



ANEJO Nº4. DISEÑO GEOTÉCNICO Y DE SUBESTRUCTURA

Redactor:

Bernardo Crespo Sánchez-Peral



ANEJO Nº4: ANEJO DE CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

ÍNDICE:

1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO
 2. DATOS DE PARTIDA
 3. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES
 - 3.1 Diseño y comprobación del tablestacado ejecutado
 - 3.1.1 Estabilidad tablestacado frente a empujes del terreno
 - 3.1.2 Comprobación de levantamiento de fondo
 - 3.1.3 Comprobación de sifonamiento
 - 3.2 Comprobaciones resistentes de la cimentación
 - 3.2.1 ELU de estabilidad global
 - 3.2.2 ELU de hundimiento
 - 3.2.3 ELU de deslizamiento
 - 3.2.4 ELU de vuelco
 - 3.2.5 ELU de durabilidad
 - 3.2.6 ELS de asientos inducidos
 4. DETALLE DEL ARMADO DE LA CIMENTACIÓN
 - 4.1 Armado de la zapata
 - 4.2 Armado del muro frontal
 - 4.3 Armado de las aletas
 5. CONCLUSIÓN
-



1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto del presente anejo de cálculos geotécnicos es realizar el diseño y la comprobación tanto de la cimentación por la que se ha optado como de todos los elementos auxiliares que requieran la pertinente comprobación geotécnica, como en este caso el tablestacado, como método provisional de contención de tierras, a realizar con el objetivo de realizar la cimentación.

1. DATOS DE PARTIDA

Los datos de partida utilizados para el desarrollo de este anejo son los contemplados en el “Anejo nº3: Informe Geotécnico” adjuntado con el proyecto, documento facilitado por el taller de trabajo. Dichos datos están obtenidos en base a la experiencia en ubicaciones similares y por lo tanto, no son reales y su único fin es el desarrollo del Trabajo Final de Grado.

Demás datos han sido obtenidos del Código Técnico de la Edificación (CTE), exactamente del documento básico de seguridad estructural de cimentaciones “CTE DB SE-C” concretamente del Anejo D. Se ha realizado la comprobación estructural de la cimentación siguiendo la Guía de cimentaciones para obras de carretera.

2. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES

3.1 Diseño y comprobaciones del tablestacado ejecutado

Para la contención de tierras durante la construcción se ha realizado un tablestacado en el perímetro de la zona de excavación de la cimentación, el tablestacado se hincará hasta el estrato de gravas compactas en ocasiones arenosas y/o limosas puesto que este estrato al encontrarse bien compactado permitirá que el flujo de agua no ascienda hasta la zona de excavación y por tanto evitar en gran medida problemas de drenaje. Por lo tanto la profundidad de hincado de la tablestaca será de 15,1 metros, llegando, de este modo hasta la cota +125,86 metros.

Puesto que en el sondeo proporcionado no se adjuntaban los datos de pesos específicos, coeficientes de permeabilidad, ángulos de rozamiento internos y cohesiones, éstos han sido obtenidos a partir de las indicaciones del Código Técnico de la Edificación, exactamente de las tablas D.26, D.27 y D.28, así:

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Tabla D.26 CTE SE-DB C: Valores orientativos de densidades de suelos.

	Clase de suelo	$\gamma_{aparente}$ (kN/m ³)	ϕ'
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° – 45°
	Arena	17 – 20	30° – 36°
	Limo	17 – 20	25° – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Tabla D.27 CTE SE-DB C: Propiedades básicas de los suelos.

Tipo de suelo	k (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezcla de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

Tabla D.27 CTE SE-DB C: Valores orientativos del coeficiente de permeabilidad.



Los datos estimados serán los resumidos en la siguiente tabla:

TERRENO	ESPESOR	MURO	TECHO	K	γ_{sat}	γ_d	ϕ'	c
Tierra vegetal	1,6	1,6	0			17	25	0
Arcillas	0,5	2,1	1,6	10^{-7}		18	22	0
Arenas gruesas	3,5	5,6	2,1	10^{-4}	19	15	30	0
Limos	1	6,6	5,6	10^{-6}	20		28	0
Arenas limosas	6	12,6	6,6	2×10^{-6}	20		33	0
Arenas finas	2	14,6	12,6	10^{-6}	19		30	0
Limos	0,5	15,1	14,6	10^{-7}	20		28	0
Gravas compactas	4,5	19,6	15,1	∞	21		40	0

Tabla 3.1.a. Propiedades básicas de los diferentes estratos

3.1.1 Estabilidad del tablestacado frente a los empujes del terreno:

Puesto que el nivel freático se encuentra coincidiendo con el nivel del agua del río Segura al paso por la zona en la que se encuentra el Parque de las Cuevas, donde se localizará la pasarela, y la cota del terreno es de +140,96, se encontrará a aproximadamente 2,6 metros de profundidad. Tomar esta medida condicionará la profundidad del resto de estratos, se tomará el espesor del estrato superior, el de tierra vegetal, igual a 1,6 metros en lugar de 1 metro como está marcado en el sondeo antes mostrado. De este modo las cotas de los diferentes estratos se encuentran correctamente fijadas en la *Tabla 3.1.a*.

A continuación se puede observar un corte del terreno con un detalle de la estratigrafía de las zonas aledañas al cauce del Río Segura, en las que se realizará el tablestacado y posteriormente las cimentaciones, se asume una estratigrafía idéntica para ambas márgenes del río.

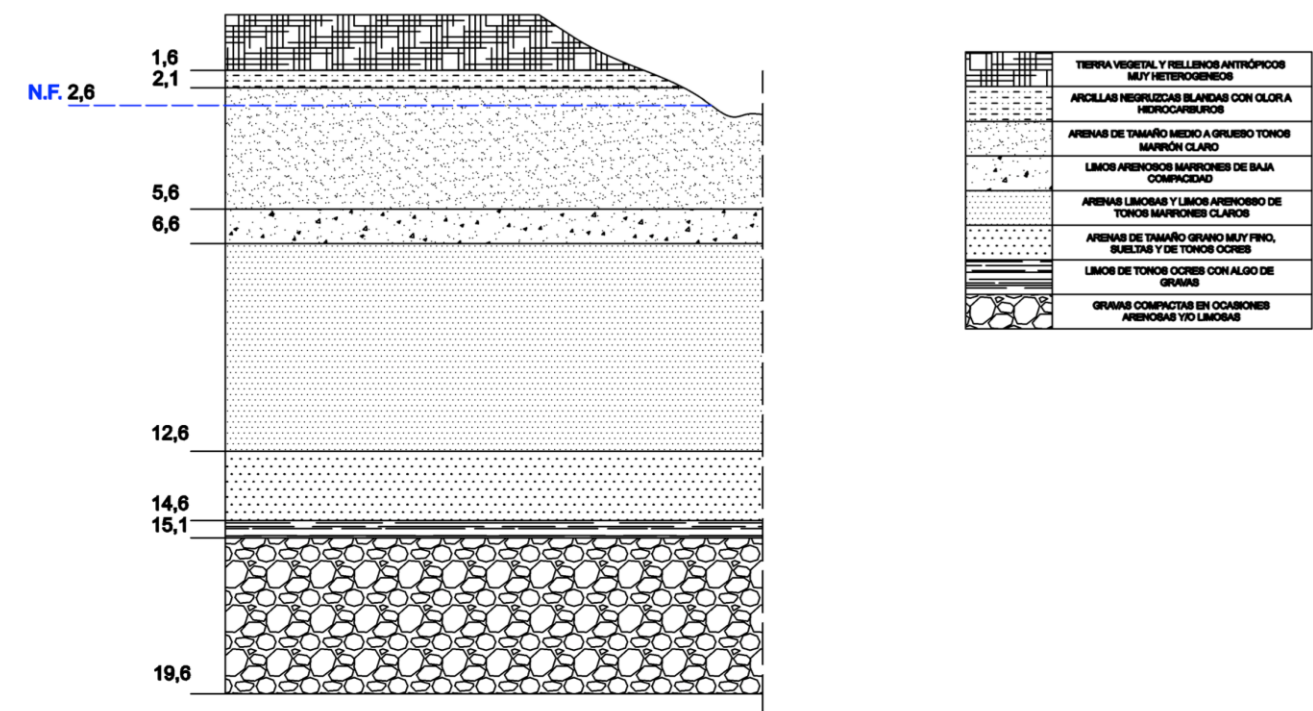


Figura 3.1.a. Estratigrafía de la margen derecha del río.

Para realizar la comprobación del tablestacado se obtendrán tanto las presiones totales e intersticiales como las efectivas de cada estrato para poder obtener los empujes activos y pasivos que se ejercerán sobre la tablestaca. Se tomarán los empujes activos como los mayores, es decir, los que empujan la tablestaca hacia la zona de cimentación y se considerarán los empujes pasivos como los producidos en el terreno que queda por debajo de la cimentación. Para la zona de empujes activos se obtendrán las diferentes presiones mediante el Principio de Terzaghi:

$$s' = s - u$$

Sin embargo, en la zona de empujes pasivos no se podrá realizar de este modo puesto que debido a la excavación y a la consecuente variación del nivel freático se producirá una diferencia de potencial hidráulico y, por tanto, un flujo de agua. Se deberán obtener las presiones intersticiales mediante la fórmula del potencial hidráulico:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$



Puesto que la circulación del agua a través de medios porosos se produce con velocidades muy pequeñas, la velocidad será despreciable respecto a la suma de la altura geométrica y de la altura de presión, así:

$$h = z + \frac{u}{g_w}$$

Despreciando la velocidad, la altura total y la piezométrica coincidirán, como sucede en Geotécnia.

Se empezará por la zona de empujes activos, hallando las diferentes presiones y los empujes que se producen en el muro y en el techo de cada estrato. Para ello primero se deberá pasar los ángulos de rozamiento efectivo de cada terreno a radianes e introducirlos en la siguiente fórmula:

$$e'_a = s'_v k'_a - 2' c' \sqrt{k'_a}$$

Antes se necesitará el coeficiente de empuje al reposo, que se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} f'}{1 + \operatorname{sen} f'}$$

Estrato 1: Tierras vegetales y rellenos antrópicos muy heterogéneos.

Puesto que el nivel freático se encuentra un metro por debajo del muro de este estrato, la presión intersticial será nula, $u = 0$.

Para la presión total, $\sigma = \gamma_d \times z = 17 \text{ kN/m}^3 \times 1,6 \text{ m} = 27,2 \text{ kN/m}^2$. Al ser nula la presión intersticial, la presión total en el muro será igual a la efectiva, que será $\sigma' = 27,2 \text{ kN/m}^2$.

El coeficiente de empuje activo será igual a $k_a = (1 - \operatorname{sen} 25^\circ)/(1 + \operatorname{sen} 25^\circ) = 0,406$. Por lo tanto el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 0$ y en el muro del estrato será $e'_a = 11,04 \text{ kN/m}^2$.

Estrato 2: Arcillas negruzcas blandas con olor a hidrocarburos.

El nivel freático se encuentra por debajo del estrato, por lo tanto $u = 0$.

La presión total en el muro será igual al peso específico del estrato por su espesor sumado al mismo cálculo para los estratos superiores: $\sigma = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 \times 1,6 \text{ m} = 36,2 \text{ kN/m}^2$. En el techo será igual a la del muro del estrato anterior $\sigma = 27,2 \text{ kN/m}^2$.

Al ser la presión intersticial igual a cero, las presiones efectivas serán iguales a las totales, en el techo será $\sigma' = 27,2 \text{ kN/m}^2$ y en el muro será $\sigma' = 36,2 \text{ kN/m}^2$.

El coeficiente de empuje activo será igual a $k_a = (1 - \operatorname{sen} 22^\circ)/(1 + \operatorname{sen} 22^\circ) = 0,455$. Por lo tanto el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 12,38 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 16,47 \text{ kN/m}^2$.

Estrato 3: Arenas de tamaño medio a grueso tonos marrón claro.

En el espesor de este estrato se encuentra el nivel freático, exactamente a 0,5 metros del techo del estrato, así se tendrán dos pesos específicos de este tipo de terreno: el peso específico seco $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$ y el peso específico saturado $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$.

Por lo tanto la presión intersticial en el muro del estrato será igual al espesor de agua que se encuentre en el propio estrato, así $u = 10 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}^2$. La presión total en el techo será $\sigma = 36,2 \text{ kN/m}^2$ y en el muro será:

$$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} + 17 \text{ kN/m}^3 \times 1,6 \text{ m} + 15 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} + 19 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m} = 100,7 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto las presiones efectivas serán de $\sigma' = 36,2 \text{ kN/m}^3$ en el techo del estrato y de $70,7 \text{ kN/m}^2$ en el muro. Siendo $k_a = (1 - \operatorname{sen} 30^\circ)/(1 + \operatorname{sen} 30^\circ) = 0,327$. Así, el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 14,28 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 23,10 \text{ kN/m}^2$.

Estrato 4: Limos arenosos marrones de baja compacidad.

La presión intersticial en el techo del estrato será igual a la del muro del anterior, $u = 30 \text{ kN/m}^2$ y la del muro del estrato será $u = 30 \text{ kN/m}^2 + 10 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} = 40 \text{ kN/m}^2$. La presión total en el techo será igual a la del muro anterior $\sigma = 100,7 \text{ kN/m}^2$ y la del muro será $\sigma = 100,7 \text{ kN/m}^2 + 19,5 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} = 120,2 \text{ kN/m}^2$.

Por lo tanto las tensiones efectivas serán $\sigma' = 70,7 \text{ kN/m}^2$ en el techo del estrato y de $\sigma' = 80,2 \text{ kN/m}^2$ en el muro. Siendo $k_a = (1 - \operatorname{sen} 28^\circ)/(1 + \operatorname{sen} 28^\circ) = 0,361$. De este modo, el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 25,52 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 29,00 \text{ kN/m}^2$.

Estrato 5: Arenas limosas y limos arenosos de tonos marrones claros.

La presión intersticial en el techo del estrato será igual a la del muro del anterior, $u = 40 \text{ kN/m}^2$ y la del muro del estrato será $u = 40 \text{ kN/m}^2 + 10 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} = 100 \text{ kN/m}^2$. La presión total en el techo será igual a la del muro anterior $\sigma = 120,2 \text{ kN/m}^2$ y la del muro será $\sigma = 120,2 \text{ kN/m}^2 + 20 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} = 240,2 \text{ kN/m}^2$.

Por lo tanto las tensiones efectivas serán $\sigma' = 80,2 \text{ kN/m}^2$ en el techo del estrato y de $\sigma' = 140,2 \text{ kN/m}^2$ en el muro. Siendo $k_a = (1 - \operatorname{sen} 33^\circ)/(1 + \operatorname{sen} 33^\circ) = 0,295$. De este modo, el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 23,64 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 41,33 \text{ kN/m}^2$.



Estrato 6: Arenas de tamaño de grano muy fino, sueltas y de tonos ocres.

La presión intersticial en el techo del estrato será igual a la del muro del anterior, $u = 100 \text{ kN/m}^2$ y la del muro del estrato será $u = 100 \text{ kN/m}^2 + 10 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} = 120 \text{ kN/m}^2$. La presión total en el techo será igual a la del muro anterior $\sigma = 240,2 \text{ kN/m}^2$ y la del muro será $\sigma = 240,2 \text{ kN/m}^2 + 19 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} = 278,2 \text{ kN/m}^2$.

Por lo tanto las tensiones efectivas serán $\sigma' = 140,2 \text{ kN/m}^2$ en el techo del estrato y de $\sigma' = 158,2 \text{ kN/m}^2$ en el muro. Siendo $k_a = (1 - \sin 30^\circ)/(1 + \sin 30^\circ) = 0,327$. De este modo, el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 45,80 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 51,70 \text{ kN/m}^2$.

Estrato 7: Limos de tonos ocres con algo de gravas.

La presión intersticial en el techo del estrato será igual a la del muro del anterior, $u = 120 \text{ kN/m}^2$ y la del muro del estrato será $u = 100 \text{ kN/m}^2 + 10 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} = 125 \text{ kN/m}^2$. La presión total en el techo será igual a la del muro anterior $\sigma = 278,2 \text{ kN/m}^2$ y la del muro será $\sigma = 278,2 \text{ kN/m}^2 + 20 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} = 288,2 \text{ kN/m}^2$.

Por lo tanto las tensiones efectivas serán $\sigma' = 158,2 \text{ kN/m}^2$ en el techo del estrato y de $\sigma' = 163,2 \text{ kN/m}^2$ en el muro. Siendo $k_a = (1 - \sin 28^\circ)/(1 + \sin 28^\circ) = 0,361$. De este modo, el empuje en el techo del estrato será $e'_a = 57,11 \text{ kN/m}^2$ y en el muro del estrato será $e'_a = 58,92 \text{ kN/m}^2$.

En resumen:

TERRENO	K_a	σ techo	σ muro	u techo	u muro	σ' techo	σ' muro	e'_a techo	e'_a muro
Tierra vegetal	0,406	10	37,4	0	0	10	37,4	4,1	15,2
Arcillas	0,455	37,4	46,4	0	0	37,4	46,4	17,0	21,1
Arenas gruesas	0,327	46,4	110,9	0	30	46,4	80,9	15,5	27,0
Limos	0,361	110,9	130,4	30	40	80,9	90,4	29,2	32,6
Arenas limosas	0,295	130,4	250,4	40	100	90,4	150,4	26,7	44,3
Arenas finas	0,327	250,4	269,4	100	110	150,4	159,2	50,1	53,1

Tabla 3.1.b. Presiones y empujes en muro y techo de cada estrato.

Para asegurar el empotramiento de la tablestaca será necesario considerar una hipótesis propuesta por Blum (1931), tomando como distancia de empotramiento real $d_s = 1,2 \times d$, siendo d la distancia entre la profundidad de cimentación $z = 7,5 \text{ m}$ y la profundidad de hincado de la tablestaca $z = 15,1 \text{ m}$. Por lo tanto $d = 15,1 - 7,5 \text{ m} = 7,6 \text{ m}$. De este modo, se considerará el punto O, en el que se realizará el sumatorio de momentos de todas las fuerzas aplicadas a una profundidad de $7,5 \text{ m} + 0,8 \times 7,6 \text{ m} = 13,6 \text{ m}$, quedando a mitad del estrato de arenas de tamaño de grano muy fino, sueltas y de tonos ocres. Así, se considerará el espesor del estrato de 1 metro.

- $H = 7,5 \text{ m}$.
- $t + t_0 = 7,6 \text{ m}$.
- $t_0 = 1,5 \text{ m}$.
- $t = 6,1 \text{ m}$.
- $H + t = 13,6 \text{ m}$.

Se considerará una sobrecarga distribuida vertical de 10 kN/m^2 aplicada en la cota inicial del terreno debido al uso de maquinaria en la zona aledaña al tablestacado que influirá en las presiones totales, partiendo en la cota superior de 10 kN/m^2 y variando así tanto empujes como presiones:

TERRENO	K_a	σ techo	σ muro	u techo	u muro	σ' techo	σ' muro	e'_a techo	e'_a muro
Tierra vegetal	0,406	0	27,2	0	0	0	27,2	0	11,0
Arcillas	0,455	27,2	36,2	0	0	27,2	36,2	12,4	16,5
Arenas gruesas	0,327	36,2	100,7	0	30	36,2	70,7	11,8	23,1
Limos	0,361	100,7	120,2	30	40	70,7	80,2	25,5	29,0
Arenas limosas	0,295	120,2	240,2	40	100	80,2	140,2	23,6	41,3
Arenas finas	0,327	240,2	278,2	100	120	140,2	158,2	45,8	51,7
Limos	0,361	278,2	288,2	120	125	158,2	163,2	57,1	58,9

Tabla 3.1.c. Presiones y empujes en muro y techo de cada estrato hasta la prof. de tablestacado.



Por lo tanto la distribución de presiones en los estratos sería la siguiente:

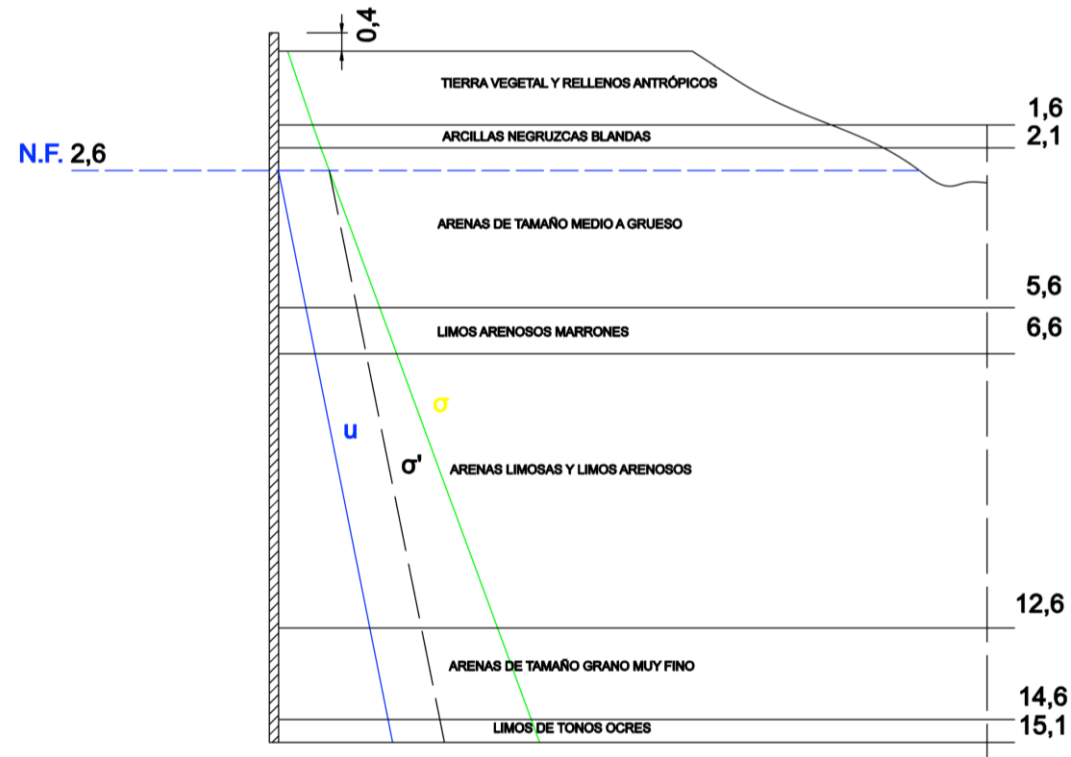


Figura 3.1.b. Distribución de presiones en la zona de empujes activos.

Y las resultantes de los empujes serán las siguientes:

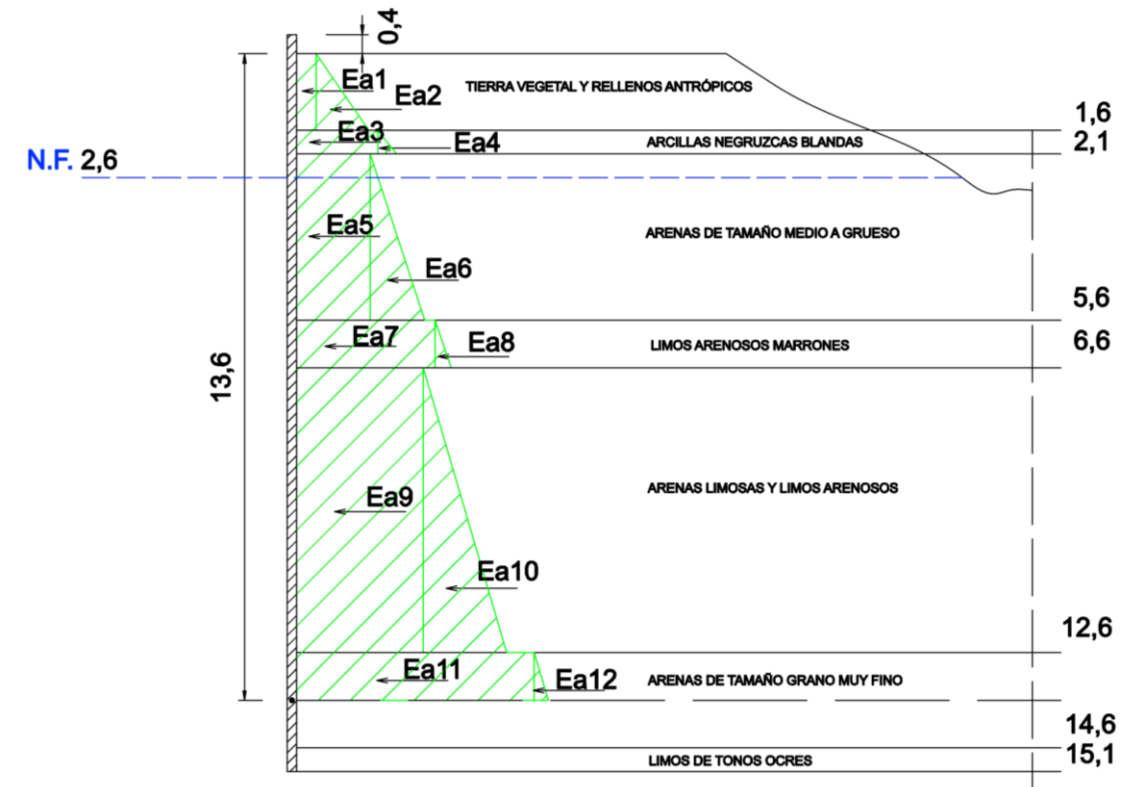


Figura 3.1.c. Empujes activos.

Para calcular la resultante de los empujes deberemos obtener las áreas de empuje, distinguiendo entre las áreas triangulares (Ea2-4-6-8-10-12) y las rectangulares (Ea1-3-5-7-9-11). Los resultados de los empujes se muestran en la Tabla 3.1.d.

EMPUJE	RESULTANTE (kN/m)	Distancia a O (m)
Ea1	5,67	12,80
Ea2	12,21	12,53
Ea3	8,50	11,75
Ea4	1,02	11,67
Ea5	61,60	9,75
Ea6	14,12	9,16
Ea7	29,20	7,50



Ea8	1,72	7,33
Ea9	159,85	4,00
Ea10	53,06	3,00
Ea11	50,12	0,50
Ea12	1,50	0,33
SUMA	398,57	

Tabla 3.1.d. Resultante de los empujes activos.

Por último en esa cara de la tablestaca encontraríamos el empuje hidrostático que calculamos multiplicando la presión intersticial en el muro del último estrato por la altura de la columna de agua y el resultado lo dividimos entre dos para obtener el área triangular:

$$(110 \text{ kN/m}^2 \times (13,6 \text{ m} - 2,6 \text{ m}))/2 = 603,9 \text{ kN/m}$$

Esta fuerza se sitúa a $(13,6 \text{ m} - 2,6 \text{ m})/3 = 3,66 \text{ m}$ del punto O.

Una vez obtenidos los empujes en la zona de empujes activos se procedería a la obtención de los empujes en la zona de empujes pasivos, es decir en el interior de la zona de tablestacado y por debajo de la cota de cimentación. Puesto que con la excavación se ha realizado una variación en el nivel freático, se ha creado una diferencia de potencial y, por tanto, un flujo de agua.

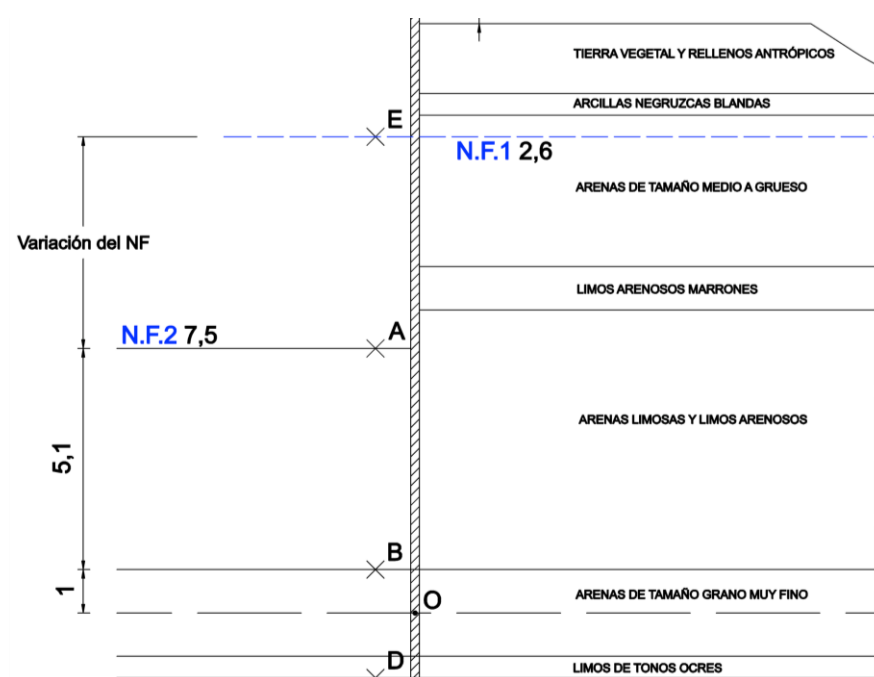


Figura 3.1.c. Estratigrafía con tablestacado y excavación.

En primer lugar se comprobará que existe una diferencia de nivel freático, se tomará el origen de profundidades a la cota del N.F. 1, es decir, 2,6 metros. Así:

$$h_A = -z_A + u_A/\gamma_w = -4,9 + 0 = -4,9 \text{ m}$$

$$h_E = 0 + 0 = 0 \text{ m}$$

Se comprueba así que en efecto existe una diferencia de potencial, se deberá por tanto calcular la permeabilidad equivalente y el gradiente hidráulico.

$$K_v = \frac{Se_i}{S \frac{e_i}{k_i}}$$

Los estratos que nos afectan son:

- Arenas limosas $\rightarrow e = 5,1 \text{ m}$; $k = 2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
- Arenas finas $\rightarrow e = 2 \text{ m}$; $k = 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
- Limos $\rightarrow e = 0,5 \text{ m}$; $k = 10^{-7} \text{ m/s}$

Con estos valores $K_v = 7,958 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ y se pasará a calcular el gradiente:

$$i_{AD} = \frac{h_D - h_A}{L}$$

$$h_D = -12,5 + 12,5 = 0 \text{ m}$$

Con este resultado se obtiene un gradiente $i = 0,645$.

$$i_T' K_v = i_{ar.lim}' k_{ar.lim} = i_{ar.fin}' k_{ar.fin} = i_{lim}' k_{lim}$$

- Arenas limosas $\rightarrow i = 0,2566$
- Arenas finas $\rightarrow i = 0,513$
- Limos $\rightarrow i = 5,13$



Se calcula por lo tanto la altura piezométrica en el punto B, muro del estrato de arenas limosas:

$$h_B = h_A + \Delta h_{AB} = -z_B + u_B / \gamma_w \rightarrow -10 + u_B / 10 = -4,9 + 5,1 \times 0,256 \rightarrow u_B = 64,056 \text{ kN/m}^2$$

Y en el punto O:

$$-11 + u_O / 10 = (-4,9 + 5,1 \times 0,256) + 1 \times 0,513 \rightarrow u_O = 79,18 \text{ kN/m}^2$$

Obtenidas las presiones intersticiales en ambos puntos se conocen todas las presiones en la zona de empujes pasivos y por tanto los mismos empujes, se muestran sus valores en la siguiente tabla:

TERRENO	0,6K _p	σ techo	σ muro	u techo	u muro	σ' techo	σ' muro	e'a techo	e'a muro
Arenas limosas	2,035	0	102	0	64,06	0	37,94	0	77,23
Arenas finas	1,800	102	121	64,06	79,18	37,94	41,84	68,30	75,28

Tabla 3.1.e. Presiones y empujes en muro y techo de cada estrato hasta la prof. de tablestacado.

La distribución de presiones que se daría en la zona de empujes pasivos sería la siguiente:

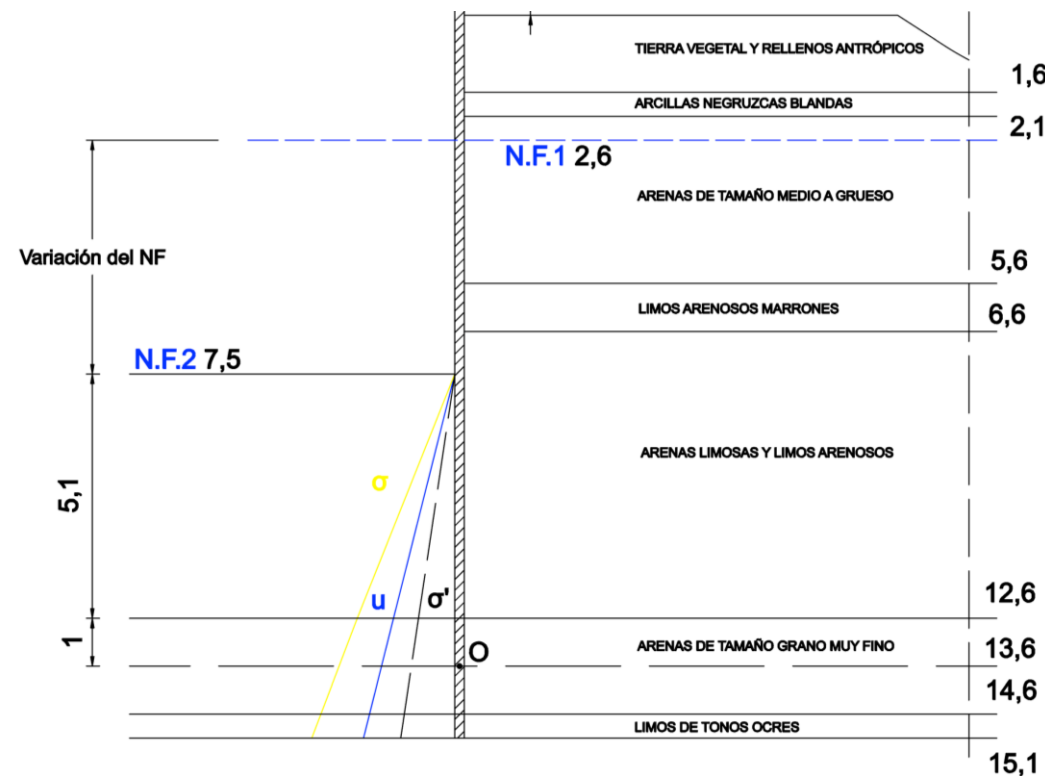


Figura 3.1.d. Distribución de presiones en la zona de empujes pasivos.

Las distribuciones de los empujes pasivos serán:

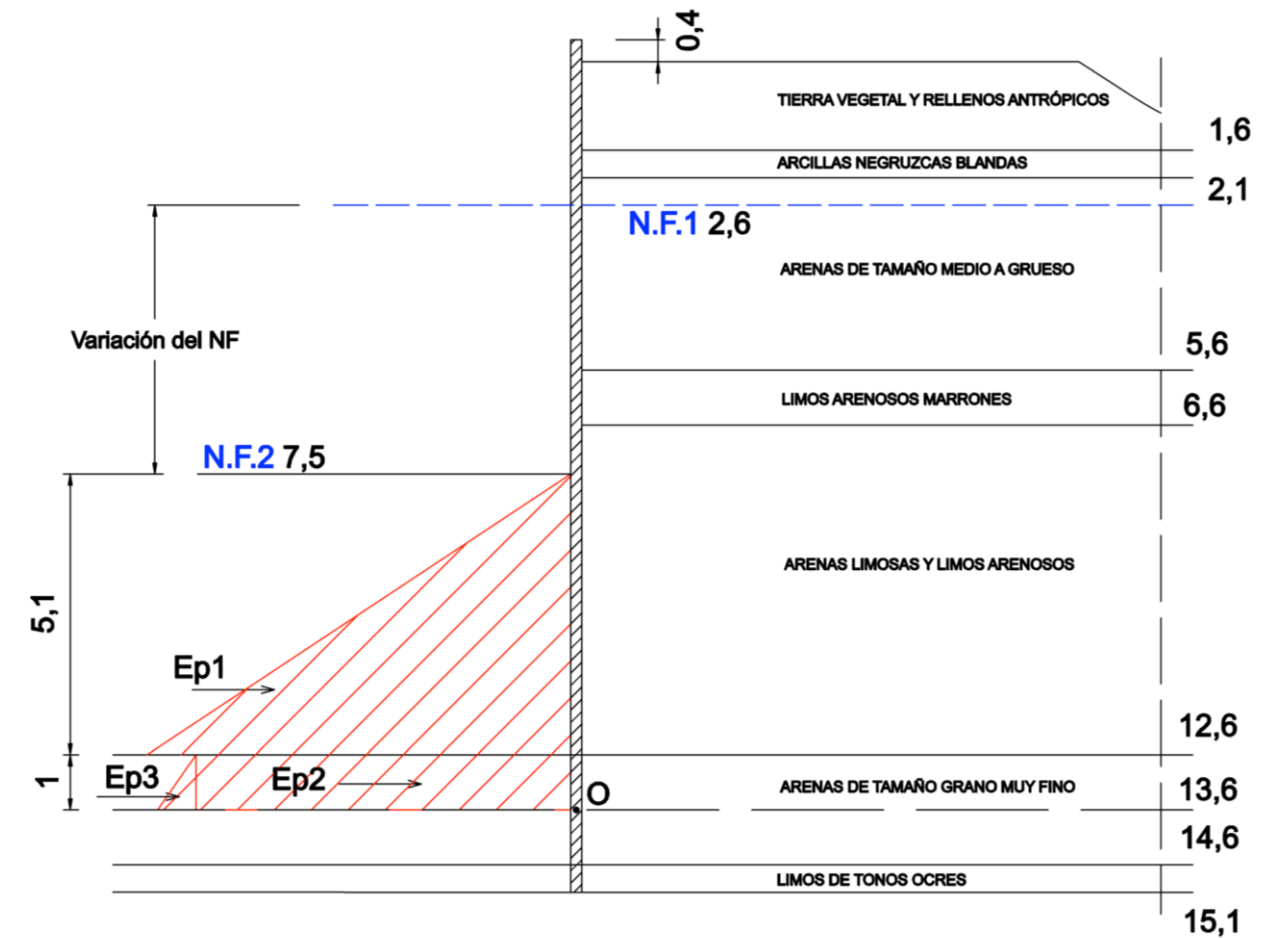


Figura 3.1.e. Empujes pasivos.

EMPUJE	RESULTANTE (kN/m)	Distancia a O (m)
Ea1	196,93	2,70
Ea2	68,30	0,50
Ea3	3,49	0,33
SUMA	268,71	

Tabla 3.1.f. Resultante de los empujes pasivos.



La resultante del empuje hidrostático en esta zona será 267,31 kN/m situada a 2,04 metros del punto O. Se realizará el sumatorio de los momentos producidos por los empujes activos y los producidos por los empujes pasivos, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

SUMATORIO DE MOMENTOS:	
Empujes activos	Empujes pasivos
4110,86 kNm	1111,44 kNm

Tabla 3.1.g. Resultante de los momentos producidos por los empujes.

Realizando el equilibrio de momentos en el punto O se comprueba que a una profundidad de 1 metro de tablestacado es necesaria la aplicación de una fuerza de alrededor de 220 kN/m, la cual se aplicará mediante la colocación de una viga puesto que no se puede transmitir tal tracción mediante un puntal.

Se prosigue diseñando el perfil de la tablestaca metálica, para ello se calculará el momento máximo aplicado sobre la tablestaca para poder conocer el módulo de sección requerido por el perfil de la tablestaca. Para obtener el máximo momento se deberá acudir al punto en el que el cortante se anule situándose por debajo del plano de cimentación. Para obtener tal punto será necesario igualar las resultantes de los empujes: pasivo y activo. Se utilizará la siguiente expresión:

$$z = \frac{H}{k_p - 1} = \frac{7,5 \text{ m}}{3,00 - 1} = 3,75 \text{ m}$$

Habiendo obtenido la profundidad en la que se produce el momento máximo, faltará calcular el mismo. Se calculará mediante la siguiente expresión:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} k_a \gamma (H + z)^2 \frac{1}{3} (h + z) - \frac{1}{2} k_p \gamma z^2 \frac{1}{3} z$$

Se obtiene un valor del momento máximo igual a 1053,10 mN/m. Puesto que se ha optado por unas tablestacas de acero S355, cuyo límite elástico determina una tensión admisible $\sigma_{adm} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, utilizando el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,15$ se tiene que la presión admisible es igual a 3087 kg/cm^2 .

Por lo tanto el módulo de sección que requiere el perfil a emplear será el siguiente:

$$S = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{adm}}$$

Con los valores de los que se dispone, se obtiene un módulo de sección igual a $S = 3411,40 \text{ cm}^3/\text{m}$. Acudiendo a catálogos de algún fabricante de tablestacas, como por ejemplo ECS STEEL, y buscando un perfil que se adecue al módulo obtenido:

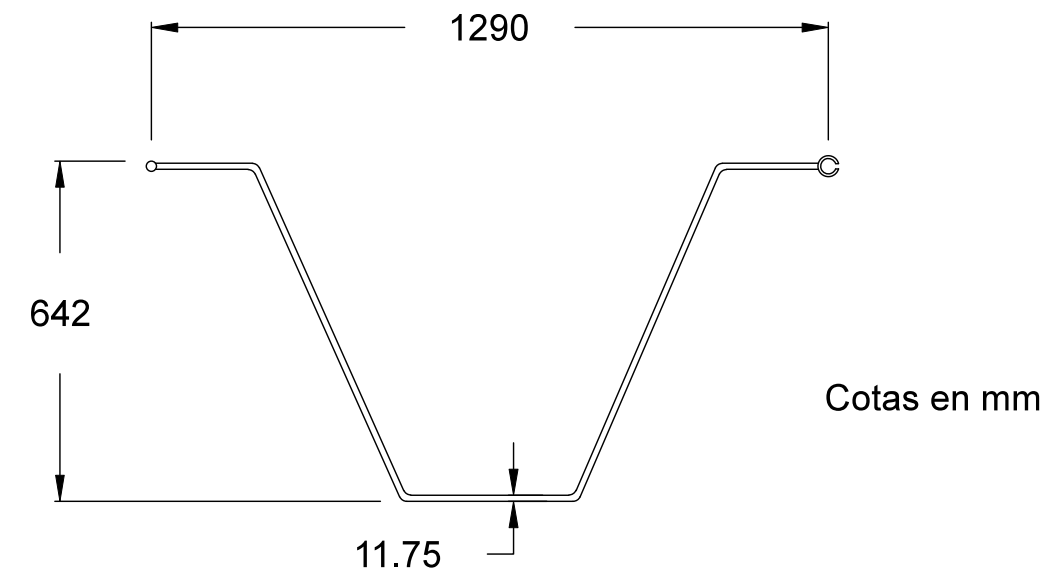


Figura 3.1.f. Perfil de tablestaca ESC EU-36.

- Clase = 3.
- Área de recubrimiento = $3,33 \text{ m}^2/\text{m/m}$.
- Área de sección = $201,6 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- Masa = $204,2 \text{ kg/m}$; $158,3 \text{ kg/m}^2$.
- Módulo de sección elástico = $3590 \text{ cm}^3/\text{m}$.
- Momento de inercia = $111940 \text{ cm}^4/\text{m}$.

Una vez comprobada la idoneidad de los empujes sobre la tablestaca se pasaría a realizar las comprobaciones de levantamiento de fondo y sifonamiento.

3.1.2 Comprobación de levantamiento de fondo:

Bastará comprobar si se produce levantamiento de fondo en el estrato situado inmediatamente debajo de la cimentación, en el caso de que no se produzca para ese estrato no se producirá para ningún otro. Para la cota de de hincado de la tablestaca deseada, 15,1 m, la presión total en la zona de cimentación es igual a $\sigma = 150,2 \text{ kN/m}^2$ y la presión intersticial a esa misma cota en la zona exterior de la tablestaca es igual a $u = 125 \text{ kN/m}^2$. Puesto que las presiones totales son superiores a las intersticiales, existirán presiones efectivas positivas y por tanto, no se producirá levantamiento de fondo en el estrato de arenas limosas y limos arenosos y así, no se producirá levantamiento de fondo en ningún otro estrato.

3.1.3 Comprobación de sifonamiento:

Se producirá sifonamiento si la presión efectiva en la cota de tablestacado es nula, en la cota de cimentación $\sigma = \gamma_{\text{sat}} (\text{prof} - H) = 20 (12,5 - H) = 250 - 20 H \text{ kN/m}^2$. Habiendo calculado el $K_v = 7,958 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ e $i = 0,645$ se puede obtener una altura piezométrica en el punto K, estando el punto K situado en el muro de las arenas limosas, igual a $h_K = -6,20 \text{ m}$ y una presión intersticial $u_K = 64,07 \text{ kN/m}^2$.

Con estos datos se obtiene una altura de sifonamiento igual a 9,30 metros, y dado que nuestra cota de cimentación es menor, no se produce sifonamiento. Para el estrato de arenas limosas y limos arenosos se obtiene un gradiente $i = 0,2566$. Calculando el $i_{\text{crítico}} = 1$ mediante la fórmula:

$$i_{\text{crít}} = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{20 - 10}{20} = 1 \text{ m/s}$$

Se tiene:

$$F = \frac{i_{\text{crítico}}}{i_{\text{real}}} = \frac{1}{0,256} = 3,90$$

Por lo tanto se comprueba que no se producirá sifonamiento en el estrato de arenas limosas.

3.2 Comprobaciones resistentes de la cimentación:

Se ha optado por un diseño de estribo cerrado con aletas en voladizo, se trata de un tipo de estribo muy útil para ahorrar material. En las siguientes figuras se puede apreciar el diseño geométrico de la cimentación superficial, tanto en alzado como en planta y perfil:

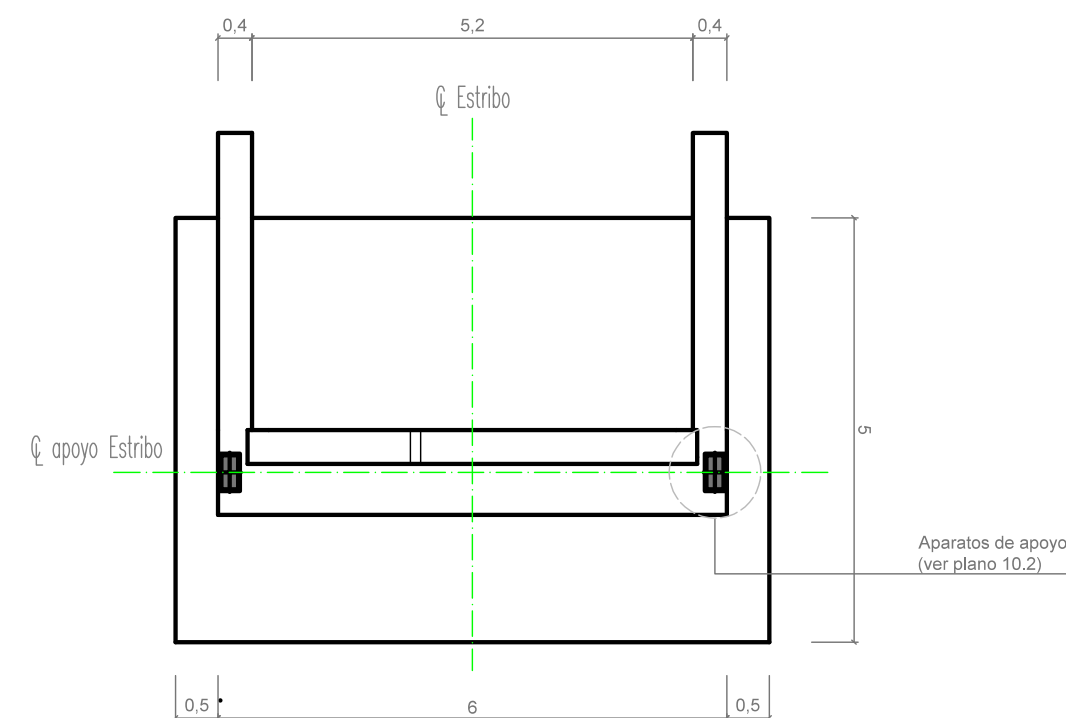


Figura 3.2.a. Planta de la cimentación (Escala 1:50).

La zapata mide 7 metros de ancho por 5 de largo, teniendo 1 metro de espesor. El muro frontal tiene un metro de espesor y aproximadamente 6,5 metros de altura, situándose el eje del apoyo de neoprenos en la línea central del muro. Las aletas vuelan cuatro metros desde el muro frontal con un espesor de 0,4 metros. El murete de guarda se dispone a dos alturas, para propiciar el paso desde el tablero a la margen tanto de los peatones (zona elevada) como de ciclistas. Para observar las medidas con mayor detalle acudir al plano nº5: "Definición geométrica. Estribos".

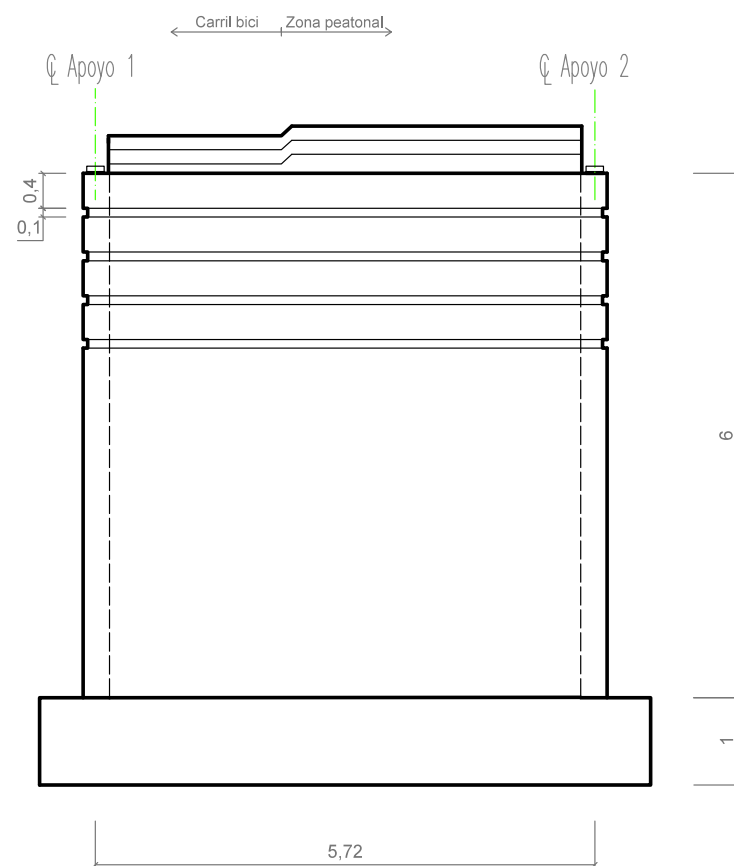


Figura 3.2.b. Alzado de la cimentación (Escala 1:50).

En la Figura 3.2.b se puede observar la disposición del murete de guarda a dos alturas y la realización de cuatro berenjenos de 10 cms de altura separados 0,4 metros entre ellos tanto en el perfil como en el alzado del estribo con el objetivo de hacerlo más estético puesto que habrá una zona del mismo que será vista tanto desde los laterales como de frente desde la otra margen del río Segura.

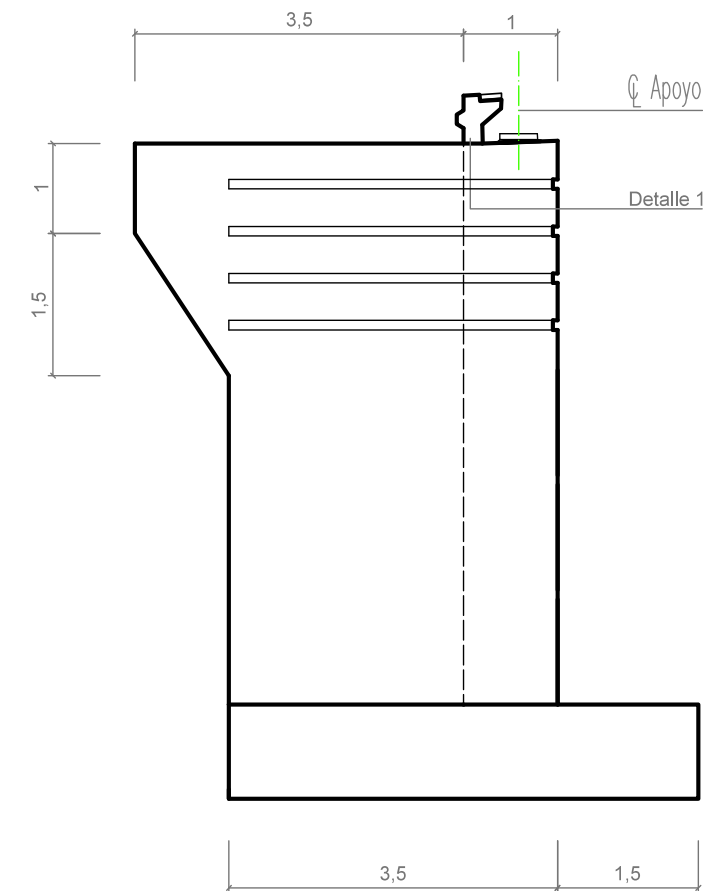


Figura 3.2.c. Perfil de la cimentación (Escala 1:50).

El perfil mostrado en la Figura 3.2.c corresponde al perfil de cada estribo situado en la zona peatonal, puesto que el murete de guarda se encuentra elevado. Podemos observar en el murete una llave de cortante para la colocación de la losa de transición inmediatamente después del mismo para facilitar el paso del terreno al estribo y viceversa de peatones y ciclistas.



TIPO DE TERRENO	ESPESOR (m)	COEF. PERMEABILIDAD	γ_{sat}	γ_d	$\Phi' (^{\circ}C)$	c
TIERRA VEGETAL	1,6	-	-	17	25	0
ARCILLAS	0,5	1,00E-07	-	18	22	0
ARENAS GR. (sin NF)	0,5	1,00E-04	19	15	30	0
ARENAS GR. (con NF)	3,0	1,00E-04	19	15	30	0
LIMOS	1,0	1,00E-06	19,5	-	28	0
ARENAS LIMOSAS	0,9	2,00E-06	20	-	33	0
ARENAS LIMOSAS	5,1	2,00E-06	20	-	33	0

Una vez mostrado el diseño de la cimentación es posible avanzar a la comprobación de la estabilidad de la misma, haciendo hincapié en las comprobaciones de hundimiento, vuelco, deslizamiento y por último, de los asientos inducidos sobre el terreno.

Como se ha comentado hasta el momento, la cota a la que se cimentará será de 7,5 metros de profundidad, para esta cota se deberá comprobar que la cimentación resiste los ELU de hundimiento, deslizamiento y vuelco y el ELS de asientos. Para recordar, las características del terreno son:

TIPO DE TERRENO	ESPESOR (m)	COEF. PERMEABILIDAD	γ_{sat}	γ_d	$\Phi' (^{\circ}C)$	c
TIERRA VEGETAL	1,6	-	-	17	25	0
ARCILLAS	0,5	1,00E-07	-	18	22	0
ARENAS GR. (sin NF)	0,5	1,00E-04	19	15	30	0
ARENAS GR. (con NF)	3,0	1,00E-04	19	15	30	0
LIMOS	1,0	1,00E-06	19,5	-	28	0
ARENAS LIMOSAS	0,9	2,00E-06	20	-	33	0
ARENAS LIMOSAS	5,1	2,00E-06	20	-	33	0

Tabla 3.2.a. Características del terreno.

Se procede por tanto a realizar las comprobaciones:

3.2.1 ELU de estabilidad global:

Uno de los aspectos más importantes del estudio de una cimentación es el relativo a su estabilidad global. Este estudio sólo puede omitirse cuando se trate de cimentaciones de obras en terrenos llanos y firmes. A estos efectos se entienden por <<llanos>> 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.

Puesto que se trata de un terreno que no presenta signo de inestabilidad previa ni lo evidencia de cara al futuro y presenta una amplitud mayor que 5 veces el ancho del cimient y una pendiente aproximada de 0,1 no será necesario realizar la comprobación del ELU de estabilidad global.

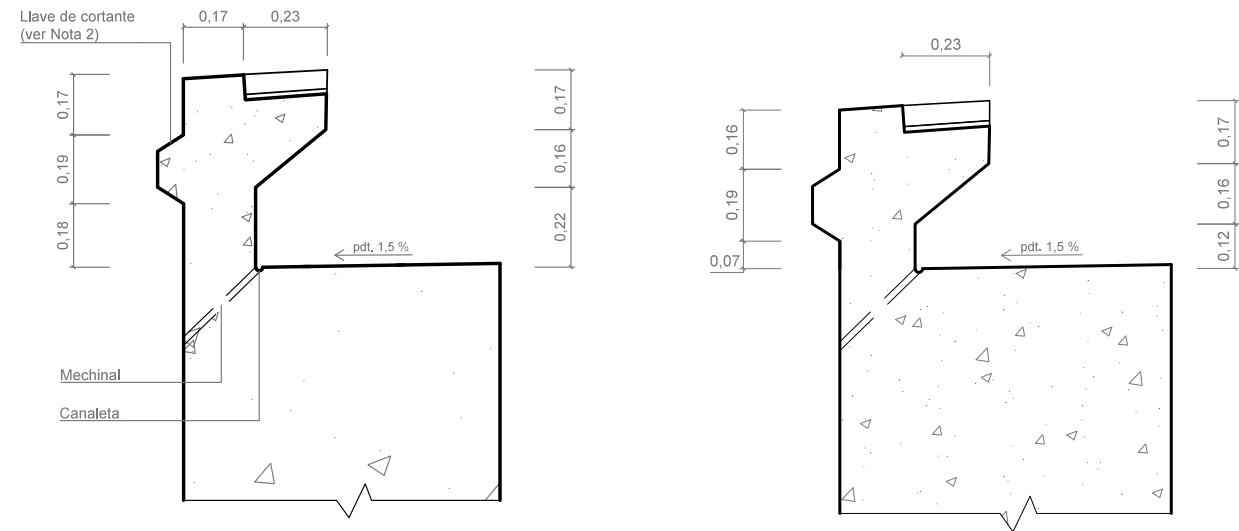


Figura 3.2.d. Detalle de murete de guarda en la zona peatonal y del carril bici.



3.2.2 ELU de hundimiento:

Se deberá calcular la carga de hundimiento, ésta difiere según se considere a corto o a largo plazo, se considera que a corto plazo será más favorable, por lo tanto habrá que centrarse en el cálculo a largo plazo. En primer lugar se calculan las presiones total, intersticial y efectiva a cota de cimentación:

- $\sigma = 138,2 \text{ kN/m}^2$
- $u = 49 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma' = 89,2 \text{ kN/m}^2$

El estrato sobre el que se cimenta es el de arenas limosas y limos arenosos, cuyo ángulo de rozamiento efectivo es 33° y su cohesión efectiva es igual a 0. El cálculo de la carga de hundimiento a largo plazo se debe realizar en efectivas. Aplicando la formulación de Brinch-Hansen, la carga de hundimiento efectiva se puede obtener con la expresión:

$$q'_h = c'N_c s_c d_c i_c + q'N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} N_\gamma B' \gamma^* s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Factores de capacidad	N_c	38,64
	N_q	26,09
	N_γ	24,44
Factores de forma	S_c	1,83
	S_q	1,80
	S_γ	0,51
Factores de profundidad	D_c	1,00
	D_q	1,00
	D_γ	1,00
Factores de inclinación	I_c	1,00
	I_q	1,00
	I_γ	1,00

Tabla 3.2.2.a. Factores del terreno para estrato de arenas limosas.

Por tratarse de una cimentación superficial, y para quedar del lado de la seguridad, se desprecia el efecto del empotramiento de la zapata y se adoptan los factores de profundidad iguales a la unidad ($d_c = d_q = d_\gamma = 1$).

En cuanto a los factores de inclinación, se admite que la carga es vertical y por lo tanto son iguales a la unidad ($i_c = i_q = i_\gamma = 1$).

Estando el nivel freático por encima del plano de cimentación, el peso específico γ^* a adoptar es el sumergido. Sustituyendo los valores anteriores en la formulación de Brinch – Hansen se obtiene una carga de hundimiento efectiva $q'_h = 4621,29 \text{ kN/m}^2$. La carga de hundimiento total vale:

$$q_h = q'_h + u = 4621,29 + 49 = 4670,29 \text{ kN/m}^2.$$

Y la carga de hundimiento neta es:

$$q_{hn} = q_h - q = 4670,29 - 138,2 = 4532,09 \text{ kN/m}^2.$$

Faltaría por considerar los pesos del estribo, de las tierras contenidas en el mismo y cargas ejercidas por la pasarela.

Zapata (kN)	875	Vertical neopreno 1 (kN)	906,1
Muro frontal (kN)	975	Vertical neopreno 2 (kN)	906,1
Aleta 1 (kN)	176,25	Horizontal neopreno 1 eje L (kN)	40
Aleta 2 (kN)	176,25	Horizontal neopreno 2 eje L (kN)	40
Tierras dentro aletas (kN)	1636,38	Horizontal neopreno 1 eje B (kN)	32,4
Tierras fuera aletas 1 (kN)	216,125	Empuje relleno (kN)	847,02
Tierras fuera aletas 2 (kN)	216,125	Empuje hidrostático (kN)	76,05
SC servicio (kN)	130	Empuje del agua Fw (kN)	1715

Tabla 3.2.2.b. Pesos y fuerzas ejercidas.

Por lo tanto las fuerzas ejercidas sobre la zapata serán las mostradas en la Tabla 3.2.2.c, siendo $Q = Q' + Fw$.

Fuerza horizontal P (kN)	80
Fuerza vertical Q' (kN)	4450,33
Fuerza vertical Q (kN)	6165,33

Tabla 3.2.2.c. Resultante de fuerzas ejercidas.

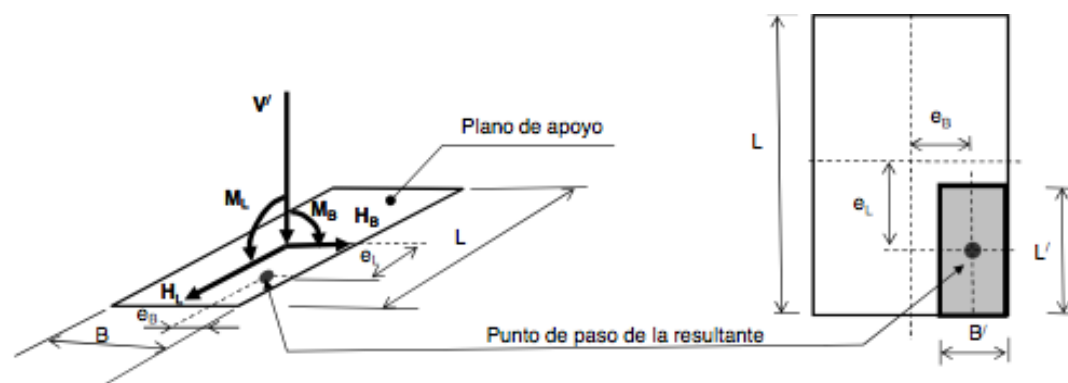


Figura 3.2.2.a. Obtención del área eficaz.

Según lo indicado en la Figura 3.2.2.a, tomando momentos en la cara superior de la zapata, en su centro de gravedad obtenemos los siguientes esfuerzos:

V' (kN)	4450,33
M_L (mkN)	1520,2
M_B (mkN)	194,4

Tabla 3.2.2.d. Esfuerzos resultantes en el cara superior de la zapata.

Teóricamente, los momentos producen distribuciones no uniformes debajo de la cimentación, que no se ajustan a las soluciones teóricas existentes de la carga de hundimiento. Para evitar este problema, Meyerhoff propuso trabajar con el “área eficaz” por la que la cimentación transmitiría una presión uniforme que equilibra el sistema de cargas transmitido como bien se muestra en la Figura 3.2.2.a. Se deberá obtener por tanto el ancho y el largo eficaz para conocer el área eficaz:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$e_B = \frac{M_B}{V'}$$

$$e_L = \frac{M_L}{V'}$$

Así:

$e_B = 0,044$ m y $e_L = 0,342$ m, por lo tanto $B' = 6,9$ m y $L' = 4,3$ m.

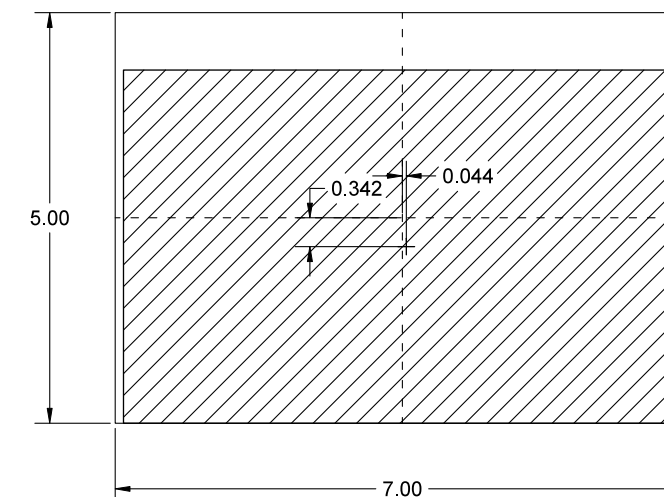


Figura 3.2.2.b. Área eficaz.

De este modo los momentos se eliminan del cálculo trabajando con secciones eficaces.

Las soluciones analíticas de la carga de hundimiento fueron desarrolladas suponiendo el terreno homogéneo, sin embargo el caso de terrenos estratificados como el que se presenta 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 estratos, cuyas cargas de hundimiento son p_{vh1} y p_{vh2} respectivamente, verificándose que:

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

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

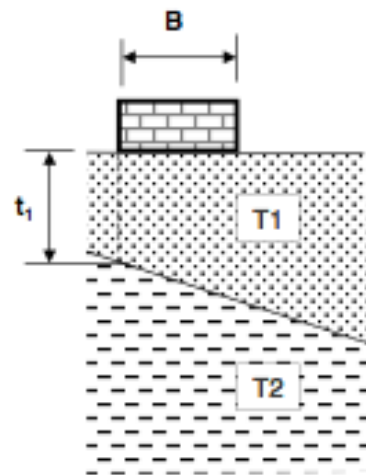


Figura 3.2.2.c. Caso 1.

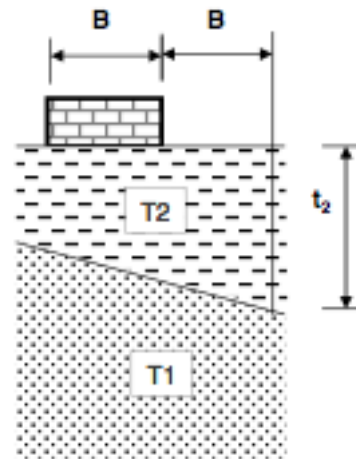


Figura 3.2.2.d. Caso 2.

Mediante la formulación de Brinch – Hansen se obtendrán las presiones de hundimiento para cada estrato considerando el estrato superior el de arenas limosas y limos arenosos de tonos marrones claros y el estrato inferior el de arenas de tamaño de grano muy fino, sueltas y de tonos ocre. Siendo sus ángulos de rozamiento efectivo igual a 33º y 30º respectivamente. Así se podrá obtener, utilizando los factores del terreno de la Tabla 3.2.2.a para el estrato de arenas limosas y los de la Tabla 3.2.2.e para el estrato de arenas finas, ambas presiones de hundimiento.

Factores de capacidad de carga	N_c	30,14
	N_q	18,40
	N_γ	15,07
Factores de forma	S_c	1,98
	S_q	1,92
	S_γ	0,36
Factores de profundidad	D_c	1,00
	D_q	1,00
	D_γ	1,00
Factores de inclinación	I_c	1,00
	I_q	1,00
	I_γ	1,00

Tabla 3.2.2.e. Factores del terreno para estrato de arenas limosas.

Así:

$$P_{vh1} = 5100,38 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{vh2} = 3395,11 \text{ kN/m}^2.$$

Por lo tanto el estrato superior es el T1, y se deberá utilizar las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Si } \frac{t_1}{B} &\leq 0,2 & P_{vh} &= P_{vh2} \\ \text{Si } 0,2 < \frac{t_1}{B} < 1 & P_{vh} &= P_{vh2} + \frac{P_{vh1} - P_{vh2}}{0,8} \left(\frac{t_1}{B} - 0,2 \right) \\ \text{Si } \frac{t_1}{B} &> 1 & P_{vh} &= P_{vh1} \end{aligned}$$

Los datos de los que disponemos son la distancia desde la cimentación hasta el muro del estrato T1, $t_1 = 5,1$ metros y el ancho de la zapata $B = 7$ metros. Realizando el cálculo:

$$t_1/B = 5,1/7 = 0,728.$$

Al ser mayor que 0,2 y menor que 1 se utilizará la fórmula del medio:

$$p_{vh} = p_{vh2} + \frac{p_{vh1} - p_{vh2}}{0,8} \left(\frac{t_1}{B} - 0,2 \right)$$

De este modo se obtiene una presión de hundimiento $p_{vh} = 4521,80 \text{ kN/m}^2$. Con esta presión de hundimiento ya se podrán calcular las presiones definitivas y el factor de seguridad frente a hundimiento F.

Se puede obtener la Q_h total sumando la presión de hundimiento p_{vh} más la presión intersticial u a la cota de cimentación:

$$Q_h = p_{vh} + u = 4521,80 + 49 = 4570,80 \text{ kN/m}^2.$$

La Q_h neta se obtendrá restando las presiones totales a cota de cimentación a la Q_h total:

$$Q_{hn} = Q_h - \sigma = 4570,80 - 138,2 = 4432,60 \text{ kN/m}^2.$$

Y se calcula la carga transmitida Q_t dividiendo la fuerza vertical efectiva Q' entre en área eficaz de la zapata:

$$Q_t = Q'/(B' \times L') = 4450,33/(6,9 \times 4,3) = 149,14 \text{ kN/m}^2.$$

Así el factor de seguridad F será igual a la división de la Q_h neta entre la carga transmitida Q_t :

$$F_H = \frac{Q_{h\text{neto}}}{Q_{\text{transmitida}}} = \frac{4432,60 \text{ kN}}{149,14 \text{ kN}} \gg 30$$

Se comprueba que no se producirá problema alguno respecto al hundimiento.



3.2.3 ELU de deslizamiento:

Se define como coeficiente de seguridad al deslizamiento de una cimentación superficial el número F por el que habría que dividir los valores de los parámetros resistentes para que se alcance la condición de rotura.

Los valores estrictamente necesarios que deben tener los parámetros resistentes para mantener el equilibrio serán una fracción de los valores reales. Cuando se utiliza el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, resulta, para cada uno de los posibles terrenos involucrados en la estabilidad:

$$c_{necesario} \leq \frac{c}{F} \quad \tan f_{necesario} \leq \frac{\tan f}{F}$$

Se deberá calcular la máxima resistencia del terreno al deslizamiento $H_{m\acute{a}x}$ y compararla con la fuerza aplicada, en el caso de que la primera sea superior no se producirán problemas, en caso contrario habrá que tomar las medidas oportunas.

$$H_{m\acute{a}x} = Q' \tan(f_c) + B' L' c$$

Q' = resultante vertical efectiva.

ϕ_c = ángulo de rozamiento terreno – zapata $\rightarrow \phi/2 \leq \phi_c \leq \phi$.

c_c = adherencia terreno – zapata $\rightarrow 0,6 c \leq c_c \leq c$.

El estrato que se estudiará es el de arenas limosas y limos arenosos de tonos marrones claros cuyo ángulo de rozamiento interno efectivo es igual a 33° , en radianes será igual a 0,576.

Puesto que la cimentación se realizará con hormigón “in situ” utilizaremos la siguiente fórmula:

$$\tan f_c = 0,8 \tan f$$

De este modo, $\phi_c = 0,460$ y su tangente es igual a 0,496. Y multiplicando nuestra $Q' = 4450,33 \text{ kN/m}^2$ por $\tan(\phi_c)$ se tiene que $H_{m\acute{a}x} = 2209,16 \text{ kN/m}^2$. Se recuerda que la cohesión del terreno es nula.

Se obtendrá la fuerza del empuje de tierras sobre la parte trasera del muro frontal del estribo, puesto que se considerará un relleno de tierras de $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ tanto saturado como seco. Se muestra en la siguiente figura la distribución de presiones del relleno de tierras ejecutado:

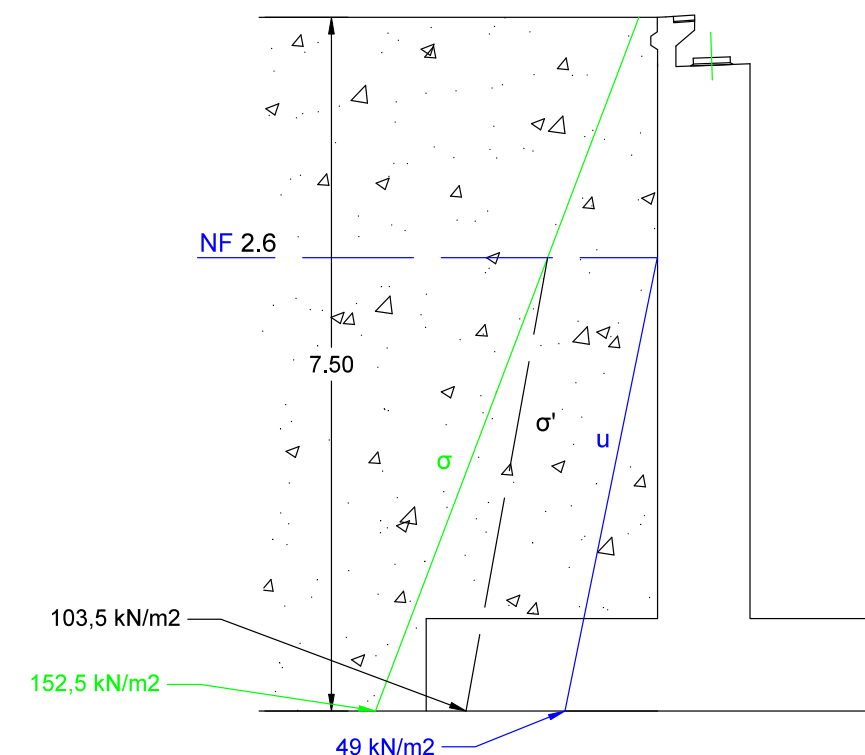


Figura 3.2.3.a. Distribución de presiones en el relleno de tierras.

A partir de las distribuciones de tensiones y del coeficiente de empuje activo del terreno (para un ángulo de rozamiento interno del terreno $\phi' = 30^\circ$) $k_a = 0,333$ se obtienen las resultantes de los empujes.

Ea1	45,02 kN	6,2 m
Ea2	111,20 kN	5,76 m
Ea3	504 kN	2,45 m
Ea4	187,02 kN	1,63 m
SUMA	847,24 kN	2,90 m

Tabla 3.2.3.a. Resultantes de los empujes del relleno.

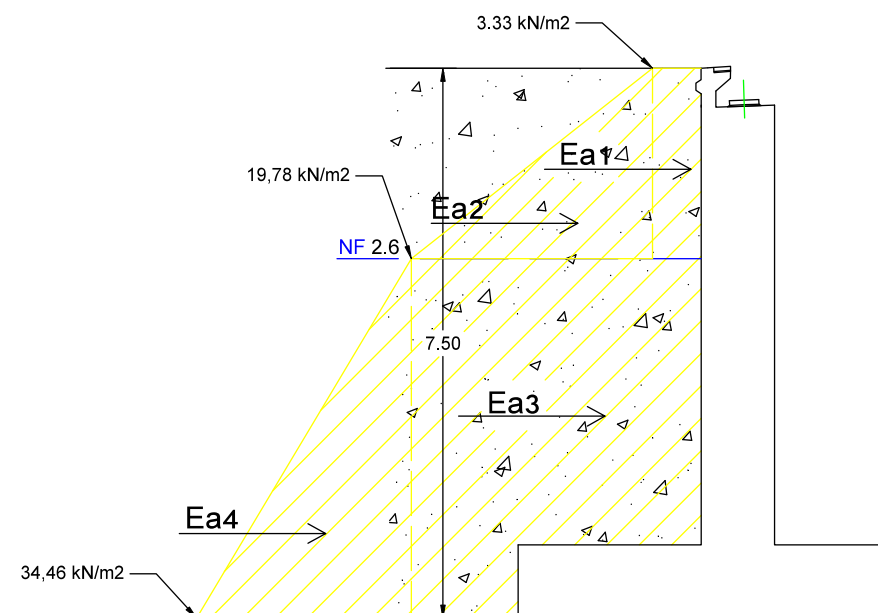


Figura 3.2.3.b. Distribución de empujes en el relleno de tierras.

Se deberá introducir estos datos en la fórmula del factor de seguridad al deslizamiento siguiente:

$$F_d = \frac{V' \tan f_c + B' L' c_c + R}{H}$$

Así:

$$F_d = \frac{2209,16 + 6,9' 4,3' 0 + 80}{847,24} = 2,70$$

Los valores mínimos para el coeficiente de seguridad al deslizamiento son:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_d \geq 1,50$
Característica	$F_d \geq 1,30$
Accidental	$F_d \geq 1,10$

Tabla 3.2.3.b. Valores mínimos del coeficiente de seguridad frente a deslizamiento.

Como se puede observar el valor del coeficiente de seguridad obtenido es superior a los mínimos por lo tanto la cimentación cumple sin problemas la comprobación de deslizamiento.

3.2.4 ELU de vuelco:

No es necesario comprobar el vuelco de una estructura en el caso de que cumpla para hundimiento, para deslizamiento y la resultante vertical efectiva pasa por el núcleo central, sin embargo este no es el caso puesto que pese a cumplirse las dos primeras condiciones la tercera no se cumple.

Por lo tanto se deberá realizar la comprobación frente a vuelco, para ello se obtendrán los momentos que crean todas las fuerzas dividiéndolos por una parte en estabilizadores (el de la resultante vertical efectiva Q' y el del empuje pasivo) y por otra, en volcadores (los debidos a las componentes horizontales de las acciones (salvo pasivo).

En primer lugar se calculará el retranqueo d respecto al eje longitudinal B' , para calcularlo se utilizará la siguiente fórmula:

$$d = \frac{0,5' Q}{Q_h' B'}$$

Siendo:

- $Q = 6165,325$ kN.
- $Q_h = 4521,80$ kN.
- $B' = 6,9$ m.

Con estos datos se obtiene un retranqueo $d = 0,0986$ m. Se tomarán los momentos respecto a este punto, las fuerzas que produzcan momentos estabilizadores con su correspondiente signo serán:



FUERZA	VALOR (kN)	DISTANCIA A D (m)
Peso zapata	875	2,40
Peso muro frontal	975	1,90
Peso aleta 1	190	4,10
Peso aleta 2	190	4,10
Tierras dentro aletas	1605,5	3,65
Tierras fuera aleta 1	216,125	3,15
Tierras fuera aleta 2	216,125	3,15
SC servicio	130	3,65
Vertical neopreno 1	906,1	1,90
Vertical neopreno 2	906,1	1,90
Empuje del agua Fw	-1715	2,40

El empuje vertical del agua se considera como negativo puesto que aún siendo una fuerza vertical no contribuye a la estabilidad sino que propicia el vuelco, empujando la zapata desde abajo.

No se considera el empuje pasivo de las tierras situadas delante del muro frontal puesto que en el caso de reparación o mantenimiento de la zona frontal de la zapata, éstas deberían ser retiradas. Por lo tanto se considera esa situación, quedando así del lado de la seguridad.

Las fuerzas que producirán momentos volcadores a la cimentación serán las siguientes:

FUERZA	VALOR (kN)	DISTANCIA A D (m)
Empuje relleno	847,02	2,90
Empuje hidrostático	395,46	1,3
Fuerza horizontal neoprenos	-80	6

Tabla 3.2.4.b. Fuerzas que producen momentos volcadores.

De este modo los momentos serán los siguientes:

Momentos estabilizadores	12540,04 mkN
Momentos volcadores	2490,45 mkN

Tabla 3.2.4.c. Momentos producidos

Utilizando la fórmula del factor de seguridad frente a vuelco:

$$F_v = \frac{SM_{estabilizadores}}{SM_{volcadores}} = \frac{12540,04mkN}{2490,45mkN} = 5,03$$

Siendo los valores mínimos del coeficiente de seguridad frente a vuelco los siguientes:

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



Se puede comprobar que el factor de seguridad obtenido es superior a los especificados, por lo tanto la cimentación cumple la comprobación de vuelco sin provocar problema alguno. Una vez realizadas las tres comprobaciones anteriores, hundimiento, deslizamiento y vuelco, se puede admitir la estabilidad global de la estructura.

3.2.5 ELU de durabilidad:

Al haber comprobado la estabilidad de la estructura nos falta comprobar como responderá ésta a los fallos originados por efectos que dependen del tiempo, comprobaremos la durabilidad puesto que la cimentación no se va a ver afectada por la fatiga del terreno por estar sometido a cargas variables repetidas ya que la carga que le afectará será, en general, uniforme.

Se determinará en primer lugar el ambiente al que se encuentra sometida la cimentación, clasificando por una parte la exposición general y por otra, la exposición específica.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	Ninguno	- interiores de edificios, no sometidos a condensaciones - <u>elementos de hormigón en masa</u>	- interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	humedad alta	Ila	corrosión de origen diferente de los cloruros	- interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones - exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - <u>elementos enterrados o sumergidos.</u>	- sótanos no ventilados - cimentaciones - tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm - elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad media	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	- exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	- construcciones exteriores protegidas de la lluvia - tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
Marina	aérea	IIla	corrosión por cloruros	- elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar - elemento exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)	- edificaciones en las proximidades de la costa - puentes en las proximidades de la costa - zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - <u>instalaciones portuarias</u>
	sumergida	IIlb	corrosión por cloruros	- elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	- zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de mareas	IIlc	corrosión por cloruros	- elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas	- zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	- instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino - superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- piscinas - pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve - estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 3.2.5.a. Clases generales de exposición del hormigón (EHE).

Puesto que la cimentación no se encuentra en una zona marina se descartará cualquier ambiente III, no formará parte tampoco de los ambientes I o IV. El ambiente al que se encontrará sometida la cimentación será el **Ila** ya que se trata de un elemento enterrado o sumergido en una zona de altas humedades (la ribera de un río), así se tratará de una clase normal cuya subclase será de humedad alta cuyo ataque será diferente a cloruros (carbonatación).

Respecto a las clases específicas de exposición tenemos:

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química agresiva	débil	Qa	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tabla 8.2.3.b)	-instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	media	Qb	ataque químico	-elementos en contacto con agua de mar -elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tabla 8.2.3.b)	-dolos, bloques y otros elementos para diques -estructuras marinas, en general -instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	fuerte	Qc	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tabla 8.2.3.b)	-instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.
Con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	-elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	-construcciones en zonas de alta montaña -estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	-elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	-tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña
erosión		E	Abrasión Cavitación	-elementos sometidos a desgaste superficial -elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	-pilas de puente en cauces muy torrenciales -elementos de diques, pantales y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes -pavimentos de hormigón -tuberías de alta presión

Tabla 3.2.5.b. Clases específicas de exposición del hormigón (EHE).

Se estima que se producirá un ataque químico cuyas sustancias alteren lentamente el hormigón, por tanto se considerará una clase de exposición específica **Qa**, quedando la nomenclatura del ambiente tal que así:

Ambiente Ila – Qa

Según el EN 1992-1-1:2004 se tratará de una clase de exposición XC2, general a muchas cimentaciones, con un ataque por carbonatación.

3.2.6 ELS de asientos inducidos:

Una vez comprobados los Estados Límite Últimos (ELU) se pasará a comprobar el único Estado Límite de Servicio (ELS) que interesa respecto a la cimentación, el de los asientos inducidos al terreno. Para ello se utilizará el método de Burland – Burbidge, del año 1985, por el cual se obtiene el asiento s_c en centímetros para una cimentación que transmite una presión q_t . La fórmula empleada en este método es la siguiente:



$$S_c = 100 \times \frac{\left(\frac{1,25}{B'} \right)^2}{\left(\frac{L'}{B'} + 0,25 \right)} \times \frac{1,71}{N^{1,4}} \times q_c \times f_1$$

Siendo:

B': Ancho eficaz de la zapata = 6,9 m

L': Longitud eficaz de la zapata = 4,3 m

z: Profundidad de referencia: $z = L_0 \frac{\left(\frac{B'}{L_0} \right)^{0,75}}{e^{L_0}}$ $L_0 = 1$

N: Valor promedio del SPT en la profundidad de referencia z, determinado sin corrección por profundidad y si hay información, con transformación a energía estándar del 60%.

q_c: Presión de cálculo en MPa. Se obtiene a partir de la presión transmitida q_t y de la presión de preconsolidación a cota de cimentación q_c (se supone nula en cimentaciones superficiales en arenas normalmente consolidadas).

$$q_c = q_t - \frac{2}{3} q_c \quad \text{cuando } q_t \geq q_c$$

$$q_c = \frac{1}{3} q_t \quad \text{cuando } q_t < q_c$$

f₁: Factor de minoración por el espesor de la capa de arena:

$$\text{Si } z \leq H_s \quad f_1 = 1$$

$$\text{Si } z > H_s \quad f_1 = \frac{H_s}{z} \left(\frac{z}{H_s} \right)^2 = \frac{H_s}{z}$$

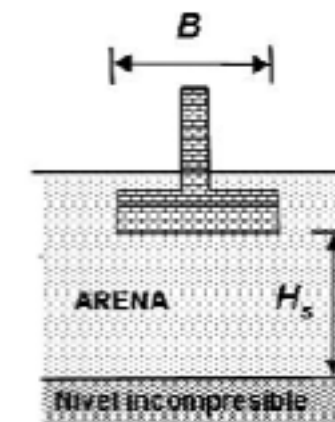


Figura 3.2.6.a. Representación de B y H_s.

En primer lugar se obtiene la profundidad de referencia z, habrá que realizar el siguiente cálculo:

$$z = 1 \frac{\left(\frac{B'}{1} \right)^{0,75}}{e^1} = 4,26 \text{ m}$$

El valor de N para la profundidad z = 4,26 m, que corresponde al estrato de arenas de tamaño medio a grueso tonos marrón claro, se obtiene del sondeo proporcionado en el *Informe Geotécnico*, siendo este igual a 14.

La distancia H_s desde la cota de cimentación hasta un estrato incompresible, exactamente el de gravas compactas es de 8 metros, por lo tanto será mayor a la profundidad de referencia z, así:

$$f_1 = 1$$

El paso previo a aplicar la fórmula será obtener la presión de cálculo. Puesto que se trata de una cimentación superficial en una arena normalmente consolidada, la presión de preconsolidación q_c será igual a 0, y así la presión transmitida será mayor que la de preconsolidación y se utilizará la siguiente fórmula:

$$q_c = q_t - \frac{2}{3} q_c = 149,14 - 0 = 149,14 \text{ kN} = 0,1491 \text{ MPa}$$

Introduciendo todos estos datos en la fórmula de Burland – Burbidge:

$$S_c = 100 \times \frac{\left(\frac{1,25}{6,9} \right)^2}{\left(\frac{4,3}{6,9} + 0,25 \right)} \times \frac{1,71}{14^{1,4}} \times 0,1491 \times 1 = 2,153 \text{ cm}$$



Se comprueba que el terreno asienta 2,153 centímetros, valor admisible para el diseño de una zapata como se puede observar en la siguiente tabla:

	ARENAS (mm)	ARCILLAS (mm)
ZAPATAS		
Asiento máximo	25 (40)	(65)
Asiento diferencial máximo	20 (25)	(40)
LOSAS		
Asiento máximo	50 (40 – 65)	(65 – 100)

Tabla 3.2.6.a. Asientos admisibles.

En negrita se encuentran los valores propuestos por Terzaghi y Peck (1948) y entre paréntesis los propuestos por Skempton y MacDonald (1956). Para ambas propuestas, el asiento obtenido, 21 mm, es admisible.

4. DETALLE DEL ARMADO DE LA CIMENTACIÓN:

4.1 Armado de la zapata:

Para los esfuerzos obtenidos en el centro de gravedad de la zapata:

V' (kN)	4450,33
M_L (mkN)	1520,2
M_B (mkN)	194,4

Tabla 4.1.a. Esfuerzos resultantes en el cara superior de la zapata.

Y mediante la fórmula:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y z}{I_z} \pm \frac{M_z y}{I_y}$$

Podemos obtener la distribución de presiones a lo largo de toda la capa inferior de la zapata, se realiza la siguiente sección:

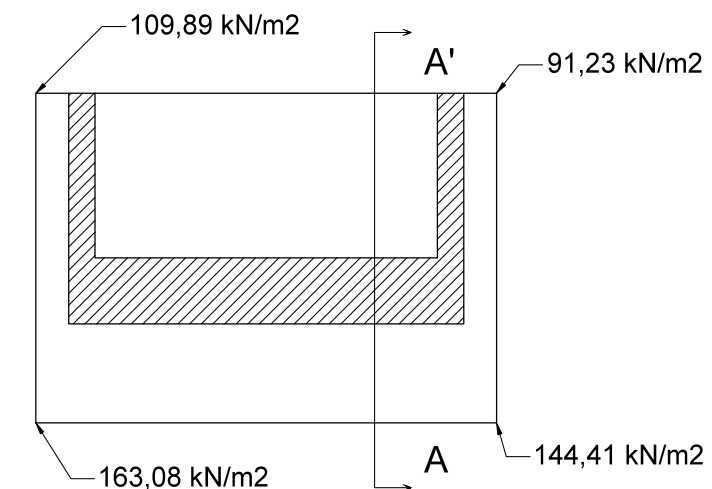


Figura 4.1.a. Detalle de sección de la zapata.

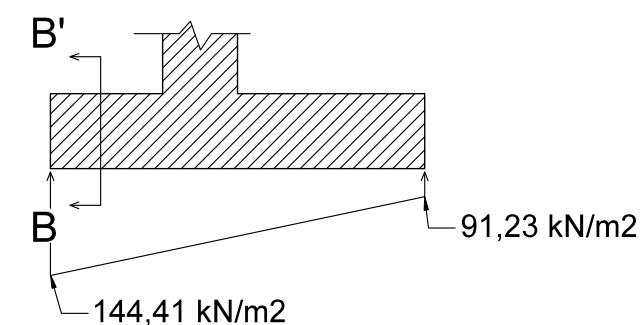


Figura 4.1.b. Sección A-A' de la zapata.

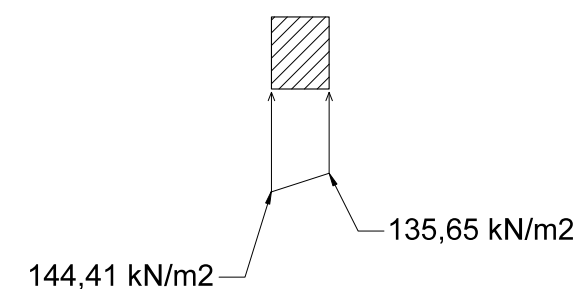


Figura 4.1.c. Sección B-B' de la zapata.



Se comprueba si la zapata despega:

- $e_1^* = \frac{M_y^*}{N^*} = 0,3416 \text{ m}$
- $e_2^* = \frac{M_z^*}{N^*} = 0,04368 \text{ m}$

No despega.

Cuantía mínima según EN 1992-1-1:2004:

- Para control de la fisuración: $A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m}$
- Mecánica: $A_{s,min} \cdot f_{yd} = \frac{f_{ct,m}}{4,8} \cdot b \cdot h$
- Geométrica: $\rho = \frac{A_s}{A_c}$

Cara frontal (Tracción, longitudinal):

- Fisuración: $A_s = \frac{0,2 \cdot 7 \cdot 1 \cdot 2,565 \cdot 10^{-3} \cdot 0,65}{200 \cdot 10^{-3}} = 0,0117 \text{ m}^2$
- Geométrica: $A_s = 0,0009 \cdot 7 = 6,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- Mecánica: $A_s = \frac{(2,565/4,8) \cdot 7 \cdot 1}{500 \cdot 10^{-3}} = 8,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

Caralateral (Tracción, longitudinal):

- Fisuración: $A_s = 8,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- Geométrica: $A_s = 4,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- Mecánica: $A_s = 6,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

Cara frontal (Transversal):

$$A'_{s,min} = 0,2 \cdot A_{s,calc} = 1,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Cara lateral (Transversal):

$$A_s > 0,2 \cdot A_{s,nec} = 1,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Así, el armado de la zapata será el siguiente:

TIPO DE ARMADURA	DISPOSICIÓN	l_{bd}	l_0
$A_{s,long.tracc}$	Φ20/15	0,752	1,17
$A_{s,transv.tracc}$	Φ12/30	0,13	0,2
$A_{s,long.tracc. (cara sup.)}$	Φ20/20	0,89	1,3
$A_s long (cara sup.)$	Φ12/30	0,303	0,455

Tabla 4.1.b. Cuantía de armadura de la zapata.

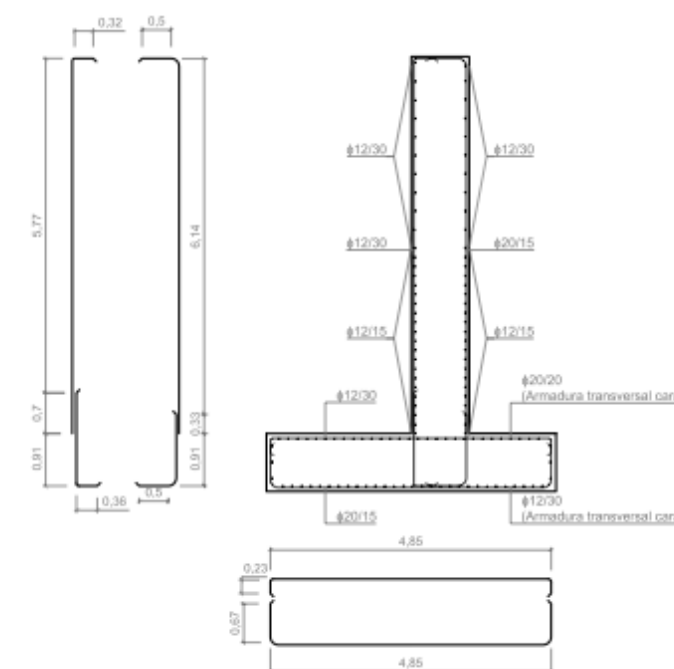


Figura 4.1.d. Armado de la zapata y del muro frontal.



4.2 Armado del muro frontal:

Se producirá un empuje activo sobre el muro frontal de las tierras que están situadas en el trasdós del mismo tal y como se definió en el apartado del *ELU de vuelco*:

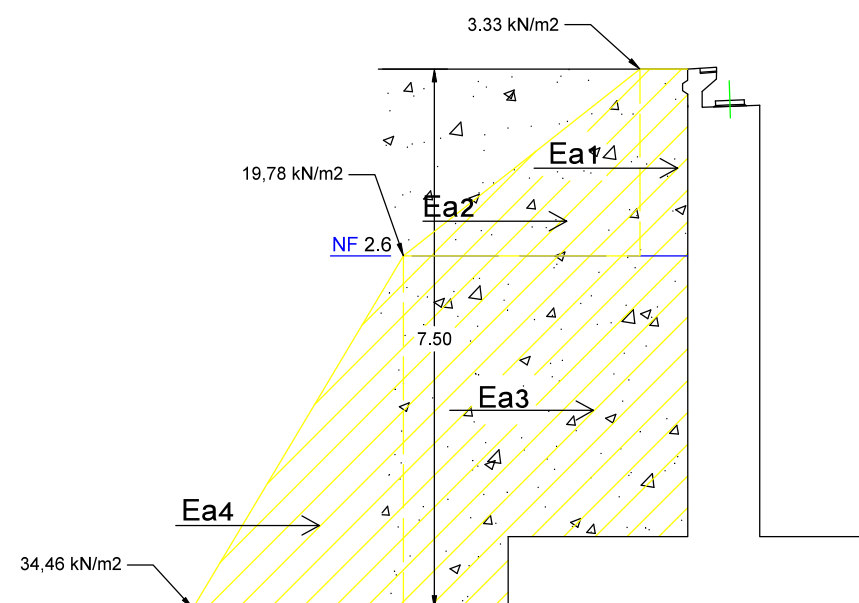


Figura 4.2.a. Empuje activo sobre el trasdós del muro frontal.

Ea1	8,658 kN	1,3 m
Ea2	21,38 kN	1,73 m
Ea3	96,92 kN	5,05 m
Ea4	28,62 kN	5,87 m

Tabla 4.2.a. Empujes activos sobre el trasdós del muro frontal.

Estos empujes crean los siguientes esfuerzos sobre el muro:

Mp	565,57 mkN
Np	1068,5 kN
Vp	195,57 kN

Tabla 4.2.b. Esfuerzos sobre el muro frontal.

Así:

$$A_{S,calc} = 2,4 \cdot 10^{-4} m^2$$

Cara traccionada:

- Geométrica: $A_{S,vmin} = 0,0009 \cdot A_C = 9 \cdot 10^{-4} m^2$
- Mecánica: $A_{S,vmin} = \frac{0,04 \cdot A_C \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,53 \cdot 10^{-4} m^2$
- Fisuración: $A_{Smin} = \frac{0,2 \cdot A_C \cdot k \cdot f_{ct,m}}{\sigma} = 1,654 \cdot 10^{-3} m^2$

El área de armadura que limita es la mínima para el control de la fisuración, $A_{Smin} = 1,654 \times 10^{-3} m^2$, para esta área se utilizará una disposición: $\Phi 20/16$

Cara comprimida:

- Geométrica: $0,3 \cdot A_{S,vmin} = 2,7 \cdot 10^{-4} m^2$

Para $2,7 \times 10^{-4}$ se colocarán $\Phi 12/30$, es decir, armadura mínima.

Para estos empujes se colocará la siguiente armadura:

Armadura horizontal:

- Hasta $h = 3,25$ m: $A_{Smin} = 0,0104 m^2$ en ambas caras
 $A_{Smin} = 5,2 \cdot 10^{-3} m^2$ en cada cara
- Desde 3,25 hasta 6,5 m: $A_{Smin} = 3,25 \cdot 10^{-3} m^2$ en cada cara



Así, el armado del muro frontal será el siguiente:

TIPO DE ARMADURA	DISPOSICIÓN	l_{bd}	l_0
Tracción vertical	Φ20/16	0,50	0,33
Compresión vertical	Φ12/30	0,32	0,7
Horizontal hasta 3,25 m	Φ12/15	0,68	1,5
Horizontal desde 3,25 m hasta 6,5 m	Φ12/30	0,65	1,4

Tabla 4.2.c. Cuantía de armadura del muro frontal.

4.3 Armado de las aletas:

Para el armado de las aletas se considerará éstas como muros laterales, así del mismo modo que para el muro frontal se tiene:

Cara traccionada:

▪ Geométrica:

$$0,0009 \cdot A_c = 3,6 \cdot 10^{-4} m^2$$

▪ Mecánica:

$$A_{smin} = 7,36 \cdot 10^{-4} m^2$$

▪ Fisuración:

$$A_{smin} = 6,66 \cdot 10^{-4} m^2$$

Puesto que $A_s = 1,854 \times 10^{-3} m^2$ es mayor que los mínimos, tomamos esa área de armadura, y así la disposición será Φ20/15 para la cara traccionada.

Cara comprimida:

$$A_{smin} = 0,3 \cdot 3,6 \cdot 10^{-4} = 1,08 \cdot 10^{-4} m^2$$

Para esta cara la disposición será Φ12/30.

Armadura horizontal:

- Hasta $h = 3,25$ m:

$$\frac{0,0032 \cdot A_c}{2} = 2,8 \cdot 10^{-3} m^2$$

- Desde 3,25 hasta 6,5 m:

$$\frac{0,0020 \cdot A_c}{2} = 1,3 \cdot 10^{-3} m^2$$

TIPO DE ARMADURA	DISPOSICIÓN	l_{bd} (m)	l_0 (m)
Tracción vertical	Φ20/15	0,68	1,02
Compresión vertical	Φ12/30	0,15	0,23
Horizontal hasta 3,25 m	Φ20/10	0,80	1,20
Horizontal desde 3,25 m hasta 6,5 m	Φ20/20	0,84	1,26

Tabla 4.3.a. Cuantía de armadura de las aletas.

Así:

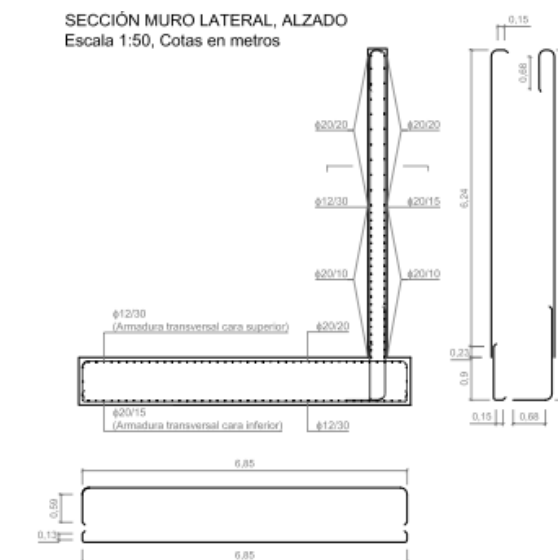


Figura 4.3.a. Armado de la zapata y del muro lateral.

Para mayor detalle acerca del armado del estribo acudir al Plano nº 6: Definición de armado. Estribos.



5. CONCLUSIÓN:

Mediante las comprobaciones realizadas tanto para el tablestacado como para la cimentación se concluye que el sistema está correctamente diseñado, cumpliendo sin problemas las comprobaciones pertinentes y que la ejecución de lo diseñado presentará un comportamiento óptimo según lo especificado a lo largo de este anejo.