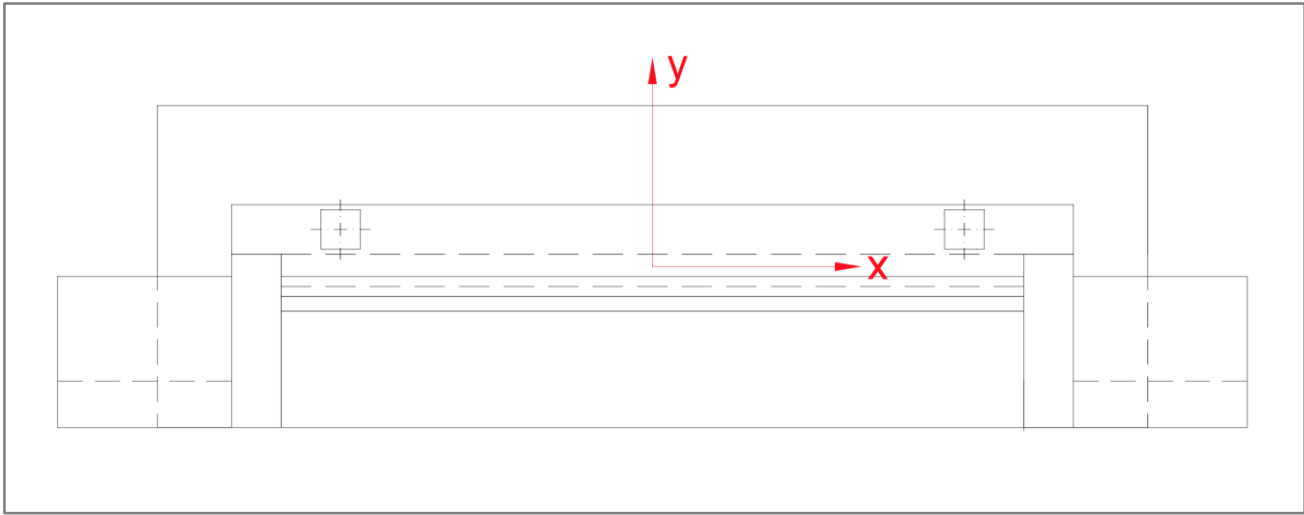


Figura 23. Ejes considerados para el cálculo.

Se considerara el eje z como el eje vertical con sentido positivo hacia el terreno.

A continuación se descomponen las fuerzas. Como se ha hecho una explicación detallada para la reducción de esfuerzos en el estribo sur, para la obtención de las dimensiones eficaces de la zapata del estribo norte se realizaran los cálculos sin repetir las explicaciones, debido a que solo varía la altura del muro en el diseño del estribo.

5.1.4.1. Peso propio de la cimentación

Se adopta un peso específico del hormigón armado de $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.1.4.1.1. Zapata

La zapata tiene unas dimensiones de $6.5 \times 20 \text{ m}^2$, con un canto de 1 metro. Siendo de hormigón armado, el peso de la zapata es el siguiente:

$$\text{Peso de la zapata} = 20 * 6.5 * 1 * 25 = 3250 \text{ kN}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 0$$
$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0$$

En efecto, la distancia al CDG de la zapata de la propia zapata es nula.

5.1.4.1.2. Muro frontal

Las medidas del muro son 1 metro de espesor, 17 metros de ancho y 7.8532 metros de altura.

$$\text{Peso del muro} = 25 * 17 * 1 * 7.8532 = 3337.61 \text{ kN}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 0$$
$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0.75 \text{ m}$$

5.1.4.1.3. Aletas

Las aletas tienen un área de 41.9244 m^2 . Por lo que:

$$\text{Peso de la aleta izquierda} = 1048.11 \text{ kN}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje X} = -8 \text{ m}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 2.3468 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la aleta derecha} = 1048.11 \text{ kN}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 8 \text{ m}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 2.3468 \text{ m}$$

5.1.4.2. Esfuerzos de la superestructura actuantes en los apoyos de la cimentación

Se disponen de dos neoprenos colocados a la misma distancia del eje de simetría del estribo, por lo que se han obtenido los esfuerzos que se transmiten a la cimentación mediante el programa SAP2000. Para el apoyo izquierdo del estribo:

$$\text{Reacción eje Z apoyo izquierdo} = 6303.527 \text{ kN}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje X} = 6.3 \text{ m}$$
$$\text{Distancia CDG en Eje Y} = 0.75 \text{ m}$$

$Reacción\ eje\ Y\ apoyo\ izquierdo = -660.6825\ k$

$Reacción\ eje\ Z\ apoyo\ izquierdo = -410.39\ kN$

$Distancia\ CDG\ en\ Eje\ Z = 8.7532\ m$

Para el apoyo derecho del estribo:

$Reacción\ eje\ Z\ apoyo\ izquierdo = 5481.298\ kN$

$Distancia\ CDG\ en\ Eje\ X = -6.3\ m$

$Distancia\ CDG\ en\ Eje\ Y = 0.75\ m$

$Reacción\ eje\ Y\ apoyo\ izquierdo = 660.6825\ kN$

$Reacción\ eje\ Z\ apoyo\ izquierdo = 0\ kN$

$Distancia\ CDG\ en\ Eje\ Z = 8.5082\ m$

5.1.4.3. *Peso de las tierras*

Para el peso de las tierras se consideran los siguientes estratos en el entorno del estribo:

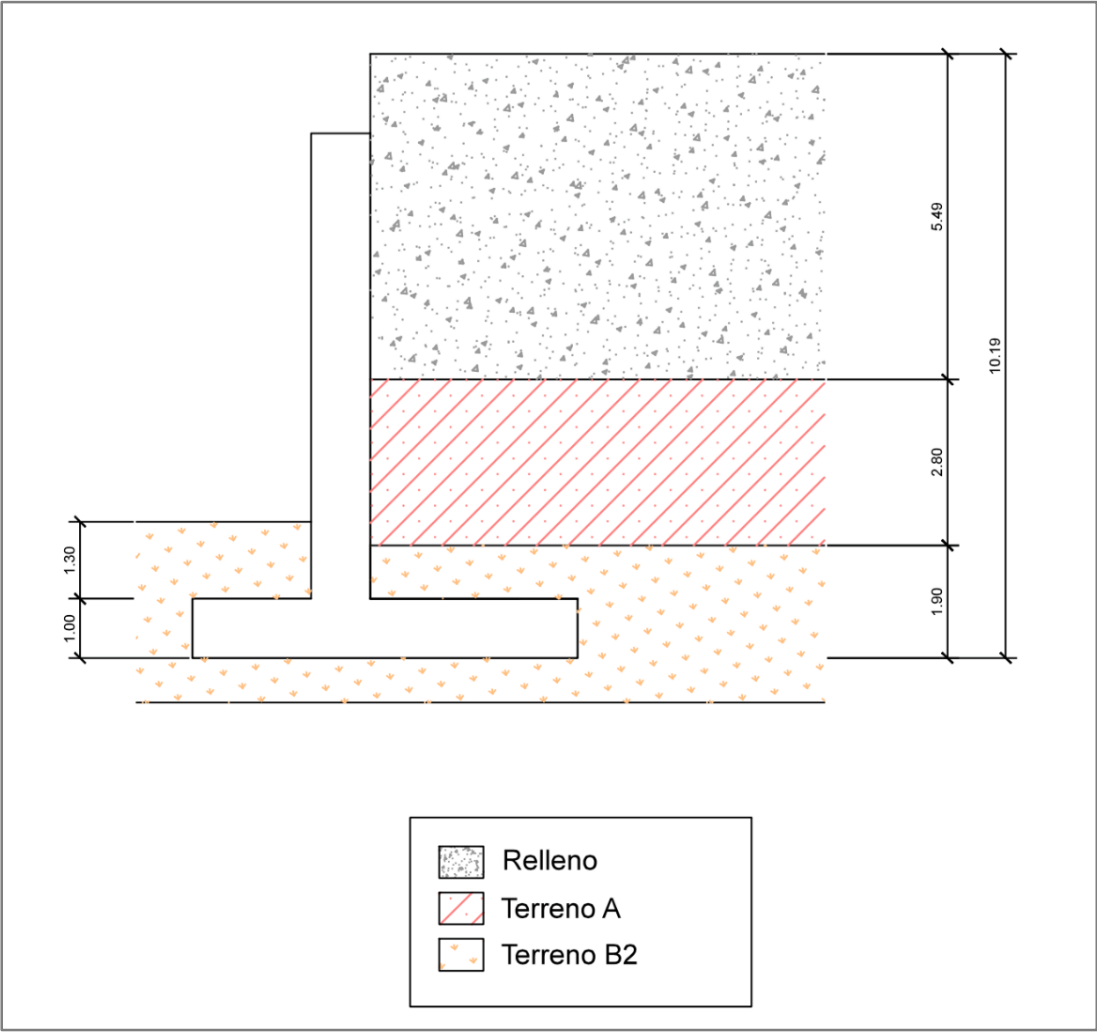


Figura 24. *Simplificación para el cálculo.*

En la siguiente tabla se adjuntan los valores característicos del terreno:

TERRENO	$\gamma_{AP}(KN/M^3)$	N(SPT)	$\phi(RAD)$	ESP.IZQ	ESP. DER	$\phi(GRADOS)$
RELLENO	17.5	42	0.66322512	5.4927	0	38
A	16	14	0.54977871	2.8005	0	31.5
B2	17	29	0.62831853	1.8994	2.3	36

Tabla 10. *Valores característicos del terreno.*

A partir de estos datos obtenemos el peso de las tierras en el trasdós del muro, en el intradós, y en los laterales exteriores de las aletas.

5.1.4.3.1. Terreno trasdós del muro

El hueco donde se acumulan las tierras tiene un área de 15 x 3.5 m², de este modo el peso de las tierras en el trasdós:

$$\text{Peso tierras} = 15 * 3.5 * (5.4927 * 17.5 + 16 * 2.8005 + 17 * 1.8994) = 8201.55 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo en el Eje } Y = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Brazo en el Eje } x = 0$$

5.1.4.3.2. Terreno intradós del muro

La zona donde apoyan las tierras en el intradós del muro tiene un área de 20 x 2 m²

$$\text{Peso tierras} = 20 * 2 * (1.3 * 17) = 884 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo en el Eje } Y = -2.25 \text{ m}$$

$$\text{Brazo en el Eje } x = 0$$

5.1.4.3.3. Terreno en la zona exterior de las aletas

Esta zona tiene un área de 1.5 x 3.5 a cada lado, por lo que se considera que el peso de las tierras es el mismo a ambos lados.

$$\text{Peso tierras zona aleta izq} = 1.5 * 3.5 * (5.4927 * 17.5 + 16 * 2.8 + 17 * 1.8994) = 820.155 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo en el Eje } Y = 9.25 \text{ m}$$

$$\text{Brazo en el Eje } x = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso tierras zona aleta der} = 1.5 * 3.5 * (5.4927 * 17.5 + 16 * 2.8 + 17 * 1.8994) = 820.155 \text{ N}$$

$$\text{Brazo en el Eje } Y = -9.25 \text{ m}$$

$$\text{Brazo en el Eje } x = 1.5 \text{ m}$$

5.1.4.4. Cálculo de los empujes horizontales sobre el muro

Como ya se ha explicado anteriormente, los empujes que se van a estudiar para las comprobaciones geotécnicas del estribo son los empujes de las tierras en estado de reposo

5.1.4.4.1. Cálculo de empujes activos

- Relleno (0 m ≤ z ≤ 5.4927 m) ϕ = 38°

En primer lugar debemos calcular las tensiones efectivas en el terreno, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 17.5 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5 \text{ kN/m}^3 * z$$

Según la teoría de Rankine, la ley de empujes se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Y en nuestro caso,

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} = \frac{1 - \text{sen}(38^\circ)}{1 + \text{sen}(38^\circ)} = 0.2379$$

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

$$e'_a(z) = 0.2379 * \left(17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * z \right) = 4.16325 * z$$

$$e'_a(z = 0) = 0 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 5.4927) = 22.867 \text{ kPa}$$

Y la resultante de empujes tiene el siguiente valor:

$$E'_{a1} = 0 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a2} = 62.80 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea1-0} = 0 \text{ m}$$

$$d_{Ea2-0} = 6.531 \text{ m}$$

- Terreno A (5.4927 m ≤ z ≤ 8.2932 m) ϕ = 31.5°

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos:

$$\sigma_v = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 5.4927 \text{ m} + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5 \text{ kN/m}^3 * 5.4927 \text{ m} + 16 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$k_a = 0.3136$$

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

$$e'_a(z) = 0.3136 * (17.5 \text{ kN/m}^3 * 5.4927 \text{ m} + 16 \text{ kN/m}^3 * (z - 5.4927))$$

$$e'_a(z = 5.4927) = 30.14 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 8.2932) = 44.196 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato A:

$$E'_{a3} = 84.43 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a4} = 19.68 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3-0} = 3.3 \text{ m}$$

$$d_{Ea2-0} = 2.83$$

○ *Terreno B2* ($8.2932 \text{ m} \leq z \leq 10.1926 \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior tenemos:

$$\sigma_v = 17.5 \frac{kN}{m^3} * 5.4927 \text{ m} + 16 \frac{kN}{m^3} * (8.2932 - 5.4927) + 17 * (z - 8.2932)$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 17.5 \frac{kN}{m^3} * 5.4927 \text{ m} + 16 \frac{kN}{m^3} * (8.2932 - 5.4927) + 17 * (z - 8.2932)$$

$$k_a = 0.2596$$

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

$$e'_a(z) = 0.2596 * (17.5 \frac{kN}{m^3} * 5.4927 \text{ m} + 16 \frac{kN}{m^3} * (8.2932 - 5.4927) + 17 * (z - 8.2932))$$

$$e'_a(z = 8.2932 \text{ m}) = 36.58 \text{ kPa}$$

$$e'_a(z = 10.1926 \text{ m}) = 44.968 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{a5} = 69.49 \text{ kN/m}$$

$$E'_{a6} = 7.96 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea5-0} = 0.95 \text{ m}$$

$$d_{Ea6-0} = 0.633$$

5.1.4.4.2. *Cálculo de empujes pasivos*

○ *Terreno B2* ($0 \text{ m} \leq z \leq 2.3 \text{ m}$) $\phi = 36^\circ$

Igual que en el caso anterior, los empujes pasivos los obtendremos mediante la teoría de Rankine, pero en este caso será necesario calcular el coeficiente de empuje pasivo. En primer lugar, de nuevo será necesario obtener las tensiones efectivas en el terreno.

$$\sigma_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 17 \text{ kN/m}^3 * z$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.2596} = 3.851$$

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

$$e'_p(z) = 3.851 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)$$

Del lado de la seguridad establecemos un coeficiente de seguridad de 2 para los empujes pasivos, por lo tanto, estos toman el siguiente valor en función de la profundidad:

$$e'_p(z) = \frac{3.851 * (17 \text{ kN/m}^3 * z)}{2}$$

$$e'_p(z = 0) = 0 \text{ kPa}$$

$$e'_p(z = 2.3 \text{ m}) = 4.42 \text{ kPa}$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato B2:

$$E'_{p2} = 66.39 \text{ kN/m}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{E-0} = 0.767$$

En la figura 25 quedan resumidos cada uno de los empujes unitarios y en la figura 26 podemos ver la resultante de los empujes y su distancia al plano de apoyo, mientras que en la tabla 11 puede verse sus resultantes, puntos de aplicación y los momentos que estos originan en el plano de apoyo de la cimentación:

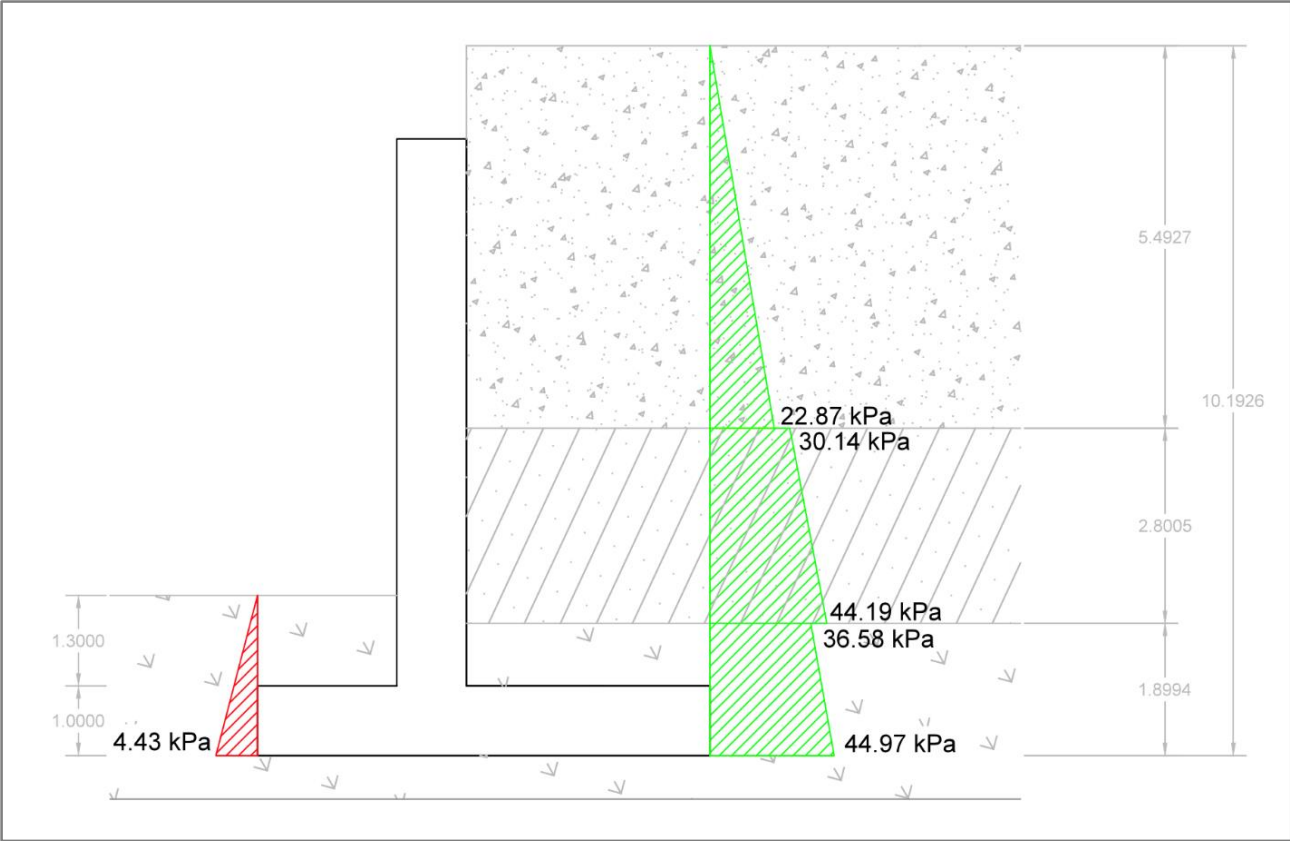


Figura 25. Empujes unitarios activos y pasivos.

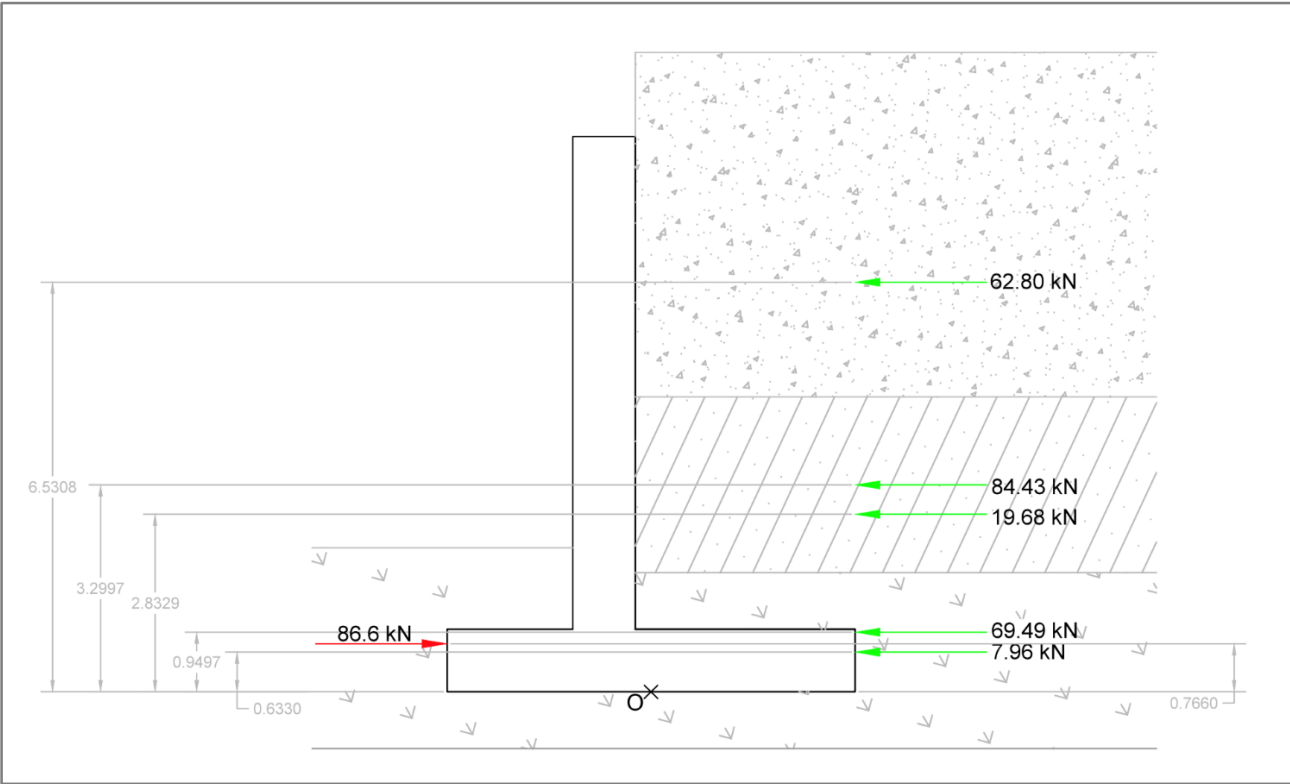


Figura 26. Resultante de empujes activos y pasivos.

Terreno		Empuje activo	Punto de aplicación (m)	M _x (kN/m)
Relleno	Ea1	0	7.446	0
	Ea2	62.80	6.531	-410.119
Terreno A	Ea3	84.43	3.3	-278.577
	Ea4	19.68	2.83	-55.746
Terreno B2	Ea5	69.49	0.95	-65.999
	Ea6	7.96	0.767	-5.041

Tabla 11. Empujes activos, distancia de aplicación y momento que ocasiona cada uno de los estratos.

De la misma manera para los empujes pasivos, el empuje pasivo está limitado por la recomendación que aparece en la GGOC, por tanto:

$E_p = 0,1 * E_a = 24.43 \text{ kN}$

Terreno		Empuje activo	Punto de aplicación (m)	M _x (kN/m)
Terreno B2	Ep1	0	0	0
	Ep2	24.43	0.767	-18.73

Tabla 12. Empujes pasivos, distancia de aplicación y momento que ocasiona cada uno de los estratos.

5.1.4.5. Cálculo de los empujes horizontales sobre las aletas

Dado que la geometría de las aletas es igual y presentan simetría entre ambas respecto al centro de la cimentación, la resultante de sus empujes en el centro de la cimentación se anula.

Existe la posibilidad de que uno de los dos carriles del puente este más cargado que el otro y por ello, es posible que el empuje de tierras entre ambas aletas no se compense ya que en una de ellas habría que considerar una sobrecarga en el terreno.

Para tener en cuenta la posibilidad de empujes no compensados, se ha realizado el cálculo considerando en una de las dos aletas una sobrecarga de 10kN/m.

Tras realizar el cálculo se ha obtenido un resultado de 130.96 kN/m de momento sobre el eje X en el centro de la cimentación, producido por las diferencia de empujes entre las dos aletas.

5.1.5. Resultante de momento en el centro de la cimentación

Una vez obtenidos todos los pesos y todos los empujes, vamos a calcular los momentos que estos ocasionan en el centro de la zapata a la altura del plano de apoyo para obtener así la sección eficaz de la zapata. En la siguiente tabla se adjuntan todos los momentos producidos por los esfuerzos descritos anteriormente en el centro de la zapata:

Descripción	M _y (kN/m)	M _x (kN/m)
Muro	0	2503.2075
Zapata	0	0
Aleta derecha	-8000.26	2346.87627
Aleta izquierda	8000.26	2346.87627
Tierras trasdós muro	0	13489.9341
Tierras intradós muro	0	-1989
Tierras zona posterior aleta izquierda	8318.79267	1348.99341
Tierras zona posterior aleta derecha	-8318.79267	1348.99341
Suma de empujes activos	0	-818.001
Suma de empujes pasivos	0	66.39
Incremento de M _y por sobrecarga en una sola aleta	0	130.96

Tabla 13. Resumen de momentos generados por la cimentación y tierras.

Adjuntamos ahora los momentos que se dan debido a las reacciones en los puntos de apoyo:

DESCRIPCIÓN		MY (KN/M)	MZ (KN/M)
N APOYO IZQUIERDO	6303.527 kN	39712.22	4727.645
F _y APOYO IZQUIERDO	0	0	0
F _x APOYO IZQUIERDO	65.29 kN	-3633.2647	0
N APOYO DERECHO	5403.772 kN	-34532.177	4110.9735
F _y APOYO DERECHO	0	0	0
F _x APOYO DERECHO	0 kN	0	0

Tabla 14. Resumen de momentos generados por las cargas transmitidas por la estructura.

Una vez obtenemos todos los momentos, calculamos el axil y los momentos totales:

$Q = 31194.5182\text{ kN}$

$M_y = 1677.73795\text{ kN/m}$

$M_x = 28200.8148\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Obtenidos estos valores vamos a sacar las excentricidades en el eje X y en el eje Y:

$ex = \frac{1677.73795}{31194.5182} = 0.05378\text{ m}$

$ey = \frac{28200.8148}{31194.5182} = 0.90403\text{ m}$

Por tanto, las dimensiones eficaces de la zapata son:

$B' = 6.5 - 2 * 0.904 = 4.6919\text{ m}$

$L = 20 - 2 * 0.066 = 19.8924\text{ m}$

5.2. Comprobaciones geotécnicas

5.2.1. Estado límite de hundimiento

Cálculo analítico de la carga de hundimiento:

Para la obtención de la carga de hundimiento se ha recurrido a la formulación de Brinch-Hansen. De dichas formulación existen varias versiones que presentan ligeras variaciones en la obtención de algunos coeficientes de las cuales se ha optado por la que se expone a continuación que es la recomendada por *la Guía de cimentaciones para obras de carretera*.

Según este método, la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q, de la cohesión del terreno c, y de su peso propio. La ecuación es del siguiente tipo:

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

Donde:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento.

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

c = Cohesión de cálculo.

γ = Peso específico del terreno.

B' = Anchura eficaz de la cimentación.

N_q, N_c, N_{γ} = 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 local 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, γ, indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Los factores de capacidad de carga y los factores adimensionales que intervienen en la fórmula de Brinch-Hansen mencionados anteriormente han obtenido como se describe a continuación:

Los factores de capacidad de carga se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} * e^{\pi \cdot tg\phi}$$
$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\phi}$$
$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

Donde ϕ es el coeficiente de rozamiento del terreno sobre el que apoya la cimentación.

Los factores d_i , que consideran la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo se han adoptado como 1 quedando así del lado de la seguridad ya que no se puede asegurar la colaboración de forma pasiva del terreno que existe sobre el plano de cimentación durante todo el periodo de vida útil de la estructura.

Los factores i_i , que consideran la inclinación de las cargas se han obtenido mediante las siguientes expresiones:

$$i_q = (1 - 0,75 * tg\delta_B)^3 * (1 - tg\delta_L)$$
$$i_c = \frac{i_q * N_q - 1}{N_q - 1}$$
$$i_\gamma = (1 - tg\delta_B)^3 * (1 - tg\delta_L)$$

Donde δ_B , δ_L son los ángulos de inclinación de la carga respecto a la vertical.

Los factores s_i , que consideran la forma de la cimentación se han obtenido mediante las siguientes expresiones:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{N_q}{N_c}$$
$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'}$$

Donde B' y L' son el ancho y la longitud eficaces de la cimentación.

Los factores t_i , que consideran el efecto de la proximidad de la cimentación a un talud y los factores r_i , que consideran el efecto de la inclinación de del plano de apoyo se han tomado igual a 1 por no darse en nuestro caso particular ninguno de dichos efectos.

5.2.1.1. Estribo sur

La presión media transmitida por la cimentación del estribo sur viene definida por la expresión:

$$p_v = \frac{V}{B' * L'}$$

Donde V es la carga total vertical que llega a la cimentación.

Sustituyendo los siguientes valores en la expresión anterior

$$V = 30594.8151 \text{ kN} \quad , \quad B' = 4.7081 \text{ m} \quad , \quad L' = 19.55184 \text{ m}$$

Obtenemos un valor de la presión media transmitida de:

$$p_v = 332.36714 \text{ kN/m}^2$$

Procedemos ahora a obtener la carga de hundimiento. Para dicho cálculo se emplearan los siguientes datos geotécnicos del terreno sobre el que apoya la cimentación:

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad \phi = 36^\circ \text{C} \quad , \quad c = 0$$

Ahora obtenemos el valor de los factores de capacidad de carga N , que sustituyendo los términos por sus valores en las expresiones correspondientes descritas en los apartados anteriores se obtienen los siguientes valores:

$$N_q = 37.75249717 \quad , \quad N_c = 50.58547264 \quad , \quad N_\gamma = 53.40450441$$

De igual forma obtenemos el valor del resto de factores adimensionales:

$$i_q = 0.983194428 \quad , \quad i_c = 0.982737165 \quad , \quad i_\gamma = 0.977306556$$
$$s_q = 1.179710846 \quad , \quad s_c = 1.179710846 \quad , \quad s_\gamma = 0.927760344$$

El resto de factores, tal y como se ha explicado son igual 1.

Sustituyendo cada término por su correspondiente valor en la fórmula de Brinch- Hansen se obtiene un valor de la presión de hundimiento igual a:

$$p_{vh} = 9272.401362 \text{ kN/m}^2$$

Ahora comprobamos que el coeficiente de seguridad cumple lo establecido en la guía de cimentaciones para obras de carretera. Las limitaciones impuestas son las que aparecen en la tabla 15.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 15. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento se obtiene mediante la expresión:

$$F_{hundimiento} = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

$$F_{hundimiento} = 27.89806 \geq 2.6 \rightarrow \text{Cumple}$$

5.2.1.2. Estribo norte

La presión media transmitida por la cimentación del estribo norte viene definida por la expresión:

$$p_v = \frac{V}{B' * L'}$$

Sustituyendo los siguientes valores en la expresión anterior

$$V = 31194.5182 \text{ kN} \quad , \quad B' = 4.696289 \text{ m} \quad , \quad L' = 19.892434 \text{ m}$$

Obtenemos un valor de la presión media transmitida de:

$$p_v = 333.914715 \text{ kN/m}^2$$

Procedemos ahora a obtener la carga de hundimiento. Para dicho cálculo se emplearan los siguientes datos geotécnicos del terreno sobre el que apoya la cimentación:

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad \phi = 36^\circ \text{C} \quad , \quad c = 0$$

Ahora obtenemos el valor de los factores de capacidad de carga *N*, que sustituyendo los términos por sus valores en las expresiones correspondientes descritas en los apartados anteriores se obtienen los siguientes valores:

$$N_q = 37.75249717, \quad N_c = 50.58547264 \quad , \quad N_\gamma = 53.40450441$$

De igual forma obtenemos el valor del resto de factores adimensionales:

$$i_q = 0.991267854 \quad , \quad i_c = 0.991030261 \quad , \quad i_\gamma = 0.982345112$$

$$s_q = 1.17619223 \quad , \quad s_c = 1.17619223 \quad , \quad s_\gamma = 0.929174747$$

El resto de factores, tal y como se ha explicado son igual 1.

Sustituyendo cada término por su correspondiente valor en la fórmula de Brinch- Hansen se obtiene un valor de la presión de hundimiento igual a:

$$p_{vh} = 9570.398436 \text{ kN/m}^2$$

Al igual que para el estribo sur, comprobamos ahora si el coeficiente de seguridad frente a hundimiento cumple las limitaciones que impone la norma:

$$F_{hundimiento} = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

$$F_{hundimiento} = 28.6612 \geq 2.6 \rightarrow \text{Cumple}$$

5.2.2. Estado límite de deslizamiento

Para evaluar la seguridad frente a deslizamiento, se supondrá que el movimiento se produce según la dirección de actuación de la componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación. Se obtendrá el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento según la siguiente expresión:

$$F_{deslizamiento} = \frac{V * tg\phi_c + B' * L' * c_c + R}{H}$$

Donde:

V = Resultante vertical efectiva

H = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación

B' * L' = Dimensiones eficaces de la cimentación

ϕ_c, c_c = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno. (tgϕ_c = 0.8 * tgϕ)

R = Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H.

Dicho coeficiente habrá de cumplir las limitaciones impuestas por la norma, que vienen descritas en la tabla 16 que se muestra a continuación:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	F ₁ ≥ 1,50
Característica	F ₂ ≥ 1,30
Accidental	F ₃ ≥ 1,10

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F₂ (véase apartado 2.10).

Tabla 16. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento.

5.2.2.1. Estribo sur

Para el estribo sur los parámetros que intervienen en la expresión para obtener el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento adoptan los siguientes valores:

$$V = 30594.8151 \text{ kN} \quad , \quad B' = 4.70806 \text{ m} \quad , \quad L' = 19.55184 \text{ m}$$

$$c_c = c = 0 \quad , \quad H = 243,268087 \text{ kN} \quad , \quad \phi_c = 0.526506692 \text{ rad} \quad , \quad R = 0 \text{ kN}$$

Quedando del lado de la seguridad se ha decidido no contabilizar ninguna fuerza de resistencia adicional que se oponga al movimiento.

Sustituyendo cada término obtenemos un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de:

$F_{\text{deslizamiento}} = 73.099 \geq 1.3 \rightarrow \text{Cumple}$

5.2.2.2. Estribo norte

Para el estribo sur los parámetros que intervienen en la expresión para obtener el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento adoptan los siguientes valores:

$V = 31194.5182 \text{ kN} \quad , \quad B' = 4.696289 \text{ m} \quad , \quad L' = 19,892434 \text{ m}$

$c_c = c = 0 \quad , \quad H = 454.8267 \text{ kN} \quad , \quad \phi_c = 0,526506692 \text{ rad} \quad , \quad R = 0 \text{ kN}$

Al igual que para el estribo sur, quedando del lado de la seguridad se ha decidido no contabilizar ninguna fuerza de resistencia adicional que se oponga al movimiento.

Sustituyendo cada término obtenemos un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de:

$F_{\text{deslizamiento}} = 39.86 \geq 1.3 \rightarrow \text{Cumple}$

5.2.3. Estado límite de vuelco

Para evaluar la seguridad frente al vuelco se obtendrá la relación entre momentos volcadores y momentos estabilizadores generados sobre el eje de giro que se considerará sobre la arista de la zapata que presente la situación más crítica.

De modo que, el coeficiente de seguridad frente al vuelco queda definido según la expresión:

$$F_{\text{vuelco}} = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{volcadores}}}$$

Se considerarán como momentos estabilizadores aquellos producidos por las fuerzas verticales más los esfuerzos horizontales generados por empujes pasivos que se considere que haya que tener en cuenta. Para nuestro cálculo, se ha decidido no considerar para ninguno de los dos estribos, ninguno de los momentos generados por las fuerzas pasivas, quedando así del lado de la seguridad.

Se consideraran como momentos volcadores aquellos generados por las fuerzas horizontales.

Las limitaciones que nos imponen la norma para este coeficiente quedan definidas en las tabla 17 que se muestra a continuación:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 17. Coeficientes de seguridad frente al vuelco.

En nuestro caso habrá de ser superior a 1,8 ya que para el planteamiento que se ha tenido en cuenta el vuelco es rígido. Al considerar que el eje de giro si sitúa en una arista de la zapata y no a una distancia de retranqueo, estamos considerando que existen presiones infinitas en el terreno, lo cual solo podría sucedes si este fuera infinitamente rígido y resistente.

5.2.3.1. Estribo sur

Obtenemos primero los momentos estabilizadores del vuelco, para ello, empleamos cálculos ya realizados en la reducción de cargas al centro de la zapata.

Obtenemos el valor de las cargas que provocarán los momentos estabilizadores en el eje de giro, así como los momentos que estas producen en el centro de la cimentación (ya se han obtenido en el epígrafe.5.1.1 que son las siguientes:

Origen de la carga	Valor de la carga (kN)	Momento en el centro de cimentación (kN/m)
Voladizo largo aleta izquierda	790.128938	1185.19341
Voladizo largo aleta derecha	790.128938	1185.19341
Voladizo largo trasdós muro	7901.28938	11851.9341
Voladizo corto	884	-1989
Zapata	3250	0
Muro	3191.0275	2393.270625
Aleta derecha	1000.0325	2346.876271
Aleta izquierda	1000.0325	2346.876271
N apoyo izquierdo	6384.404	4788.303
N apoyo derecho	5403.772	4052.829
SUMA	30594.8158	28161.47609

Tabla 18. Resumen de momentos estabilizadores.

De modo que la suma de momentos estabilizadores en el eje de giro será la suma de momentos en el centro de la cimentación más la suma de cargas verticales por el brazo de momento al eje de giro (-3,25 m)

$\sum M_{\text{estabilizadores}} = 27412.0201 + 30594.8158 * (-3.25)$

$\sum M_{\text{estabilizadores}} = -71271.675 \text{ kN/m}$

Repetimos el mismo procedimiento para obtener la suma de momentos volcadores:

Origen de la carga	Valor de la carga (kN)	Momento en el centro de cimentación (kN/m)
Fy izq	0	0
Fx izq	0	0
Suma de empujes act kN	225.59	-732.16
SUMA	225.59	-732.16

Tabla 19. Resumen de momentos volcadores.

Al igual que para los momentos estabilizadores obtenemos ahora la suma de momentos volcadores en el eje de giro reduciendo las fuerzas verticales con un brazo de (-3,5m) y el momento producido en el centro de la cimentación, al eje de giro:

$\Sigma M_{volcadores} = -732.16 + 225.59 * (-3.25)$

$\Sigma M_{volcadores} = -1465.3427 \text{ kN/m}$

Sustituyendo cada término obtenemos un coeficiente de seguridad frente al vuelco de:

$F_{vuelco} = 48.63823 \geq 1.3 \rightarrow \text{Cumple}$

5.2.3.2. Estribo norte

Repetimos el proceso para el estribo norte.

Obtención de los momentos estabilizadores, obtenidos anteriormente en el epígrafe 5.1.2:

Origen de la carga	Valor de la carga (kN)	Momento en el centro de cimentación (kN/m)
Voladizo largo aleta izquierda	820.1552625	1230.232894
Voladizo largo aleta derecha	820.1552625	1230.232894
Voladizo largo trasdós muro	8201.552625	12302.32894
Voladizo corto	884	-1989
Zapata	3250	0
Muro	3337.61	2503.2075
Aleta derecha	1048.11	2346.876271
Aleta izquierda	1048.11	2346.876271
N apoyo izquierdo	6303.527	4727.64525
N apoyo derecho	5481.298	4110.9735
SUMA	31194.5182	29035.0301

Tabla 20. Resumen de momentos estabilizadores.

$\Sigma M_{estabilizadores} = 29035.0301 + 31194.5182 * (-3.5)$

$\Sigma M_{estabilizadores} = -72347.154 \text{ kN/m}$

Obtención de los momentos volcadores:

Origen de la carga	Valor de la carga (kN)	Momento en el centro de cimentación (kN/m)
Fy izq	0	0
Fx izq	0	0
Suma de empujes act kN	244.36	-815.4811
SUMA	244.36	-815.4811

Tabla 21. Resumen de momentos volcadores.

$\Sigma M_{volcadores} = -815.4811 + 244.36 * (-3.25)$

$\Sigma M_{volcadores} = -1609.6442 \text{ kN/m}$

Sustituyendo cada término obtenemos un coeficiente de seguridad frente al vuelco de:

$F_{vuelco} = 44.94605 \geq 1.3 \rightarrow \text{Cumple}$

5.2.4. Comprobación de asientos

Para la estimación de los asientos utilizamos el método de Burland-Burdbige, que aparece en la *Guía de cimentaciones de carretera* como método para el cálculo de asientos en terrenos granulares. Con este método obtenemos el asiento en el centro de la cimentación. Se va a obtener el asiento tanto para el estribo sur como el estribo norte y se comparara si el asiento diferencial máximo obtenido entre ambos para comprobar que este es admisible, con un máximo permitido de 1.5 cm.

La expresión del asiento, en centímetros es la siguiente:

$s_c = 100 * z * \left(\frac{L'}{\frac{L'}{B'} * 1.25} \right) * \frac{1.7}{N^{1.4}} * \frac{p}{p_0} * f_s$

5.2.4.1. Estribo sur

- o Profundidad de referencia Z

$z = L_0 * \left(\frac{B'}{L_0} \right)^{0.75}$

Siendo L₀ la longitud de referencia que se tomará igual a 1 m.

Como se ha obtenido antes, la anchura eficaz B'= 4.70806 m, por lo tanto:

$$z = (4,70806)^{0.75} = 3.196 \text{ m}$$

- *Valor promedio N del SPT en la profundidad de referencia Z*

Se tomará la media de los valores del índice N del ensayo SPT comprendidos entre el plano de cimentación y la profundidad de referencia Z, siendo aproximadamente N=30.

- *Presión de cálculo p*

Puesto que la presión de preconsolidación al nivel del plano de apoyo es nula, ya que suponemos que la arena es normalmente consolidada del lado de la seguridad.

Siendo el valor de p_v :

$$p_v = \frac{V}{B' * L'} = \frac{30594.8151}{19.5518 * 4.708} = 332.367 \text{ kN/m}^2$$

Obtenemos:

$$p = p_v - \frac{2}{3} * p_c = 332.367 \text{ kN/m}^2$$

Por otro lado, el valor de p_0 es la presión de referencia y se toma un valor de $p_0 = 1 \text{ MPa}$

- *Factor de minoración por el espesor de la capa de arena f_s*

H_s es la distancia desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el estrado incompresible, que en este caso es el estrato de arenas medias a densas, con intercalaciones de gravas y tiene un valor de $H_s = 2.95 \text{ m}$. Como $H_s = 2.95 < z = 3.33 \text{ m}$ el factor de minoración por el espesor de la capa de arena $f_s = 0.99406$.

- *Asiento admisible*

Sustituyendo todos los valores obtenidos en la fórmula:

$$s_c = 100 * z * \left(\frac{\frac{L'}{B'} * 1.25}{\frac{L'}{B'} + 0.25} \right) * \frac{1.7}{N^{1.4}} * \frac{p}{p_0} * f_s$$

Se obtiene un valor del asiento de:

$$s_c = 2.1465 \text{ cm}$$

Aunque no exista una limitación de asiento para zapatas corridas en la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, existe una limitación para zapatas aisladas de 2.5 cm. Aunque en nuestro caso no tenemos una zapata aislada, como es un caso más desfavorable y el asiento es menor que en zapata aislada consideramos que se cumple la comprobación de asientos:

$$s_c = 2.1465 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

5.2.4.2. Estribo norte

- *Profundidad de referencia Z*

$$z = L_0 * \left(\frac{B'}{L_0} \right)^{0.75}$$

Siendo L_0 la longitud de referencia que se tomará igual a 1 m.

Como se ha obtenido antes, la anchura eficaz B'= 4.69193 m, por lo tanto

$$z = (4.69193)^{0.75} = 3.18797 \text{ m}$$

- *Valor promedio N del SPT en la profundidad de referencia Z*

A falta de la existencia de un sondeo representativo en el entorno de la zapata del estribo norte, se va a utilizar el mismo N que en el estribo norte, quedándonos del lado de la seguridad, por lo tanto, N=30.

- *Presión de cálculo p*

Puesto que la presión de preconsolidación al nivel del plano de apoyo es nula, ya que suponemos que la arena es normalmente consolidada del lado de la seguridad.

Siendo el valor de p_v :

$$p_v = \frac{V}{B' * L'} = \frac{31194.5182}{19.8924 * 4.6963} = 334.2243 \text{ kN/m}^2$$

Obtenemos:

$$p = p_v - \frac{2}{3} * p_c = 334.2243 \text{ kN/m}^2$$

De nuevo, la presión de referencia es de $p_0 = 1 \text{ MPa}$

- *Factor de minoración por el espesor de la capa de arena f_s*

En este caso, H_s tiene un valor de 4.8549 m. Como $H_s = 4.8549 > z = 3.18797 \text{ m}$ el factor de minoración por el espesor de la capa de arena $f_s = 1$.

- *Asiento admisible*

Sustituyendo todos los valores obtenidos en la fórmula:

$$s_c = 100 * z * \left(\frac{\frac{L'}{B'} * 1.25}{\frac{L'}{B'} + 0.25} \right) * \frac{1.7}{N^{1.4}} * \frac{p}{p_0} * f_s$$

Se obtiene un valor del asiento de:

$$s_c = 2.1708 \text{ cm}$$

Como ya hemos comentado antes, se considera que se cumple la condición de asientos:

$$s_c = 2.1708 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

5.2.4.3. Asiento diferencial

En nuestro caso el asiento diferencial es:

$$\Delta s_c = 2.1708 - 2.1465 = 0.0243 \text{ cm}$$

Consideramos que es una opción aceptable ya que el asiento diferencial es pequeño y no habrá un asiento diferencial elevado que pueda producir rotura o un mal funcionamiento de la subestructura del puente.