



**Proyecto básico para el Concurso de pasarela sobre el río Segura en Blanca (Murcia).
Solución C. Comprobaciones geotécnicas y proceso constructivo**



ANEJO Nº 4: ANEJO DE CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

Las comprobaciones geotécnicas de este anejo para la cimentación de la pasarela situada sobre el río Segura, en la localidad de Blanca (Murcia) están basadas en los datos recogidos por el “Informe Geotécnico” proporcionado por el taller. 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.

Los restantes datos no proporcionados por el “Informe Geotécnico” se extraen del “Documento Básico SE-C” del “Código Técnico de la Edificación (CTE)”, concretamente del “Anejo D. Criterios de clasificación, correlaciones y valores orientativos tabulados de referencia”, donde se utilizan la tabla “D.26. Valores orientativos de las densidades del suelo”; la tabla “D.27. Propiedades básicas de los suelos”; la tabla “D.28. Valores orientativos de los coeficientes de permeabilidad” y la “figura D.1. Correlación de los ensayos SPT con el ángulo de rozamiento interno”.

ÍNDICE

- I. Datos de partida
- II. Estabilidad en fase constructiva
 - II.1 Estabilidad de la tablestaca frente a empujes
 - II.1.1 Trasdós. Empuje activo.
 - II.1.1.1 Estrato 1: Tierra vegetal
 - II.1.1.2 Estrato 2: Arcillas negruzcas blandas
 - II.1.1.3 Estrato 3: Arenas de tamaño medio
 - II.1.1.4 Estrato 4: Arenas de tamaño medio
 - II.1.1.5 Estrato 5: Arenas limosas y limos arenosos
 - II.1.1.6 Estrato 6: Arenas muy finas
 - II.1.2 Intradós. Empuje pasivo.
 - II.1.2.1 Estrato 5: Arenas limosas y limos arenosos
 - II.1.2.2 Estrato 6: Arenas muy finas
 - II.1.3 Empujes del agua
 - II.1.3.1 Trasdós
 - II.1.3.2 Intradós
 - II.1.4 Resultantes de empujes
 - II.1.4.1 Empuje activo
 - II.1.4.2 Empuje pasivo
 - II.1.4.3 Empuje del agua
 - II.1.5 Adopción del perfil de tablestaca
 - II.1.6 Fuerza requerida por los puntales
 - II.2 Seguridad frente a sifonamiento
 - II.3 Seguridad frente a levantamiento de fondo o “taponazo”
- III. Comprobaciones de la cimentación
 - III.1 Cargas verticales actuantes sobre la cimentación
 - III.1.1 Peso propio
 - III.1.1.1 Zapata
 - III.1.1.2 Pilar
 - III.1.1.3 Estribo
 - III.1.2 Peso de las tierras de relleno
 - III.1.2.1 Peso de las tierras contenidas en el estribo
 - III.1.2.2 Peso de las tierras contenidas a ambos lados del estribo
 - III.1.2.3 Peso de las tierras restantes (intradós del estribo)
 - III.2 Cargas horizontales actuantes sobre la cimentación
 - III.2.1 Empujes sobre trasdós de estribo y pilar
 - III.2.2 Empujes al reposo
 - III.3 Área eficaz de la cimentación
 - III.4 Comprobación Estados Límite Últimos

- III.4.1 Estabilidad global
- III.4.2 Hundimiento
 - III.4.2.1 Factores de capacidad de carga
 - III.4.2.2 Factores de forma
 - III.4.2.3 Factores de profundidad
 - III.4.2.4 Factores de proximidad de la cimentación a un talud
 - III.4.2.5 Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo
 - III.4.2.6 Cálculo de la carga de hundimiento
- III.4.3 Deslizamiento
- III.4.4 Vuelco
 - III.4.4.1 Retranqueo del eje de giro
- III.4.5 Paso de la resultante por el núcleo central
- III.4.6 Socavación de cimientos
- III.5 Comprobación Estados Límite de Servicio
 - III.5.1 Estimación de asiento
 - III.5.1.1 Profundidad de referencia Z
 - III.5.1.2 Valor promedio N del SPT
 - III.5.1.3 Presión de cálculo
 - III.5.1.4 Factor de minoración por el espesor de la capa de arena
 - III.5.1.5 Asiento admisible
- IV. Apéndice 1

I. Datos de partida

Los datos de partida se recogen al final de este mismo anejo y en el “Anejo N° 3: Informe geotécnico”.

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

II. Estabilidad en fase constructiva

Durante la las fase constructiva de la cimentación, se utilizarán tablestacas como método provisional de sostenimiento de tierras, debido a la incapacidad del terreno para soportar talud vertical.

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

La tablestaca debe alcanzar el estrato de limos con algo de gravas, como se observa posteriormente en la figura 1, que al igual que el estrato de arenas de tamaño muy fina, se caracteriza por su alta impermeabilidad ($k=1 \text{ EXP-7 m/s}$). De esta manera el flujo ascendente generado por la diferencia de potencial de 4.5 metros entre el nivel freático natural y el generado en la zona de excavación es muy pequeño y aumenta mucho la facilidad con la que achicamos el casi nulo flujo de agua que llega a la cota del plano de apoyo de la cimentación.

II.1 Estabilidad de la tablestaca frente a empujes

El cálculo de empujes sobre las tablestacas desarrollado a continuación está realizado adoptando la superficie del terreno de la excavación a la cota 140,96 metros, aunque la cota real de la superficie es 140 metros. Esto supone que los empujes calculados son ligeramente mayores a los reales y del lado de la seguridad se han tomado los mayores empujes que corresponden a la cota 140,96 metros. Por lo tanto, la profundidad real de excavación es de 6,15 metros, y no 7,11 metros como se especifica en los cálculos siguientes. Lo mismo ocurre con las tablestacas, cuya longitud real debe ser de 14,5 y no de 15,51 como se especifica en la figura 1.

Para el cálculo de empujes del tablestacado se ha adoptado el modelo propuesto por Blum (1931), donde se plantea un modelo isostático. La altura excavación desde la superficie es aproximadamente de 7,11 metros, ya que el plano de apoyo de la cimentación se encuentra a 0,5 metros por debajo del techo del estrato de arenas limosas y limos arenosos. Puesto que se necesita llegar con las tablestacas al estrato de limos con algo de gravas como anteriormente se ha comentado, la longitud de tablestaca es de 15,5 metros y se parte con un empotramiento de la tablestaca en el terreno $t=8$ metros, como se observa en la figura 1. Del lado de la seguridad, los cálculos de los empujes sobre las tablestacas se realizan con una longitud de empotramiento de cálculo $t_o = t/1,2$, siendo t la longitud real de empotramiento.

Tal y como se muestra a continuación, se procede al cálculo de la longitud de empotramiento de cálculo t_o .

$$t = \Delta t + t_o = 8 \text{ m}$$

Por seguridad, se toma que

$$t = 1.2 * t_o$$

Por lo tanto

$$1.2 * t_o = \Delta t + t_o = 8 \text{ m}$$

$$1.2 * t_o = 8 \text{ m}$$

Entonces:

$$t_o = \frac{8}{1.2} = 6.66 \text{ m}$$

Por lo tanto, del lado de la seguridad, se considera para los cálculos un empotramiento de la tablestaca en el terreno de $t_o = 6.66 \text{ metros}$ medidos desde el plano de apoyo de la cimentación.

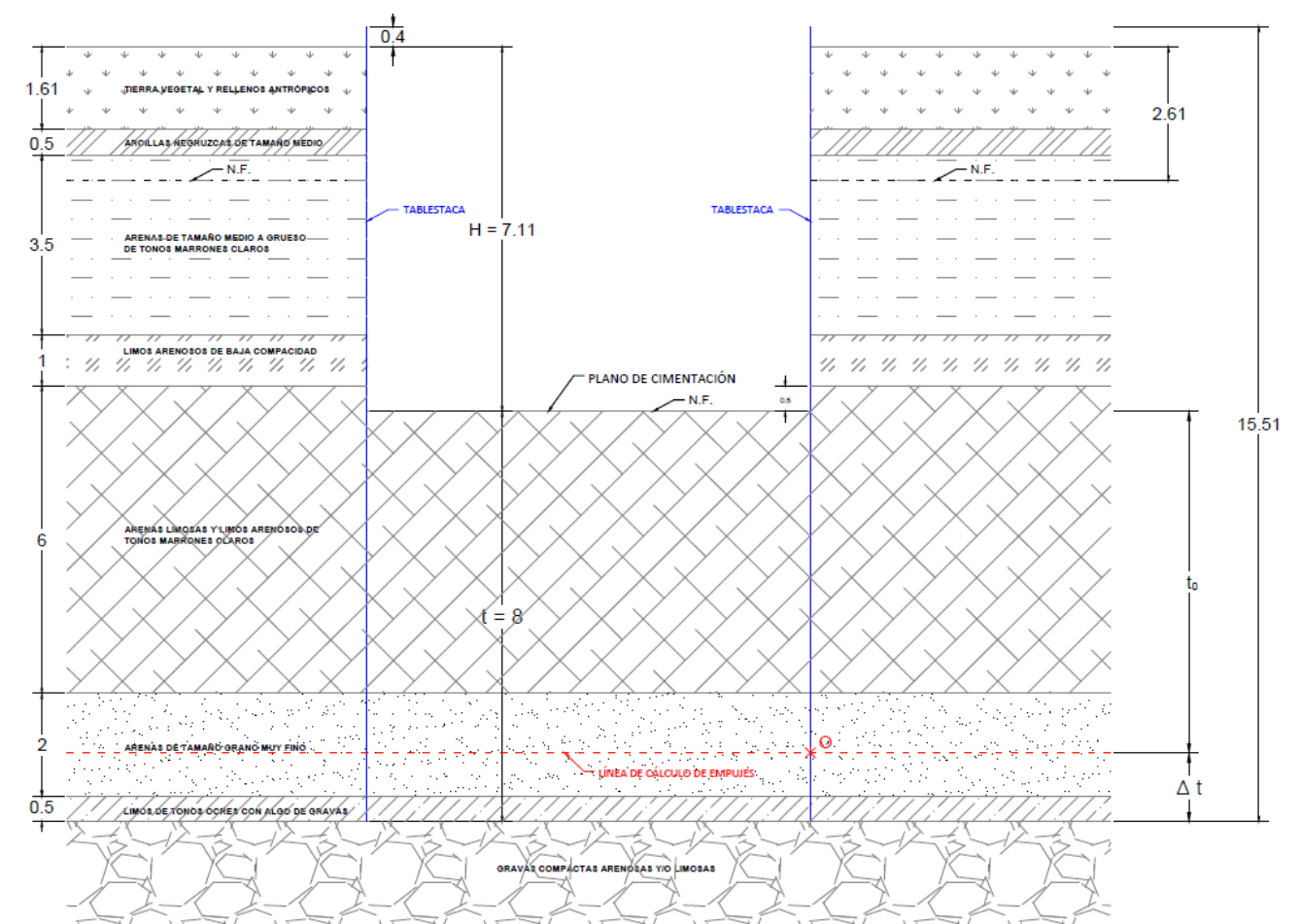


Figura 1: Excavación

La figura 1 muestra los estratos, la altura excavación y tanto el empotramiento de las tablestacas real como el de cálculo, en metros.

Para el cálculo de los empujes sobre la tablestaca se aplica la teoría de Rankine, que contiene las siguientes hipótesis:

- A. Terreno homogéneo e isótropo en equilibrio plástico
- B. Muro (o tablestaca) con trasdós vertical
- C. Coeficiente de fricción MURO-TERRENO nulo: $\delta = 0$

A continuación se representa el cálculo tanto de la distribución de empujes de los estratos como las resultantes de los empujes, para los activos en el trasdós, pasivos en el intradós y los ejercidos por el agua.

II.1.1 Trasdós. Empujes activos.

El empuje activo en el trasdós viene dado por:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a}$$

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

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:

II.1.1.1 Estrato 1: Tierra vegetal ($0 < z < 1.61$) $\phi = 25^\circ$

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(25)}{1 + \text{seno}(25)} = 0.405858$$

La tensión vertical en el techo del estrato vendrá dada por la sobrecarga actuante:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 0 + 10 = 10 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total en la base del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 1.61 + 10 = 37.37 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial es nula

$$u = 0$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 10 - 0 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 37.37 - 0 = 37.37 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos en el techo y muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 10 * 0.405858 - 2 * 0 * \sqrt{0.405858} = 4.058 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 37.37 * 0.405858 - 2 * 0 * \sqrt{0.405858} = 15.16 \text{ kN/m}^2$$

II.1.1.2 Estrato 2: Arcillas negruzcas blandas ($1.61 < z < 2.11$) $\phi = 22^\circ$

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(22)}{1 + \text{seno}(22)} = 0.4549$$

La tensión vertical en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 1.61 + 10 = 37.37 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total en la base del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 10 = 46.37 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial es nula

$$u = 0$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 37.37 - 0 = 37.37 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 46.37 \text{ kN/m}^2 - 0 = 46.37 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos en el techo y muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 37.37 * 0.4549 - 2 * 0 * \sqrt{0.405858} = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 46.37 * 0.4549 - 2 * 0 * \sqrt{0.405858} = 21.09 \text{ kN/m}^2$$

II.1.1.3 Estrato 3: Arenas de tamaño medio (2.11<z<5.61) $\phi = 30^\circ$

A 0.5 metros de profundidad en este estrato se encuentra el nivel freático.

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(30)}{1 + \text{seno}(30)} = 0.333$$

La tensión vertical en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 10 = 46.37 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total a 0.5 metros del techo del estrato, es decir, donde se encuentra el nivel freático es de:

$$\sigma_v = \gamma_d * z + q = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 10 = 53.87 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial es nula

$$u = 0$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 46.37 - 0 = 46.37 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva a 0.5 metros del techo, es decir, donde se encuentra el nivel freático es de:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 53.87 - 0 = 53.87 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos en el techo y a 0.5 metros de este será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma'_v * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 46.37 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 15.45 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma'_v * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 53.87 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 17.95 \text{ kN/m}^2$$

A partir de esta cota se tiene nivel freático, por lo tanto los pesos específicos adoptados serán los saturados.

La tensión vertical total en la base del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 10 = 110.87 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el muro del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * 3 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 110.87 - 30 = 80.87 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos desde donde comienza el nivel freático hasta el muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma'_v * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 53.87 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 17.95 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma'_v * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 80.87 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 26.95 \text{ kN/m}^2$$

II.1.1.4 Estrato 4: Arenas de tamaño medio (5.61<z<6.61) $\phi = 28^\circ$

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(28)}{1 + \text{seno}(28)} = 0.361$$

La tensión vertical total en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 10 = 110.87 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total en el muro del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 19.5 * 1 + 10 = 130.37 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el techo del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * 3 = 30 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el muro del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1) = 40 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 110.87 - 30 = 80.87 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 130.37 - 40 = 90.37 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos desde donde comienza el nivel freático hasta el muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 80.87 * 0.361 - 2 * 0 * \sqrt{0.361} = 29.19 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 90.37 * 0.361 - 2 * 0 * \sqrt{0.361} = 32.62 \text{ kN/m}^2$$

II.1.1.5 Estrato 5: Arenas limosas y limos arenosos (6.61<z<12.61) $\phi = 33^\circ$

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(33)}{1 + \text{seno}(33)} = 0.294$$

La tensión vertical total en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 19.5 * 1 + 10 = 130.37 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total en el muro del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 19.5 * 1 + 6 * 20 + 10 = 250.37 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el techo del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1) = 40 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el muro del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1 + 6) = 100 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 130.37 - 40 = 90.37 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 250.37 - 100 = 150.37 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos desde donde comienza el nivel freático hasta el muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 90.37 * 0.294 - 2 * 0 * \sqrt{0.294} = 26.64 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 150.37 * 0.294 - 2 * 0 * \sqrt{0.294} = 44.32 \text{ kN/m}^2$$

II.1.1.6 Estrato 6: Arenas muy finas (12.61<z<13.77) $\phi = 30^\circ$

El coeficiente de empuje activo vendrá dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}(\phi)}{1 + \text{seno}(\phi)} = \frac{1 - \text{seno}(30)}{1 + \text{seno}(30)} = 0.333$$

La tensión vertical total en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 19.5 * 1 + 6 * 20 + 10 = 250.37 \text{ kN/m}^2$$

La tensión vertical total en el muro del estrato es:

$$\sigma_v = 17 * 1.61 + 0.5 * 18 + 0.5 * 15 + 19 * 3 + 19.5 * 1 + 6 * 20 + 19 * 1.16 + 10 = 272.41 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el techo del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1 + 6) = 100 \text{ kN/m}^2$$

La presión intersticial en el muro del estrato será:

$$u = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1 + 6 + 1.16) = 111.6 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 250.37 - 100 = 150.37 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = 272.41 - 111.6 = 160.81 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes activos desde donde comienza el nivel freático hasta el muro del estrato será, respectivamente:

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 150.37 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 50.12 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea' = \sigma_v' * k_a - 2 * c' * \sqrt{k_a} = 160.81 * 0.333 - 2 * 0 * \sqrt{0.333} = 53.60 \text{ kN/m}^2$$

(NOTA: del lado de la seguridad, como ya se ha dicho anteriormente, se ha calculado la distribución de empujes hasta el punto O. Ver figura 1)

II.1.2 Intradós. Empujes pasivos.

El empuje pasivo en el intradós viene dado por:

$$Ep' = \sigma_v' * k_p + 2 * c' * \sqrt{k_p}$$

Siendo σ_v' la tensión efectiva vertical, k_p el coeficiente de empuje pasivo y c' la cohesión efectiva.

A los empujes pasivos se les aplicará un coeficiente de minoración de 0.6 según el CTE.

El empuje pasivo comienza en el plano de apoyo de la cimentación, que se encuentra a 0.5 metros por debajo del techo del estrato de arenas limosas y limos arenosos.

II.1.2.1 Estrato 5: Arenas limosas y limos arenosos ($6.61 < z < 12.61$) $\phi = 33^\circ$

El coeficiente de seguridad de 0.6 se le aplica ahora al coeficiente de empuje pasivo:

$$k_p = \frac{1 + \text{seno}(\phi)}{1 - \text{seno}(\phi)} = \frac{1 + \text{seno}(33)}{1 - \text{seno}(33)} * 0.6 = 2.035$$

La tensión vertical total en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} * z = 20 * 0 = 0$$

La tensión vertical total en el muro del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} * z = 20 * (6 - 0.5) = 110 \text{ kN/m}^2$$

Puesto que existe diferencia de potencial entre el intradós y el trasdós, debido a la diferencia de nivel freático, habrá un flujo ascendente de agua en la excavación, que será muy pequeño, pues el estrato de tonos ocre con algo de gravas es muy impermeable como anteriormente se ha comentado. La presión intersticial se tendrá que calcular teniendo en cuenta que existe flujo, y no con $\gamma_w * z$. A continuación, en la figura 2, se representan los puntos para los cuales se referencia el cálculo.

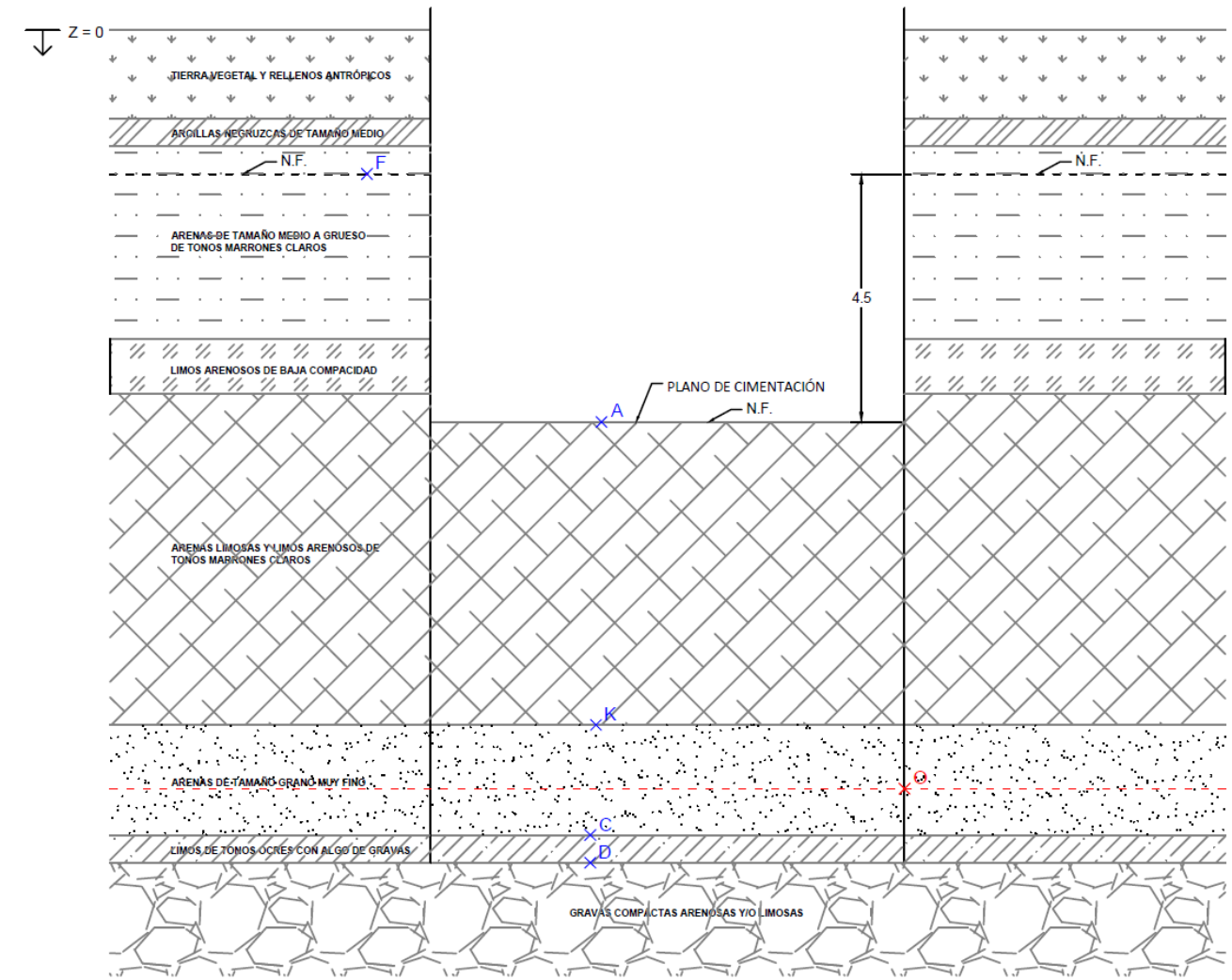


Figura 2: Puntos representativos

El potencial en A es:

$$h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} - z_A = \frac{0}{10} - 7.11 = -7.11 \text{ m}$$

El potencial en B, que al encontrarse en la misma línea equipotencial, es el mismo que el del punto D:

$$h_B = h_D = \frac{u_B}{\gamma_w} - z_B = \frac{125}{10} - 15.11 = -2.61 \text{ m}$$

Se verifica así que existe flujo vertical ascendente, puesto que:

$$h_D = -2.61 \text{ m} > h_A = -7.11 \text{ m}$$

La permeabilidad equivalente entre los puntos A y D viene dada por:

$$k_{eq} = \frac{\sum e}{\sum \frac{e}{k}} = \frac{5.5 + 2 + 0.5}{\frac{5.5}{2 * 10^{-6}} + \frac{2}{1 * 10^{-6}} + \frac{0.5}{1 * 10^{-7}}} = 8.2 * 10^{-7} m/s$$

El gradiente total entre A y D viene dado por el cociente de la pérdida de carga entre la longitud total recorrida.

$$i_{D-A} = \frac{\Delta h}{L} = \frac{-2.61 - (-7.11)}{8} = 0.5625$$

Igualando:

$$k_{eq} * i_{D-A} = k_{arenas\ limosas} * i_{arenas\ limosas} = k_{arenas\ finas} * i_{arenas\ finas} = k_{limos} * i_{limos}$$

Con esto, se pueden obtener los valores de los gradientes en cada estrato:

$$i_{arenas\ limosas} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{arenas\ limosas}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{2 * 10^{-6}} = 0.23$$

$$i_{arenas\ finas} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{arenas\ finas}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{1 * 10^{-6}} = 0.461$$

$$i_{limos} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{limos}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{1 * 10^{-7}} = 4.61$$

Ya con los valores obtenidos, se obtiene el potencial del punto K.

$$h_K = h_D - i_{limos} * e_{limos} - i_{arenas\ finas} * e_{arenas\ finas}$$

Siendo e el espesor de cada estrato.

Sustituyendo:

$$h_K = -2.61 - 4.61 * 0.5 - 0.461 * 2 = -5.837 m$$

Con el potencial en el punto K, se obtiene la presión intersticial en K de la siguiente manera:

$$h_K = \frac{u_K}{\gamma_w} - z_K \rightarrow u_K = (h_K + z_K) * \gamma_w = (-5.837 + 12.61) * 10 = 67.73 kN/m^2$$

La presión intersticial en el techo del estrato es nula.

La presión intersticial en el muro del estrato, como se acaba de razonar anteriormente:

$$u_K = 67.73 kN/m^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 0 - 0 = 0$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 110 - 67.73 = 42.27 kN/m^2$$

Finalmente, la distribución de empujes pasivos desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el muro del estrato será, respectivamente:

$$Ep' = \sigma'_v * k_p + 2 * c' * \sqrt{k_p} = 0 * 2.035 + 2 * 0 * \sqrt{2.035} = 0$$

$$Ep' = \sigma'_v * k_p + 2 * c' * \sqrt{k_p} = 42.27 * 2.035 + 2 * 0 * \sqrt{2.035} = 86.03 kN/m^2$$

II.1.2.2 Estrato 6: Arenas muy finas (12.61<z<13.77) $\phi = 30^\circ$

El coeficiente de empuje pasivo es el siguiente:

$$k_p = \frac{1 + \text{seno}(\phi)}{1 - \text{seno}(\phi)} = \frac{1 + \text{seno}(30)}{1 - \text{seno}(30)} * 0.6 = 1.8$$

La tensión vertical total en el techo del estrato es:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} * z = 20 * (6 - 0.5) = 110 kN/m^2$$

La tensión vertical total en el punto O hasta donde es:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} * z = 20 * (6 - 0.5) + 1.16 * 19 = 132.04 kN/m^2$$

De la misma manera que se ha razonado para sacar la presión intersticial en el punto K, se obtiene la presión intersticial del punto O. Primero obtenemos el potencial en el punto O.

$$h_O = h_D - i_{limos} * e_{limos} - i_{arenas\ finas} * e_{arenas\ finas}$$

Sustituyendo:

$$h_O = -2.61 - 4.61 * 0.5 - 0.461 * (2 - 1.16) = -5.422 m$$

Con el potencial en el punto O, se obtiene la presión intersticial en O de la siguiente manera:

$$h_O = \frac{u_O}{\gamma_w} - z_O \rightarrow u_O = (h_O + z_O) * \gamma_w = (-5.422 + 13.77) * 10 = 84.7 kN/m^2$$

La presión intersticial en el techo del estrato será:

$$u_K = 67.73 kN/m^2$$

La presión intersticial en el muro del estrato será:

$$u_o = 84.7 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el techo del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 110 - 67.73 = 42.27 \text{ kN/m}^2$$

Entonces, la tensión efectiva en el muro del estrato será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 132.04 - 84.7 = 47.34 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, la distribución de empujes pasivos desde el techo del estrato hasta el punto O será, respectivamente:

$$Ep' = \sigma'_v * k_p + 2 * c' * \sqrt{k_p} = 42.27 * 1.8 + 2 * 0 * \sqrt{1.8} = 76.086 \text{ kN/m}^2$$

$$Ep' = \sigma'_v * k_p + 2 * c' * \sqrt{k_p} = 47.34 * 1.8 + 2 * 0 * \sqrt{1.8} = 85.212 \text{ kN/m}^2$$

II.1.3 Empujes del agua

II.1.3.1 Trasdós

Desde el nivel freático hasta el punto O de la figura 2 la distribución de empujes del agua es la siguiente:

La presión intersticial en el punto F de la figura tal, es nulo.

La presión intersticial a la altura del punto O es:

$$u_o = \gamma_w * z = 10 * (3 + 1 + 6 + 1.16) = 111.6 \text{ kN/m}^2$$

II.1.3.2 Intradós

Desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el punto O, la distribución de empujes del agua es la siguiente:

La presión intersticial en el punto A es nula.

La presión intersticial a la altura del punto O es:

$$u_o = 84.7 \text{ kN/m}^2$$

A continuación se representa en la figura 3 la distribución de empujes activos y pasivos ejercidos sobre las tablestacas, así como también la distribución del empuje del agua.

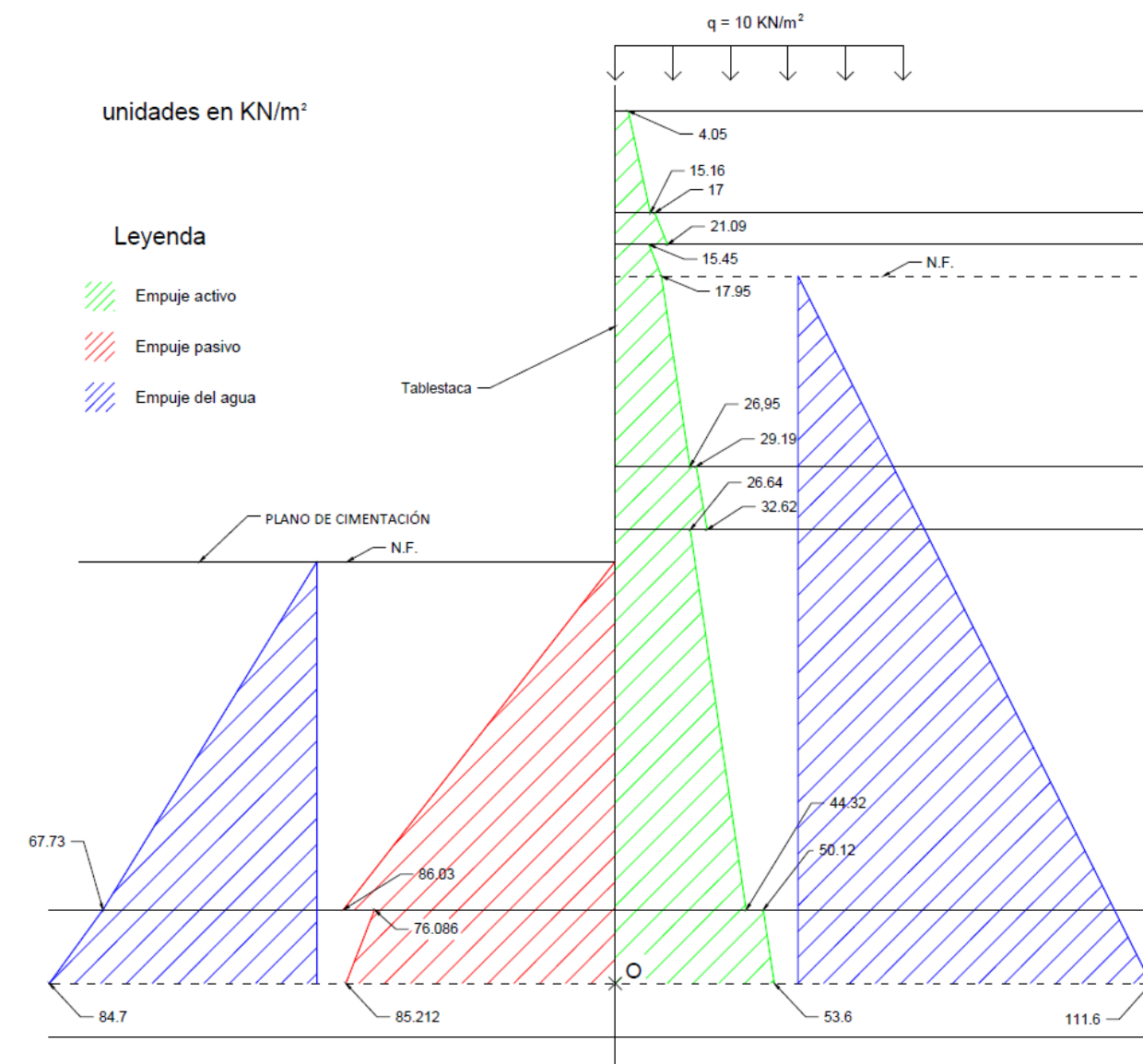


Figura 3: Distribución de empujes

II.1.4 Resultantes de empujes

II.1.4.1 Empuje activo

A continuación se calculan las resultantes de la distribución de empujes activa, con sus distancias respecto al punto O.

$$Ea'_1 = 1.61 * 4.05 = 6.53 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_2 = \frac{1}{2} * 1.61 * (15.16 - 4.05) = 8.94 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_3 = 0.5 * 17 = 8.5 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_4 = \frac{1}{2} * 0.5 * (21.09 - 17) = 1.02 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_5 = 0.5 * 15.45 = 6.06 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_6 = \frac{1}{2} * 0.5 * (17.95 - 15.45) = 0.625 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_7 = 3 * 17.95 = 53.87 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_8 = \frac{1}{2} * 3 * (26.95 - 17.95) = 13.5 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_9 = 1 * 29.19 = 29.19 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_{10} = \frac{1}{2} * 1 * (32.62 - 29.19) = 1.714 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_{11} = 6 * 26.64 = 159.84 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_{12} = \frac{1}{2} * 6 * (44.32 - 26.64) = 53.06 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_{13} = 1.16 * 50.16 = 58.14 \text{ kN/m}$$

$$Ea'_{14} = \frac{1}{2} * 1.16 * (53.6 - 50.16) = 2.01 \text{ kN/m}$$

Y sus distancias respecto al punto O:

$$d_{Ea'_1} = 12.96 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_2} = 12.69 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_3} = 11.91 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_4} = 11.82 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_5} = 11.41 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_6} = 11.32 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_7} = 9.66 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_8} = 9.16 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_9} = 7.66 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_{10}} = 7.49 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_{11}} = 4.16 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_{12}} = 3.16 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_{13}} = 0.58 \text{ m}$$

$$d_{Ea'_{14}} = 0.38 \text{ m}$$

II.1.4.2 Empuje pasivo

A continuación se calculan las resultantes de la distribución de empujes pasiva, con sus distancias respecto al punto O.

$$Ep'_1 = \frac{1}{2} * 5.5 * 86.03 = 236.58 \text{ kN/m}$$

$$Ep'_2 = 1.16 * 76.086 = 88.25 \text{ kN/m}$$

$$Ep'_3 = \frac{1}{2} * 1.16 * (85.212 - 76.086) = 5.29 \text{ kN/m}$$

Y sus distancias respecto al punto O:

$$d_{Ep'_1} = 2.99 \text{ m}$$

$$d_{Ep'_2} = 0.58 \text{ m}$$

$$d_{Ep'_3} = 0.386 \text{ m}$$

II.1.4.3 Empuje del agua

A continuación se calculan las resultantes de la distribución de empujes del agua, con sus distancias respecto al punto O.

$$U_1 = \frac{1}{2} * 11.16 * 111.6 = 622.728 \text{ kN/m}$$

$$U_2 = \frac{1}{2} * 5.5 * 67.73 = 186.25 \text{ kN/m}$$

$$U_3 = 1.16 * 67.73 = 78.56 \text{ kN/m}$$

$$U_4 = \frac{1}{2} * 1.16 * (84.7 - 67.73) = 9.84 \text{ kN/m}$$

Las distancias respecto al punto O:

$$d_{U_1} = 3.72 \text{ m}$$

$$d_{U_2} = 2.99 \text{ m}$$

$$d_{U_3} = 0.58 \text{ m}$$

$$d_{U_4} = 0.386 \text{ m}$$

Finalmente, en la figura 4, se representan las resultantes de las distribuciones de empujes calculadas:

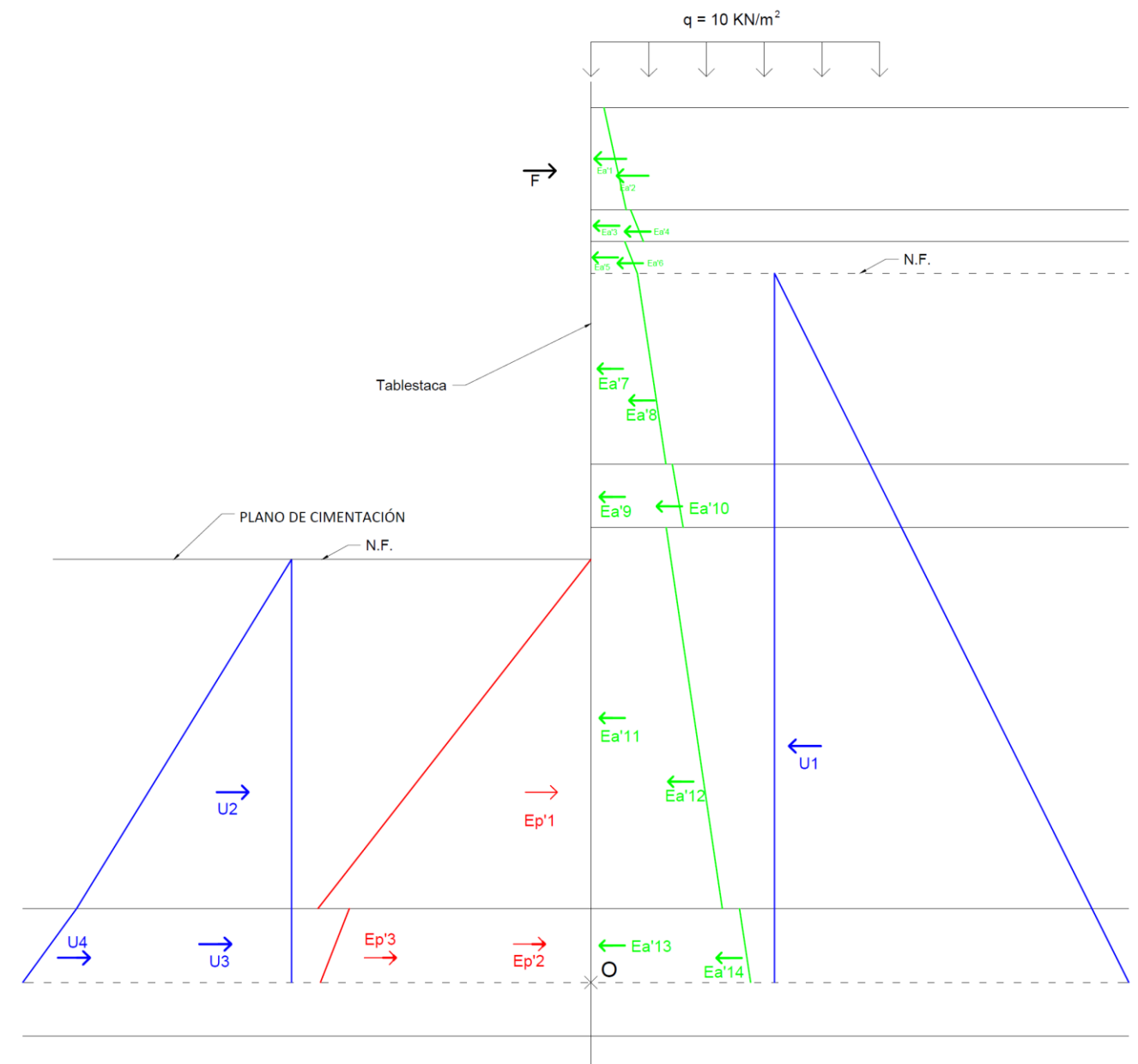


Figura 4

II.1.5 Adopción del perfil de tablestaca

Para estimar el perfil de las tablestacas metálicas, primero se debe calcular el momento máximo que actúa sobre estas, y seguidamente, obtener el módulo de sección requerido por el perfil metálico. El máximo momento se obtiene a una profundidad z_s donde se anula el cortante, por debajo del plano de apoyo de cimentación. El punto donde se anula el cortante se obtiene igualando el empuje pasivo y el empuje activo, llegando a la expresión:

$$z_s = \frac{H}{K_p - 1} = 3.55$$

El momento máximo viene determinado por la siguiente expresión, habiéndose tomado equilibrio de momentos respecto al punto O.

$$M_{max} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * (H + z_s)^2 * \frac{1}{3} * (H + z_s) - \frac{1}{2} * K_p * \gamma * z_s^2 * \frac{1}{3} * z_s$$

Donde H es la altura de excavación, K_a el coeficiente de empuje activo y K_p el coeficiente de empuje pasivo.

Sustituyendo datos equivalentes de los coeficientes de empuje que se corresponden con un terreno homogeneizado, se obtiene el momento máximo aproximado por metro de achura de excavación:

$$M_{max} = 900 \text{ kN} * \text{m}/\text{m}$$

La tensión admisible máxima σ_{adm} viene determinada por el límite elástico, que en este caso se trata de una tablestaca de acero S355. Adoptando un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,15$, la tensión admisible máxima es:

$$\sigma_{adm} = \frac{3550}{1,15} \text{ kg}/\text{cm}^2 = 3087 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

El módulo de sección requerido por las tablestacas es el siguiente:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{9000000 \text{ kg} * \text{cm}}{\frac{3550}{1,15} \text{ kg}/\text{cm}^2} = 2916 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Observando en catálogo de tablestacas ECS STEEL o similar, la tablestaca que cumple con el módulo de sección requerido trata de un perfil ESC-EU32 como el representado en la figura siguiente:

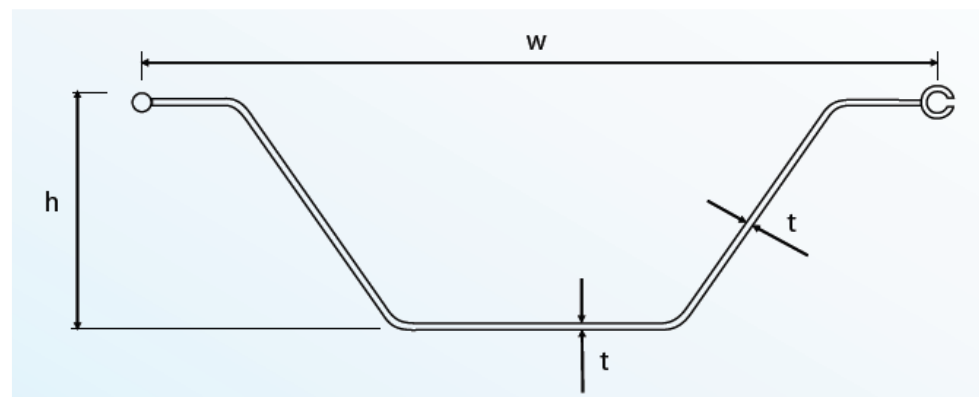


Figura 5: Sección tablestaca

Las dimensiones y características del perfil son las siguientes:

$$w \text{ (ancho)} = 1380 \text{ mm}$$

$$h \text{ (alto)} = 615 \text{ mm}$$

$$t \text{ (grosor)} = 11,75 \text{ mm}$$

$$A \text{ (Área de sección)} = 188.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S \text{ (Módulo de sección)} = 3200 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$I \text{ (Momento de inercia)} = 96160 \text{ cm}^4/\text{m}$$

II.1.6 Fuerza requerida por el puntal

A continuación se realiza un equilibrio de momentos respecto al punto O, de tal manera que la fuerza F , situada a una distancia aproximada de 1 metro por debajo de la superficie del terreno, equilibre el sistema de fuerzas. Por lo tanto, se despeja la incógnita F , que es la fuerza necesaria que debe ejercer el puntal o puntales a colocar.

$$F = \frac{\Sigma(Ea' * d_{Ea'}) + \Sigma(U_{trasdós} * d_{U_{trasdós}}) - \Sigma(Ep' * d_{Ep'}) - \Sigma(U_{intradós} * d_{U_{intradós}})}{d_F}$$

Sustituyendo, y siendo la distancia de la fuerza F al punto O aproximadamente $d_F \approx 12.6 \text{ m}$, es decir, que los puntales se coloquen a una distancia aproximada de 1,1 metros por debajo de la superficie del terreno.

$$F = \frac{2154,55 + 2316,54 - 761,41 - 606,9}{12,6} = 245 \text{ kN/m}$$

Se requieren de puntales capaces de soportar una fuerza distribuida a lo largo del recinto de tablestacas de $F = 245 \text{ kN/m}$, colocados a una altura del plano de apoyo de la cimentación de 6,1 metros.

El recinto de excavación está ampliado 1 metro aproximadamente por los cuatro costados respecto a las dimensiones de la zapata, de tal manera que así se consiga un área de trabajo suficiente de 11,3x9,6 metros cuadrados. El recinto de excavación se arriostra con perfilera metálica y por ello la excavación se debe realizar en más de una fase.

II.2 Seguridad frente a sifonamiento

A continuación se verifica la seguridad frente a sifonamiento de la excavación. Se debe de comprobar que el estrato superior sobre el que va a apoyar la cimentación no sifona, y por lo tanto si este no lo hace, ningún estrato inferior lo hará.

Según la figura 2 y de los cálculos anteriormente realizados se demuestra que existe flujo:

El potencial en A es:

$$h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} - z_A = \frac{0}{10} - 7.11 = -7.11 \text{ m}$$

El potencial en B, que al encontrarse en la misma línea equipotencial, es el mismo que el del punto D:

$$h_B = h_D = \frac{u_B}{\gamma_w} - z_B = \frac{125}{10} - 15.11 = -2.61 \text{ m}$$

Se verifica así que existe flujo vertical ascendente, puesto que:

$$h_D = -2.61 \text{ m} > h_A = -7.11 \text{ m}$$

La permeabilidad equivalente entre los puntos A y D viene dada por:

$$k_{eq} = \frac{\sum e}{\sum \frac{e}{k}} = \frac{5.5 + 2 + 0.5}{\frac{5.5}{2 * 10^{-6}} + \frac{2}{1 * 10^{-6}} + \frac{0.5}{1 * 10^{-7}}} = 8.2 * 10^{-7} \text{ m/s}$$

El gradiente total entre A y D viene dado por el cociente de la pérdida de carga entre la longitud total recorrida.

$$i_{D-A} = \frac{\Delta h}{L} = \frac{-2.61 - (-7.11)}{8} = 0.5625$$

Igualando:

$k_{eq} * i_{D-A} = k_{arenas \text{ limosas}} * i_{arenas \text{ limosas}} = k_{arenas \text{ finas}} * i_{arenas \text{ finas}} = k_{limos} * i_{limos}$
Con esto, se pueden obtener los valores de los gradientes en cada estrato:

$$i_{arenas \text{ limosas}} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{arenas \text{ limosas}}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{2 * 10^{-6}} = 0.23$$

$$i_{arenas \text{ finas}} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{arenas \text{ finas}}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{1 * 10^{-6}} = 0.461$$

$$i_{limos} = \frac{k_{eq} * i_{D-A}}{k_{limos}} = \frac{8.2 * 10^{-7} * 0.5625}{1 * 10^{-7}} = 4.61$$

Ya con los valores obtenidos, se obtiene el potencial del punto K.

$$h_K = h_D - i_{limos} * e_{limos} - i_{arenas \text{ finas}} * e_{arenas \text{ finas}}$$

Siendo e el espesor de cada estrato, se sustituye:

$$h_K = -2.61 - 4.61 * 0.5 - 0.461 * 2 = -5.837 \text{ m}$$

Con el potencial en el punto K, se obtiene la presión intersticial en K de la siguiente manera:

$$h_K = \frac{u_K}{\gamma_w} - z_K \rightarrow u_K = (h_K + z_K) * \gamma_w = (-5.837 + 12.61) * 10 = 67.73 \text{ kN/m}^2$$

Para que se produzca sifonamiento las tensiones efectivas en la base del estrato se debe de anular, es decir $\sigma'_v = 0 \rightarrow \sigma_v \leq u$ lo que equivale a que las presiones totales en la base del estrato sean iguales o menores que las presiones intersticiales. Por lo tanto, se va a calcular la altura de excavación para la cual se comienza a producir el sifonamiento.

La tensión total en la base del estrato de arenas limosas en función de la altura de excavación H es:

$$\sigma_k = \gamma_{sat} * (12.61 - H) = 20 * (12.61 - H) = 252.2 - 20H \text{ kN/m}^2$$

Mientras que la presión intersticial es

$$u_K = 67.73 \text{ kN/m}^2$$

Igualando y despejando la altura de excavación H

$$252.2 - 20H = 67.73 \rightarrow H = \frac{252.2 - 67.73}{20} = 9.22 \text{ metros}$$

Comenzaría a producirse sifonamiento con una altura de excavación H=9.22 metros. Puesto que se tiene una altura de excavación de H=7.11 metros, no se produce el sifonamiento.

El coeficiente de seguridad frente a sifonamiento F viene dado por la siguiente expresión:

$$F = \frac{i_{crit}}{i_{real}}$$

Donde:

$$i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{20 - 10}{10} = 1$$

Y el gradiente real en el estrato de arenas limosas es:

$$i_{real} = 0.23$$

Por lo tanto, el coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{1}{0.23} = 4.34$$

El coeficiente de seguridad frente al sifonamiento es de 4.34.

II.3 Seguridad frente a levantamiento de fondo o “taponazo”

Para que se produzca levantamiento de fondo o “taponazo” en el estrato de limos de tonos ocres que es muy impermeable, las tensiones efectivas se deben de anular en la base de este estrato. Por lo tanto se calcula las tensiones totales y las presiones intersticiales en la base de dicho estrato en la zona de la excavación. Siguiendo los puntos de la figura 2:

$$\sigma_D = 5,5 * 20 + 2 * 19 + 0.5 * 20 = 158 \text{ kN/m}^2$$

$$u_D = 125 \text{ kN/m}^2$$

Como $\sigma_D = 158 \text{ kN/m}^2 > u_D = 125 \text{ kN/m}^2$ no se produce levantamiento de fondo o “taponazo”.

III. Comprobaciones de la cimentación

La resolución de los siguientes apartados está basado en la GCOC (Guía de cimentaciones de obras de carretera. 2009).

Se ha optado por la construcción de una cimentación para la pasarela que está reflejada en las figuras siguientes, con esas mismas dimensiones y con un pilar y un estribo que reciben a la pasarela metálica, unidos por una gran zapata. La pasarela apoya en el pilar transmitiendo un gran axil de compresión y en cambio, el estribo se encuentra traccionado. Por ello ha sido necesaria la colocación de dos tirantes de acero Y-1050 H anclados a la zapata que recorren todo el alzado del muro del estribo hasta llegar a la viga armada de la pasarela que actúa como diafragma. Este tipo de cimentación surge debido a la necesidad de realizar un empotramiento a ambos lados de la pasarela, ya que de no realizarlo, el momento en el centro del vano causa el colapsaría la estructura.

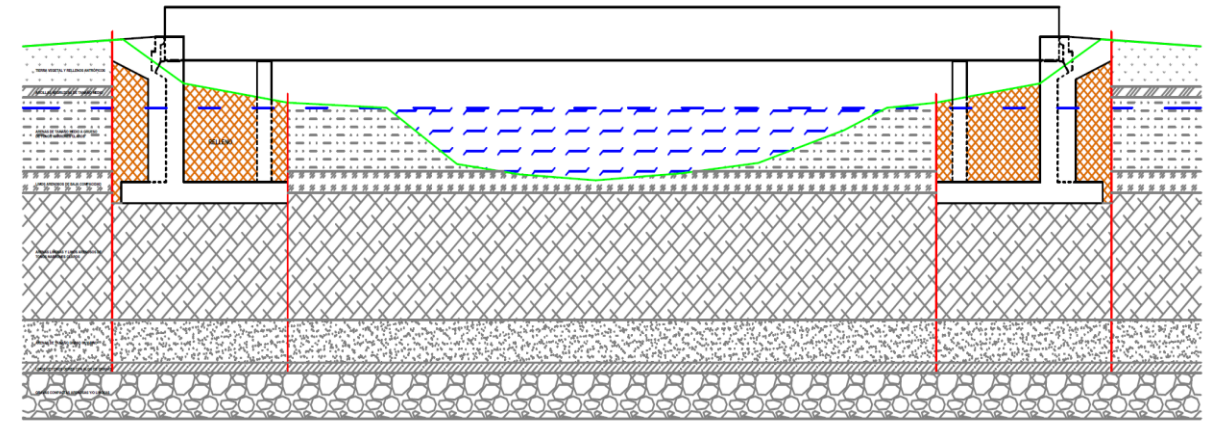


Figura 7: Alzado pasarela

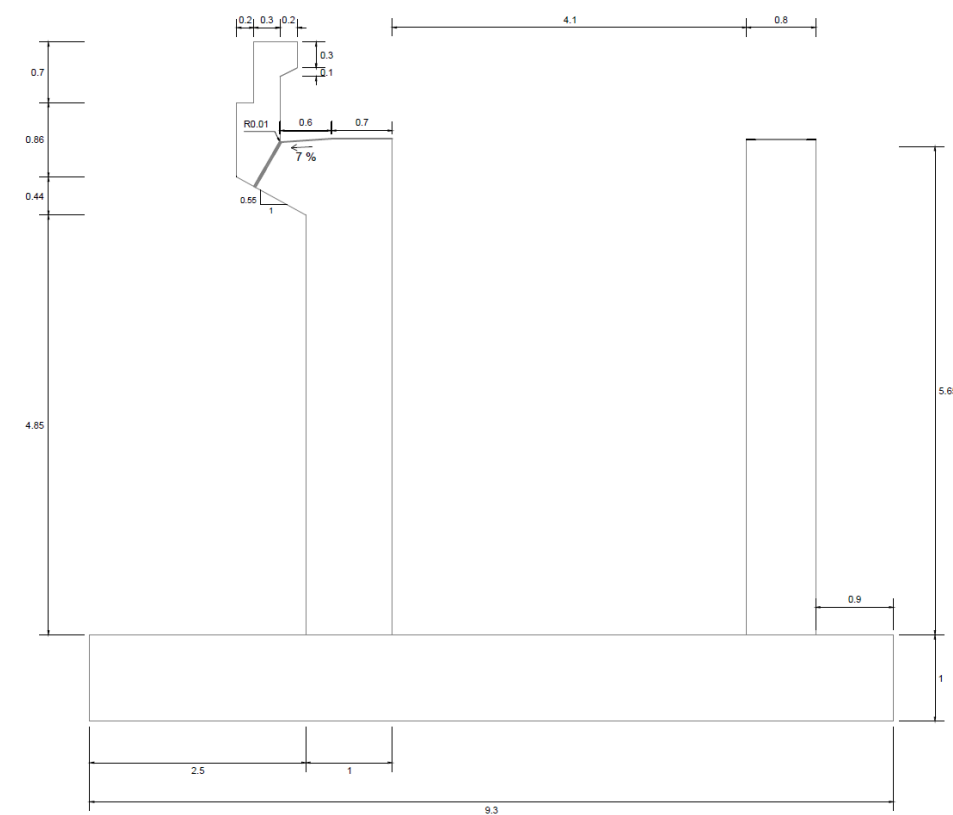


Figura 8: Alzado estribo

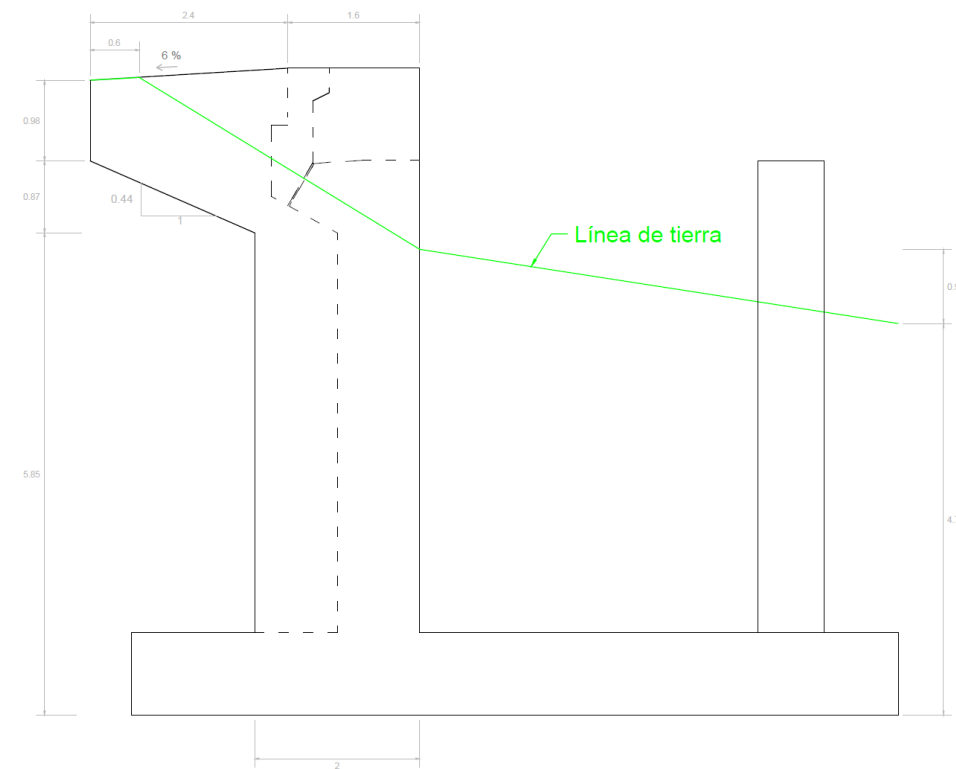


Figura 9: Alzado estribo con aletas

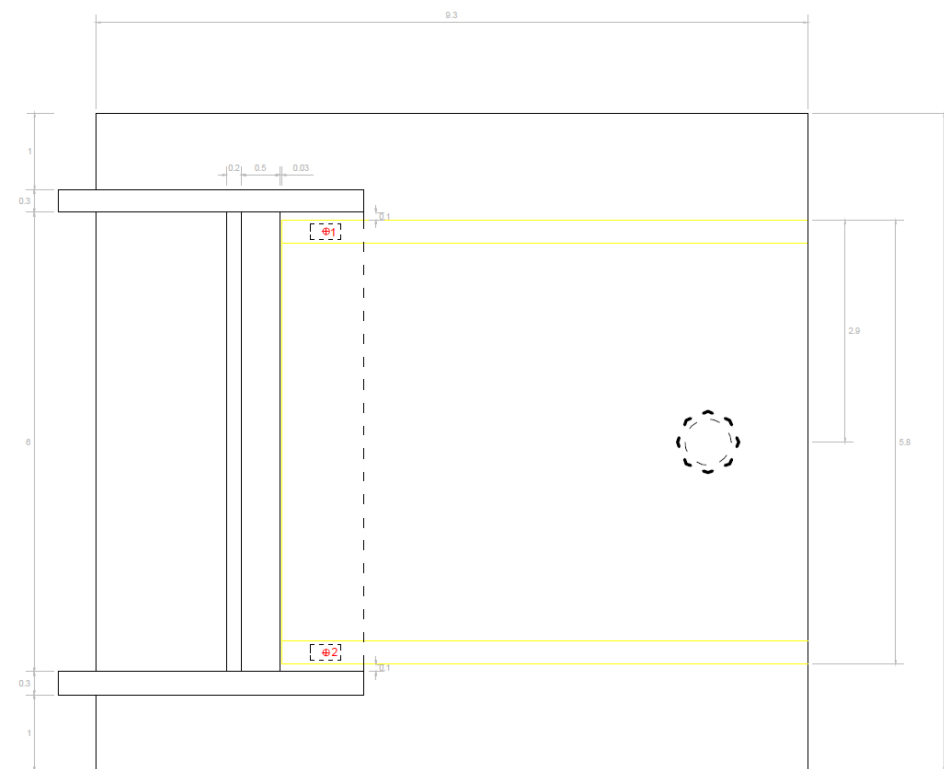


Figura 10: Planta estribo

Ver “Plano nº 6: Subestructuras: Definición geométrica” para observar las dimensiones de la cimentación.

III. Comprobaciones de la cimentación

III.1 Cargas verticales actuantes sobre la cimentación

La cimentación está sometida a unas cargas verticales que le transmiten tanto la pasarela como las tierras de relleno. Los ejes adoptados para la cimentación son los siguientes:

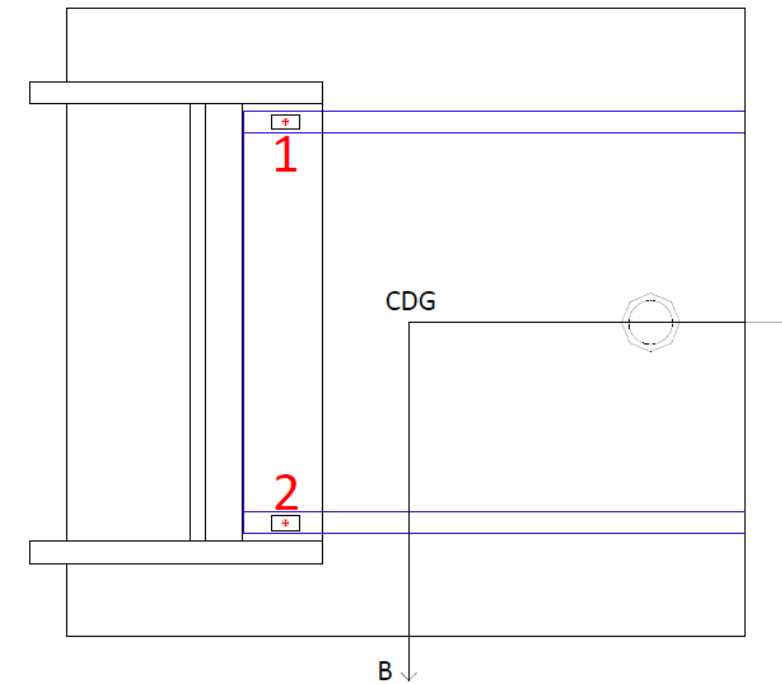


Figura 11: Representación de ejes

A continuación se descomponen las fuerzas:

III.1.1 Peso propio de la cimentación

Se adopta un peso específico del hormigón armado de $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Las tablas adjuntadas están extraídas de una hoja de cálculo Excel.

III.1.1.1 Zapata

La zapata tiene dimensiones de $8.6 \times 9.3 \text{ m}^2$, como se puede observar en la figura 10 (“Plano nº 6: Subestructuras: Definición geométrica”), con un canto de 1 metro. Siendo de hormigón armado, el peso de la zapata es el siguiente:

$$\text{Peso zapata} = 8.6 * 9.3 * 1 * 25 = 1999,5 \text{ kN}$$

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

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

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

III.1.1.2 Pilar

Las medidas de la pila se especifican en la figura 8 (Ver “Plano nº 6: Subestructuras: Definición geométrica”). El axil transmitido por el puente es de 4000 kN, que junto al peso propio del pilar conforman una fuerza total transmitida de 4071 kN, y su distancia al CDG del plano de apoyo es de 3.35 metros.

$$\text{Fuerza pila} = \pi * 0.4^2 * 5.65 * 25 + 4000 = 4071 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = 3.35 \text{ m}$$

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

III.1.1.3 Estribo

Las medidas del conjunto del estribo incluyendo las aletas en voladizo se especifican en las figuras 8 y 9 (Ver “Plano nº 6: Subestructuras: Definición geométrica”). Multiplicando el volumen total del estribo por el peso específico del hormigón armado, el peso total del estribo es de 1160 kN, con una distancia al CDG de -1.75 m.

$$\text{Peso estribo} = 1160 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = -1.75 \text{ m}$$

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

El estribo está sometido a dos esfuerzos de tracción distintas en sus dos puntos de conexión a través de los tirantes, como anteriormente se ha explicado. En el tirante próximo a la aleta derecha (punto 1), existe una fuerza vertical de 1220 kN, mientras que en la opuesta (punto 2), punto de alojamiento del segundo tirante, hay otra menor de 620 kN. Ambas fuerzas están aplicadas a 1.65 metros del CDG en el eje L, y a 2.75 metros del CDG en el eje B.

$$\text{Fuerza punto 1} = 1220 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza punto 2} = 620 \text{ kN}$$

Distancias la fuerza aplicada en el punto 1:

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = -1.65 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje B} = -2.75 \text{ m}$$

Distancias la fuerza aplicada en el punto 2:

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = -1.65 \text{ m}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje B} = 2.75 \text{ m}$$

La posición de los tirantes está representado en el “Plano N° 9: Subestructura: Localización del anclaje en el estribo”

III.1.2 Peso de las tierras de relleno

Se ha adoptado un peso específico $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$ en las tierras de relleno con el fin de aproximar lo máximo posible los empujes del terreno al de los estratos.

III.1.2.1 Peso de las tierras contenidas en el estribo

Para el cálculo de la fuerza transmitida por las tierras contenidas en el estribo se ha considerado tanto el peso propio como la sobrecarga de 10 kN/m^2 en superficie. La fuerza transmitida total es de 2077 kN, con una distancia al centro de gravedad en el eje L de 3.8 metros.

$$\text{Peso tierras 1} = ((6.75 * 2.5 * 6.06) - (0.3 * 0.508 * 6.06)) * 25 + (6.06 * 2.5 * 10) = 2077 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = -3.8 \text{ m}$$

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

III.1.2.2 Peso de las tierras a ambos lados del estribo

La resultante del peso de las tierras a ambos lados del estribo es de 469 kN con una distancia al centro de gravedad de 3.4 metros.

$$\text{Peso tierras 2} = ((4.65 * 3.5 * 1.3) + (0.5 * 2 * 3.5)) * 25 = 469 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia CDG en Eje L} = -3.4 \text{ m}$$

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

III.1.2.3 Peso de las tierras restantes (intradós del estribo)

El peso de las tierras restantes (en el intradós del estribo) es de 3825.18 kN con una distancia al CDG en el eje L de 1.6 metros.

$$\begin{aligned} \text{Peso tierras 3} &= 1.15 * 0.5 * 5.8 * 8.6 * 19 + 3.5 * 8.6 * 5.8 * 19 - \pi * 0.4 * 0.4 * 3.85 * 19 \\ &= 3825.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Distancia CDG en Eje L = 1.6 m

Distancia CDG en Eje B = 0

III.2 Cargas horizontales actuantes sobre la cimentación

III.2.1 Empujes sobre el trasdós del estribo y pilar

La fuerza resultante de la distribución de empujes activos, del apartado II.1.4.1, sobre el trasdós del estribo y el pilar es de 1303 kN aplicada a una distancia de 2.923 metros del plano de apoyo.

$$\text{Resultante activos} = \sum_{i=1}^n Ea_i = 1303 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia al plano de apoyo} = \frac{\sum_{i=1}^n Ea'_i * d_{Ea'_i}}{\sum_{i=1}^n Ea'_i} = 2,92 \text{ m}$$

III.2.2 Empujes al reposo del estribo y pilar

Puesto que, como más adelante, en el apartado de comprobación de la cimentación frente a deslizamiento, se demuestra que los empujes pasivos no se movilizan, se tomará como resistencia al empuje activo ofrecido por las tierras del apartado anterior el empuje al reposo en el intradós del estribo y el pilar.

De esta manera, la resultante de la distribución de empujes al reposo empuje al reposo es 802.81 kN aplicada a una distancia del plano de apoyo de 1.898 metros.

$$\text{Resultante reposo} = \sum_{i=1}^n Eo_i = 803 \text{ kN}$$

$$\text{Distancia al plano de apoyo} = \frac{\sum_{i=1}^n Eo_i * d_{Eoi}}{\sum_{i=1}^n Eo_i} = 1,9 \text{ m}$$

Se adjunta ahora la figura representativa del empuje activo y al reposo considerado:

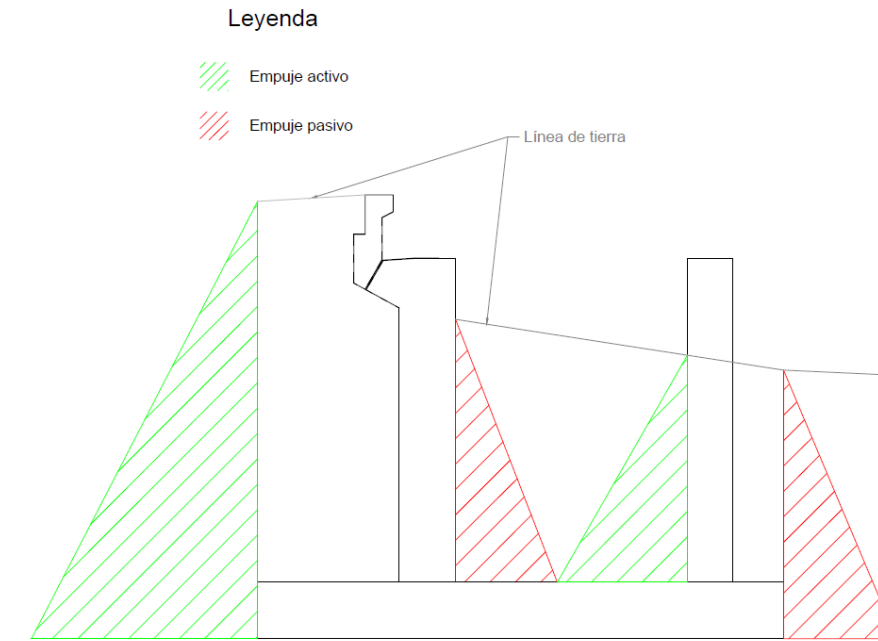


Figura 12: Empujes activos y al reposo

III.3 Área eficaz de la cimentación

El área eficaz de la cimentación viene dada por la expresión

$$A' = B' * L'$$

Donde

$$B' = B - 2 * e_B$$

$$L' = L - 2 * e_L$$

L representa el lado largo de la zapata y B el lado corto. En este caso $B = 8.6 \text{ m}$ y $L = 9.3 \text{ m}$, mientras que e_B y e_L son las excentricidades de las fuerzas resultantes respecto el CDG del plano de apoyo de la zapata, y vienen determinadas por:

$$e_B = \frac{M_B}{Q'} \text{ y } e_L = \frac{M_L}{Q'}$$

Entonces,

$$M_B = 1220 * 2.75 - 620 * 2.75 = 1650 \text{ kN} * \text{m}$$

Y realizando la misma operación con todas las fuerzas de los apartados anteriores con sus distancias al CDG, se obtiene:

$$M_L = 13506.447 \text{ kN} * \text{m}$$

Q' es la carga vertical efectiva, hallada por la diferencia entre la carga vertical total $Q = 12226.9 \text{ kN}$ y la subpresión ejercida por el agua $F_w = 3600 \text{ kN}$

$$Q' = 12226.9 - 3600 = 8627.8 \text{ kN}$$

Sustituyendo en las expresiones de las excentricidades

$$e_B = \frac{M_B}{Q'} = \frac{1650}{8627.8} = 0.19 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{M_L}{Q'} = \frac{13506.447}{8627.8} = 1.55 \text{ m}$$

Entonces

$$B' = B - 2 * e_B = 8.6 - 2 * 0.19 = 8.22 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 * e_L = 9.3 - 2 * 1.61 = 6.17 \text{ m}$$

Como $B' > L'$, renombramos:

$$B' = 6.17 \text{ m}$$

$$L' = 8.22 \text{ m}$$

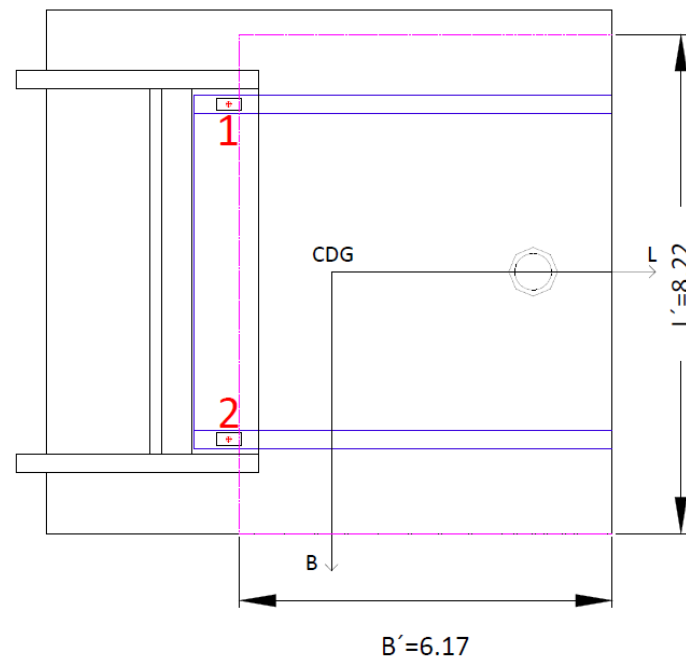


Figura 13: Área efectiva

Y el área efectiva

$$A' = B' * L' = 6.17 * 8.22 = 50.71 \text{ m}^2$$

Con las cargas ya descritas, se procede a realizar las comprobaciones geotécnicas de los Estados Límite Últimos, que son:

1. Estabilidad global
2. Hundimiento
3. Deslizamiento
4. Vuelco

III.4 Comprobación Estados Límite Últimos

III.4.1 Estabilidad global

Siguiendo las recomendaciones de la GCOC, 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 cuya pendiente medida en el entorno de la cimentación (entorno con amplitud del orden de 5 veces el ancho B, del cimiento) 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.

En este caso, la pendiente medida en el entorno de la cimentación con amplitud del orden de 5 veces el ancho B es del 0.1%, por lo tanto se entiende que es un llano. También se considera firme puesto que no presenta ningún tipo de inestabilidad previa, por lo tanto se puede omitir este estudio.

III.4.2 Hundimiento

El modo de fallo denominado «hundimiento» se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno.

Cálculo analítico de la carga de hundimiento:

Para la carga de hundimiento, la GCOC recomienda la expresión de Brinch-Hansen (1973), que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

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

Siendo:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento

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

c = Cohesión de cálculo

γ = Peso específico del terreno

B' = Anchura equivalente del cimiento

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga

d_q, i_q, s_q, t_q, r_q = Factores adimensionales para considerar diversos efectos

Aunque sea un suelo granular y se deba considerar los cálculos tanto a largo como a corto plazo, este último no se realiza puesto que es menos desfavorable. Por lo tanto el cálculo se realiza a largo plazo con los parámetros efectivos del suelo (ϕ' y c')

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

III.4.2.1 Factores de capacidad de carga N_q, N_c, N_γ

Los cálculos se han realizado para $\phi' = 33^\circ$

Según la GCOC, los factores de capacidad de carga vienen dados por las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{1 + \text{seno}(\phi')}{1 - \text{seno}(\phi')} * e^{\pi * tg(\phi')} = \frac{1 + \text{seno}(33)}{1 - \text{seno}(33)} * e^{\pi * tg(33)} = 26.09$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg(\phi)} = 38.63$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * tg(\phi) = 24.44$$

III.4.2.2 Factores de forma s_q, s_c, s_γ

Según la GCOC, los factores de forma vienen dados por:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{N_q}{N_c} = 1.5069$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 * \frac{B'}{L'} = 0.774$$

III.4.2.3 Factores de inclinación i_q, i_c, i_γ

Los factores de inclinación vienen dados por las siguientes expresiones:

$$i_q = (1 - 0.7 * tg(\delta_B))^3 * (1 - tg(\delta_L)) = 1$$

$$i_c = \frac{i_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1$$

$$i_\gamma = (1 - tg(\delta_B))^3 * (1 - tg(\delta_L)) = 1$$

Siendo δ_B y δ_L los ángulos de la inclinación de la carga respecto a la vertical. En este caso, puesto que no se tiene ningún ángulo de inclinación de las cargas, los factores de inclinación son iguales a la unidad.

III.4.2.4 Factores de profundidad d_q, d_c, d_γ

Al tratarse de cimentaciones superficiales, los valores de los factores de profundidad se pueden aproximar a la unidad.

$$d_q = d_c = d_\gamma = 1$$

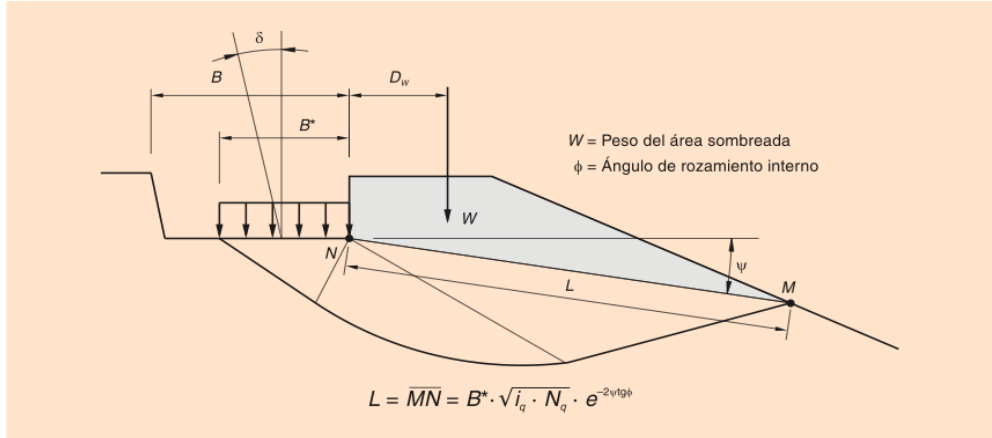
III.4.2.5 Factores de inclinación t_q, t_c, t_γ

Como este no es el caso de una cimentación próxima a un talud ni a media ladera, el ángulo Ψ de la figura 4.7 de la GCOC es nulo y por lo tanto, los factores t_q, t_c, t_γ valen lo siguiente:

$$t_q = (1 - 0.5 * tg(\Psi))^5 = 1$$

$$t_c = \frac{t_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1$$

$$t_\gamma = t_q = 1$$



NOTA: el ángulo ψ debe expresarse en radianes.

FIGURA 4.7. TERRENO CON PENDIENTE EN LA ZONA PASIVA

III.4.2.6 Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo r_q, r_c, r_γ

Puesto que no se dispone de inclinación en el plano de apoyo de la cimentación, dicho factores valen la unidad.

$$r_q = r_c = r_\gamma = 1$$

III.4.2.7 Cálculo de la carga de hundimiento

Considerando los valores de los parámetros anteriores y adoptando un valor de $\gamma= 20 \text{ kN/m}^3$ y $B' = 6.1 \text{ m}$ y sustituyendo en la expresión (1), la carga de hundimiento tiene un valor de:

$$p'_{vh1} = 4354 \text{ kN/m}^2$$

Puesto que el terreno esta estratificado, ahora se supondrá que el terreno apoya directamente en el estrato inferior de arenas de tamaño de grano muy fino, para obtener la carga de hundimiento de este terreno y compararla con el de las arenas limosas.

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, con la diferencia de tener un ángulo de rozamiento efectivo de $\phi' = 30$, puesto que los dos estratos tienen una cohesión efectiva nula, se obtiene la carga de hundimiento siguiente:

$$p'_{vh2} = 2905 \text{ kN/m}^2$$

Como el estrato superior es más resistente frente a hundimiento que el estrato inferior, según la figura 6 siguiente, la carga de hundimiento vendrá dada por alguna de las expresiones de dicha figura.

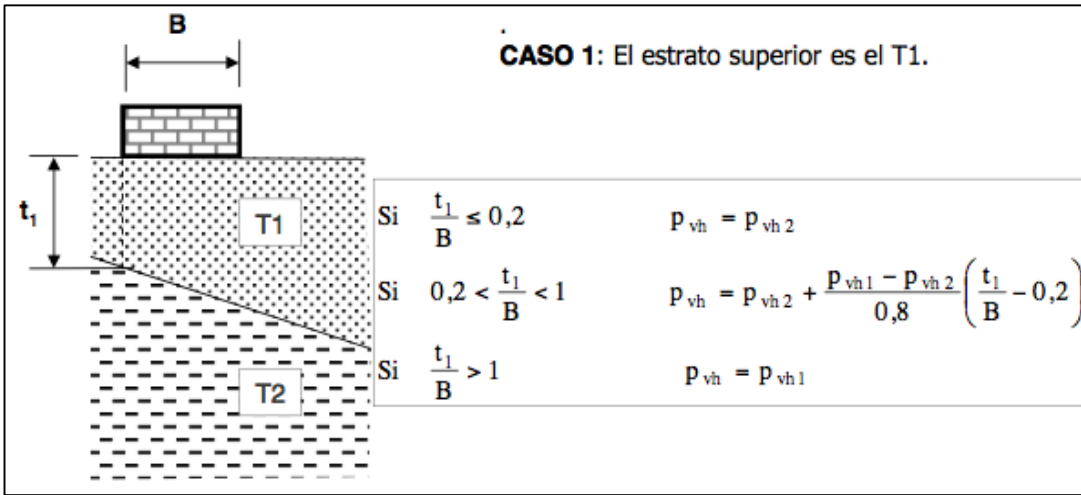


Figura 14: Terreno estratificado

T_1 , que es la distancia desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el siguiente estrato es igual a $t_1 = 5.5 \text{ metros}$ y $B = 9.3 \text{ metros}$, entonces $\frac{t_1}{B} = \frac{5.5}{9.3} = 0.5910591$, por lo tanto se tomará la segunda expresión de la figura para el cálculo de la carga de hundimiento. Así pues, sustituyendo, se queda una carga de hundimiento final de:

$$p'_{vh} = 3613.91 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, como la carga transmitida q_t es, según el epígrafe 4.3.6 de la GCOC:

$$q_t = \frac{Q'}{A'} = \frac{8627.8 \text{ kN}}{50.71 \text{ m}^2} = 170.2 \text{ kN/m}^2$$

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento, según la GCOC será:

$$F_h = \frac{p'_{vh}}{q_t} = \frac{3613.91}{170.2} = 21.23$$

TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

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

Según la GCOC, en la tabla 4.7, el $F_h \geq 3$.

Como $15.47 \geq 3 \rightarrow CUMPLE$

III.4.3 Deslizamiento

Puesto que en el trasdós del estribo se pueden alcanzar grandes empujes, se comprueba el deslizamiento en la cimentación.

El factor de seguridad frente a deslizamiento viene determinado por la siguiente expresión:

$$F_d = \frac{V * tg(\phi_c) + B' * L' * c_c + R}{H}$$

Donde:

$V = Q'$ = Resultante vertical efectiva

ϕ_c, c_c =
Angulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de la cimentación con el terreno

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

B', L' = Dimensiones efectivas de la cimentación

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

La resultante vertical efectiva $V = Q' = 8627.8 \text{ kN}$, como se ha mostrado en apartados anteriores.

El ángulo de rozamiento del contacto tierra-cimentación ϕ_c puede aproximarse, según GCOC, a $tg(\phi_c) = 0.8 * tg(\phi)$, siendo $\phi = 33^\circ$ el ángulo de rozamiento y por lo tanto $\phi_c \approx 24^\circ$, mientras que la cohesión es nula $c_c = 0$.

Para que se lleguen a movilizar los empujes pasivos, la componente $T_{max} = V * tg(\phi_c)$ debe ser menor que la resultante de fuerzas horizontales H . En este caso,

$$T_{max} = V * tg(\phi_c) = 8627.8 * tg(24) = 3841.34 \text{ kN}$$

Como se ha especificado en el apartado de cargas horizontales, la resultante del empuje al reposo es $R = 802.81 \text{ kN}$ aplicada a una distancia del plano de apoyo de 1.898 metros.

La fuerza resultante de la distribución de empujes activos sobre el trasdós del estribo y el pilar es $H = 1303.6 \text{ kN}$ aplicada a una distancia de 2.92 metros del plano de apoyo.

Los empujes activos de las tierras del relleno sobre la zapata, el estribo y el pilar, son los siguientes, como se observa en la figura 10 del apartado anterior de cargas horizontales.

Así pues, como $T_{max} = 3841.34 \text{ kN} > H = 1303.6 \text{ kN}$, no se movilizan los empujes pasivos. Por lo tanto, colocamos como resistencia el empuje al reposo.

Entonces, el coeficiente de seguridad al deslizamiento viene dado por la expresión anterior. Del lado de la seguridad se va a calcular el coeficiente de seguridad sin aplicar R en la fórmula, de tal manera que cumpliendo, nos encontramos aún más del lado de la seguridad. Según la tabla 4.8 de la GCOC, el factor de seguridad al deslizamiento $F_d \geq 1.5$.

TABLA 4.8. DESLIZAMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

Coeficiente de seguridad al deslizamiento sin R :

$$F_d = \frac{V * tg(\phi_c) + B' * L' * c_c + R}{H} = \frac{V * tg(\phi_c)}{H} = \frac{3841.34}{1303.6} = 2.94 \geq 1.5 \rightarrow CUMPLE$$

Considerando ahora la fuerza R , lógicamente el coeficiente de seguridad saldrá mayor:

$$F_d = \frac{V * tg(\phi_c) + B' * L' * c_c + R}{H} = \frac{V * tg(\phi_c)}{H} = \frac{3841.34 + 802.81}{1303.6} = 3.56 \geq 1.5 \rightarrow CUMPLE$$

III.4.4 Vuelco

El factor de seguridad frente a vuelco viene dado por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{\Sigma M_{estabilizadores}}{\Sigma M_{desestabilizadores}}$$

Se contabiliza como momentos estabilizadores aquellos producidos por la fuerza vertical efectiva sobre el plano de la cimentación y los producidos por cualquier empuje pasivo que el ingeniero quiera contar.

Se contabiliza como momentos volcadores aquellos que sean debidos a las acciones horizontales.

III.4.3.1 Retranqueo del eje de giro

Según el apartado 4.7.1 de la GCOC, el eje de giro se debe retranquear una distancia, d , respecto a la arista inferior del lado del intradós del plano de la cimentación, hacia el interior de la zona de apoyo. La distancia d viene determinada por:

$$d = \frac{1}{2} * \frac{V}{p * B'} = \frac{1}{2} * \frac{8772}{2796 * 6.17} = 0.27 \text{ m}$$

Tomando los datos de los apartados de las cargas tanto horizontales como verticales, tenemos el resultado de:

Según la tabla 4.9 de la GCOC, el factor de seguridad al vuelco rígido $F_d \geq 2$.

TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

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	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

Coeficiente de seguridad al deslizamiento considerando R:

$$F_v = \frac{28550.85}{3810.14} = 7.4 \gg 2 \rightarrow CUMPLE$$

Sin considerar ahora la fuerza R, lógicamente el coeficiente de seguridad saldrá menor:

$$F_v = \frac{22087}{3810.14} = 7.1 \gg 2 \rightarrow CUMPLE$$

Ambos factores de seguridad son muy superiores al requerido por la GCOC, que al vuelco rígido es $F_v = 2$, y por lo tanto cumplen holgadamente.

III.4.5 Paso de la resultante por el núcleo central

Según el apartado 4.7 “Seguridad al vuelco” de la GCOC, no será necesario comprobar las cimentaciones frente al vuelco cuando se trate de pilas de puente o de cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento y en las que, además, el punto de paso de la resultante sobre el cimientto quede dentro del núcleo central del área de apoyo. El mismo apartado 4.7 cita que resulta muy recomendable que el punto de paso de la resultante quede dentro del núcleo central de la superficie de apoyo del cimientto, debido a que de otra forma el contacto permanente de la cimentación con el terreno, siempre deseable, no quedaría garantizado en el referido plano de apoyo.

Se dice que la resultante pasa por el núcleo central si la excentricidad $e \leq B/6$. A continuación se calcula si la resultante pasa por dicho núcleo central:

En el eje L (Lado largo):

$$e_L = 1.55 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{9.3}{6} = 1.55 \text{ m} \rightarrow \text{PASA POR EL NÚCLEO CENTRAL}$$

En el eje B (Lado corto):

$$e_B = 0.19 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{8.6}{6} = 1.43 \text{ m} \rightarrow \text{PASA POR EL NÚCLEO CENTRAL}$$

Se comprueba que la resultante de las fuerzas pasa por el núcleo central asegurando el no levantamiento de la zapata, siendo esta la comprobación de la cimentación más limitante.

III.4.6 Socavación de cimientos

Para proteger las cimentaciones de las posibles avenidas del río, se debe disponer un manto de escollera sobre los elementos que pueden sufrir la erosión, como son las pilas y los estribos, así como en el lecho del río.

Para los cálculos se han seguido las recomendaciones del “MOPT. Control de la erosión fluvial en puentes”. Al tratarse de un proyecto básico, se han aceptado simplificaciones en la estimación de la velocidad del agua y del radio hidráulico. En la situación de máxima avenida a la cota 140, se toma como velocidad del flujo del agua 4 m/s.

A continuación se calculan las máximas profundidades de erosión que se pueden dar tanto en las pilas como en los estribos.

Erosión local en pilas:

Se realiza un cálculo aproximado de la máxima profundidad de erosión mediante el método de Laursen, que viene definida por la fórmula siguiente:

$$\frac{e}{b'} = 1.5 * \left(\frac{y}{b'}\right)^{1/3}$$

Siendo e la máxima profundidad de erosión, b' el ancho de la proyección de la pila en dirección perpendicular a la corriente, y y el calado medio.

Como se dispone de una pila octogonal muy aproximada a una pila circular de 0.8 metros de diámetro, se considerará una pila circular, y por lo tanto el valor de $b' = b = 0.8 \text{ metros}$. El calado medio es de $y = 4 \text{ metros}$. Sustituyendo en la expresión anterior:

$$e = 1.5 * \left(\frac{4}{0.8}\right)^{1/3} * 0.8 = 2.05 \text{ metros}$$

Al tratarse de una pila circular, se puede considerar una reducción en las erosiones de 0.9 debida a una forma hidrodinámica de su frente.

$$e = 2.05 * 0.9 = 1.84 \text{ metros}$$

Erosión local en estribos:

La expresión que define la máxima profundidad de erosión en estribos está basada en el método de Laursen:

$$\frac{e}{y} = 1.5 * \left(\frac{L}{y}\right)^{1/2}$$

Siendo e la máxima profundidad de erosión, y el calado medio, y L la anchura del cauce interceptada por el estribo.

El valor de L es de 2 metros y el del calado medio es de 3 metros aproximadamente. Sustituyendo:

$$e = 1.5 * \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2} * 3 = 3.67 \text{ metros}$$

Tamaño de los bloques de escollera:

El tamaño de los bloques de escollera debe ser tal que la corriente sea incapaz de arrastrarlos, y viene expresado por la siguiente ecuación:

$$\frac{V_o}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} * g * d}} = 1.5 * K * \left[\frac{R}{d}\right]^{1/6}$$

Siendo V_o la velocidad media de comienzo de arrastre, R el radio hidráulico, K un factor adimensional, d el diámetro de la esfera igual al volumen que el elemento representativo del material del fondo, γ_s el peso específico del material y g la aceleración de la gravedad.

$$V_o = 4 \text{ m/s}$$

$$R = \frac{S_m}{P_m} = \frac{134.90}{51.26} = 2.63 \text{ metros}$$

$$\gamma_s = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ (densidad del agua)}$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2 \text{ (aceleración de la gravedad)}$$

Sustituyendo y despejando se obtiene el valor de $d = 0.46 \text{ metros}$. Redondeando y del lado de la seguridad se opta por un diámetro de 0.6 metros de escollera de 282 kg el bloque aproximadamente.

Espesor de escollera:

Para que los mantos de escollera puedan considerarse protecciones, es preciso que consten al menos de dos capas. El espesor de escollera necesario viene determinado por la expresión siguiente:

$$\varepsilon = \varepsilon_o * \left[1 + \frac{C}{100}\right]$$

Donde

$$\varepsilon_o = 1.82 * d = 1.82 * 0.6 = 1.1 \text{ metros}$$

$C = 50\%$ del lado de la seguridad (% de elementos con peso inferior al de cálculo)

Entonces

$$\varepsilon = 1.1 * \left[1 + \frac{50}{100}\right] = 1.65 \text{ metros}$$

Se adopta un espesor de manto de escollera para protección contra erosión de aproximadamente 1.65 metro

III.5 Comprobación Estado Límite de Servicio

III.5.1 Estimación de asientos

La estimación de los asientos se realiza por el método de Burland-Burdbige, donde se estima el asiento en el centro de la cimentación, aunque es un método muy conservador.

La expresión del asiento, en centímetros es la siguiente:

$$s_c = 100 * z * \left(\frac{\frac{L'}{B'} * 1.25}{\frac{L'}{B'} + 0.25}\right) * \frac{1.71}{N^{1.4}} * q_{dc} * f_1$$

III.5.1.1 Profundidad de referencia Z

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

Como $L_o = 1 \text{ m}$, entonces:

$$z = (B')^{0.75} = 6.08^{0.75} = 3.876 \text{ m}$$

III.5.1.2 Valor promedio N del SPT en la profundidad de referencia Z

El valor promedio del SPT en la profundidad de referencia se extrae del sondeo, siendo aproximadamente $N = 14$

III.5.1.3 Presión de cálculo q_{dc} (MPa)

Puesto que la presión de preconsolidación es nula, puesto que suponemos que la arena es normalmente consolidada y $q_t = 175.17 \text{ kN/m}^2$, entonces:

$$q_{dc} = q_t - \frac{2}{3} * q_c = q_t = 170.83 \text{ kN/m}^2$$

III.5.1.4 Factor de minoración por el espesor de la capa de arena f_1

H_s es la distancia desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el estrato incompresible, que en este caso es el estrato de gravas, y por lo tanto $H_s = 8 \text{ m}$. Como $H_s = 8 \text{ m} > z = 3.876 \text{ m}$ el factor de minoración por el espesor de la capa de arena $f_1 = 1$.

III.5.1.5 Asiento admisible

Sustituyendo todos estos valores en la fórmula:

$$s_c = 100 * z * \left(\frac{\frac{L'}{B'}}{\frac{L'}{B'} + 0.25} \right) * \frac{1.71}{N^{1.4}} * q_{dc} * f_1$$

Se obtiene un valor del asiento de:

$$s_c = 3.16 \text{ cm}$$

Como es un procedimiento muy conservador, y realmente se puede considerar la flexibilidad de la zapata, puesto que esta no es rígida en su totalidad, se multiplica el resultado por un factor reductor 0.7. Entonces:

$$s_c = 3.16 * 0.7 = 2.21 \text{ cm}$$

El asiento final es de 2.21 cm.

Según el apartado 4.8.5 de movimientos admisible de la GCOC, en caso de una zapata aislada, el asiento máximo admisible son 2.5 cm. Como no se trata de una zapata aislada, pero es un caso más desfavorable y el asiento es menor que el de zapata aislada, se cumple la condición de asientos.

$$2.21 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

IV. Apéndice 1

DATOS DE PARTIDA									
Terreno	Espesor (m)	Cota (Z)		Pesos específicos (kN/m ³)			Cohesión c' (KN/m ²)	φ' (°)	k (m/s)
		Techo	Muro	γd seco	γ saturado	D aparente			
Tierra vegetal y rellenos antrópicos muy heterogéneos	1,61	0	1,61	17	-	-	0	25	
Arcillas negruzcas blandas con olor a hidrocarburos	0,5	1,61	2,11	18	-	-	0	22	1,00E-06
Arenas de tamaño medio a grueso tonos marrón claro	NF 0.5	2,11	2,61	15	-	-	0	30	1,00E-04
	3	2,61	5,61	-	19				
Limos arenosos marrones de baja compacidad	1	5,61	6,61	-	19,5	18,9	0	28	1,00E-06
Arenas limosas y limos arenosos de tonos marrones claros	6	6,61	12,61	-	20	19,7	0	33	2,00E-06
Arenas de tamaño grano muy fino, sueltas y tonos ocre	2	12,61	14,61	-	19	-	0	30	1,00E-06
Limos de tonos ocre con algo de gravas	0,5	14,61	15,11	-	20	-	0	28	1,00E-07
Gravas compactas en ocasiones limosas y/o arenosas	4,5	15,11	19,61	-	21	-	0	40	∞

Apéndice 1: Datos de partida