



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Proyecto básico para el concurso del puente de acceso sur al parque de Tempelhof, Berlín. Solución A.

Trabajo final de grado

Anejo Nº3. Diseño y comprobación de la cimentación

Autor: Balbastre Camerena, Borja
Tutor: Casanova Colón, José
Cotutor: Izquierdo Silvestre, Francisco Ángel

Titulación: Grado en Ingeniería Civil
Curso: 2014-2015



Índice

- I. *Objeto*
 - I.1. *Descripción de la cimentación*
 - I.2 *Desarrollo de los cálculos*
- II. *Antecedentes*
- III. *Datos de partida*
 - III.1. *Datos sobre el ensayo DPH*
- IV. *Estabilidad de taludes*
 - IV.1. *Descripción del programa a utilizar*
 - IV.2. *Estabilidad de los taludes definitivos*
 - IV.3. *Estabilidad de los taludes en fase de construcción*
- V. *Diseño y comprobación de la cimentación*
 - V.1 *Cargas*
 - V.2 *Dimensiones*
 - V.3 *Comprobaciones ELS*
 - V.3.1 *Asientos inducidos*
 - V.4 *Comprobaciones ELU*
 - V.4.1 *Estabilidad global*
 - V.4.2 *Hundimiento*
 - V.4.3 *Deslizamiento*
 - V.4.4 *Vuelco*
- VI. *Conclusiones*



I. Objeto

El presente documento tiene por objeto realizar todas las comprobaciones geotécnicas necesarias para permitir la correcta sustentación de las zapatas y estribos del Puente de Acceso Sur al Parque de Tempelhof.

I.1. Descripción de la cimentación

Para resolver el diseño de las subestructuras de dicho proyecto, se han diseñado ambos estribos cerrados con formas armónicas a la superestructura, con la finalidad de darle sentido al conjunto. Dichas subestructuras no solo se encargarán de transmitir los esfuerzos del puente al terreno, sino que también ejercerá como elemento de contención del mismo. Dados los datos proporcionados por la empresa GBA en el informe geotécnico, se ha optado por el diseño de dos cimentaciones prismáticas superficiales, ya que el terreno de la zona de actuación se trata de unas arenas medias, con ausencia del nivel freático, las cuales se consideran que son capaces de soportar los esfuerzos transmitidos por la superestructura.

Dichas zapatas estarán solicitadas mediante esfuerzos verticales de compresión, cortante y momentos flectores importantes y sus dimensiones serán detalladas más profundamente en puntos posteriores de dicho documento.

I.2. Desarrollo de los cálculos

Los cálculos a realizar seguirán las recomendaciones de la “Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera”, y tal y como se indica en apartados posteriores, deberán de cumplir tanto los aspectos referentes a la estabilidad del terreno como aquellos referentes al tipo de cimentación a ejecutar (cimentación superficial). A continuación se muestran las comprobaciones a realizar:

- Asientos
- Estabilidad de taludes
- Estabilidad global
- Estabilidad frente a hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco

Se considerará que si se cumplen los factores de seguridad para las diferentes comprobaciones, la cimentación será adecuada desde el punto de vista geotécnico, no obstante, se analizarán los resultados en el último apartado.

II. Antecedentes

El Ayuntamiento de Berlín propuso en julio de 2012, un concurso con carácter internacional para la Construcción del Nuevo Puente de Acceso Sur al Parque de Tempelhof, fruto del desarrollo urbanístico del área cercana al nuevo parque de Tempelhof.

Este proyecto básico trata de dar solución a la necesidad de salvar las vías de las diversas líneas ferroviarias, dando continuidad a la red de transporte urbano y peatonal, con la finalidad de conectar la calle Oberlandstrasse, donde se encontrará la nueva zona residencial y comercial llamada Quartier Südring, con el límite sur del parque. A la vez, trata de aportar un valor añadido a la nueva zona residencial.

El objeto de este proyecto básico Puente de acceso Sur al parque de Tempelhof es dar una descripción detallada, a nivel de proyecto básico, de la solución que se plantea para resolver lo que el ayuntamiento de Berlín necesita.

La solución adoptada para el concurso plantea un arco superior mixto como elemento resistente del cual se anclan los tirantes que soportan el tablero. Este arco se apoya en tres soportes y tiene forma parabólica en su alzado. Dicha solución complica en gran medida el cumplimiento de los gálibos, y es que los tirantes debían ser capaces de anclar el tablero y permitir el paso de vehículos. Surge entonces la necesidad de separar los carriles bici de las aceras mediante el bloque de hormigón, que más adelante se plantea como un elemento útil para la separación de carriles de circulación y aceras, así como la instalación de la iluminación y de las conducciones. Una vez conseguido el encaje general del puente y de los tirantes y dada la forma del arco se procede a diseñar estribos (estos han de jugar con la estética curva del arco) y elementos de equipamiento, tales como desagües, imposta iluminación y barandillas, todo ello buscando, además de su funcionalidad, la forma estética de encaje con el tablero y el arco parabólico, que a su vez buscarán las formas del entorno urbano en el que se encuentra.

A continuación se puede observar la solución adoptada:

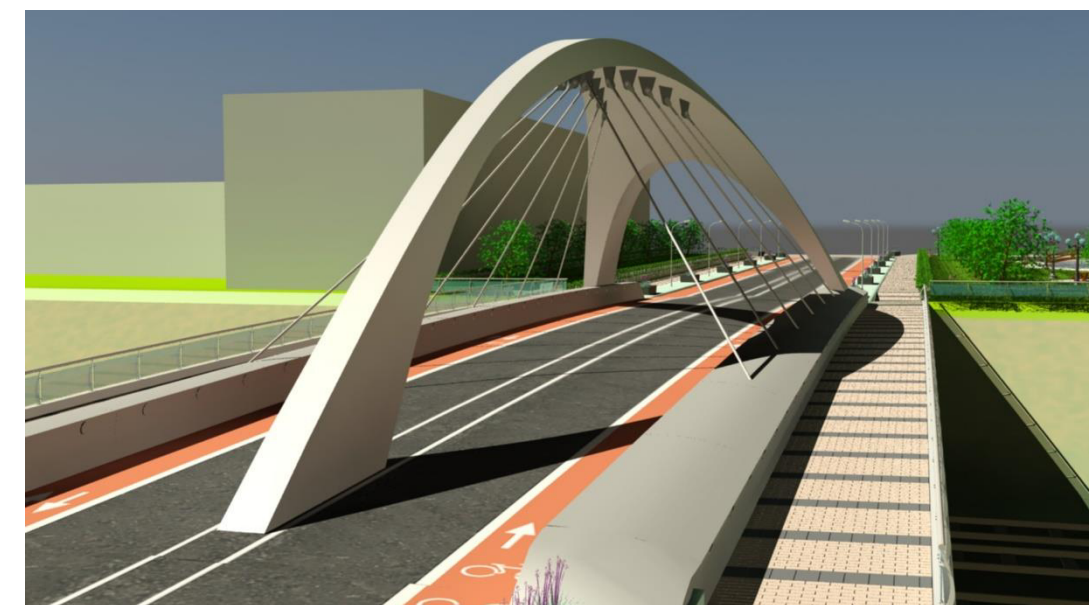


Figura 1. INFOGRAFÍA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

III. Datos de partida

La información de partida para la realización de este documento se encuentra en el “Anejo nº2. Informe geotécnico”. En dicho anejo se describe y caracteriza el terreno (mediante ensayos DPH), se muestra el perfil estratigráfico y se llega a una serie de conclusiones sobre la cimentación recomendada para el caso estudiado, las cuales se resumen en los siguientes puntos:

- La cimentación superficial es viable, buscando el plano de apoyo a partir de la cota +42.00.
- Dada la heterogeneidad y el marcado carácter granular que presenta el terreno de cimentación, deberá cuidarse la comprobación de asentos.
- El recubrimiento mínimo de las cimentaciones superficiales por motivos de heladas es de 80 centímetros.
- Debe comprobarse la estabilidad de las excavaciones temporales a ejecutar.
- Puede ser necesario entibar la excavación para el terraplén lateral de la zona noreste, situado próximo a unos bungalós, y en la zona sur, dada la proximidad de los edificios existentes y de otras construcciones. Pueden plantearse muros berlineses o tablestacados.
- El fondo de las cajas de excavación de las cimentaciones, previo drenaje, deberá compactarse con tres o cuatro pasadas de bandeja vibrante pesada.
- En el estribo sur, es conveniente la sustitución del nivel A hasta la cota +46,70, aproximadamente, por material seleccionado, compactándose el fondo de la excavación como se ha indicado anteriormente, pero añadiendo una cierta humedad.
- La obra de paso se ubica en el borde del antiguo préstamo de arena, relleno posteriormente con un suelo muy heterogéneo, predominantemente granular, pudiendo plantearse una problemática de asentos diferenciales.
- Se recomienda la sustitución de un espesor de 1,50 m por debajo de cimentación, por un material seleccionado granular, debidamente compactado (al 98% o 100% de la densidad Próctor Normal).
- Los materiales de los niveles A1 y B2 pueden ser reutilizados para los terraplenes. Sin embargo, debe tenerse presente que las arenas del nivel B2, bastante uniformes, son difíciles de compactar, exigiendo métodos vibratorios y adición de agua.
- No se disponen de análisis del agua subterránea, pero algunos ensayos existentes no han mostrado componentes agresivos al hormigón.

III.1. Datos sobre el ensayo DPH

Para obtener las características del terreno en la zona a estudiar, en primer lugar se ha tenido que interpretar de forma correcta los datos expuestos en el “Anejo nº2. Informe geotécnico”. En dicho anejo, se han proporcionado, entre otras cosas, resultados del ensayo DPH en diferentes sondeos.

El procedimiento empleado ha sido el siguiente:

El primer paso a realizar ha sido la elección de los sondeos que condicionaban el diseño de la cimentación, es decir, aquellos más cercanos a la posición virtual de la cimentación. Estos han sido los sondeos BS 3/12, S 6/12 y S 7/12. Para más información consultar el perfil estratigráfico en “Anejo nº2. Informe geotécnico”.

Los datos proporcionados contenían resultados de ensayos DPH cada 10 cm. Para interpretarlos, se ha utilizado la siguiente formulación empírica:

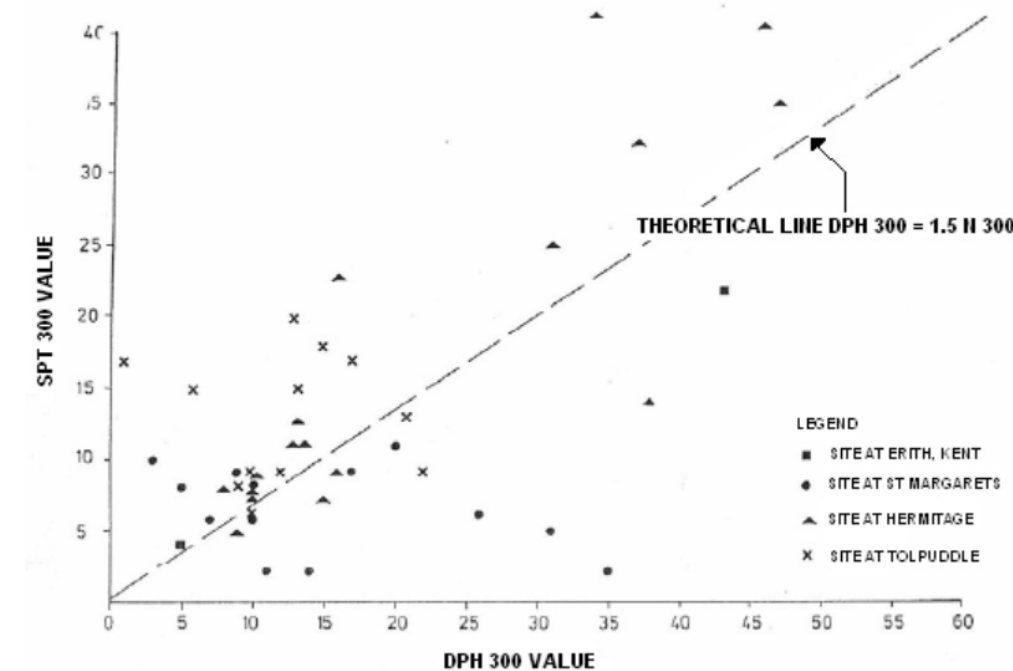


Figura 2. CORRELACIÓN DEL ENSAYO SPT Y DPH EN TERRENOS NO COHESIVOS (CARD AND ROCHE, 1988).

$$N, SPT_{30} = N, PDH_{30} \times 0.67$$

Tal y como se puede observar, la correlación es entre el número de golpes del SPT cada 30 cm y el DPH cada 30 cm, por ello, se han tenido que agrupar los golpes proporcionados en el DPH_{10} cada 30 cm para poder obtener el DPH_{30} . Una vez obtenidos los resultados en DPH_{30} , se ha aplicado la correlación anterior para obtener finalmente el SPT_{30} .



Se presentan a continuación, los valores del número de golpes del ensayo SPT_{30} , resultado de la aplicación de la correlación anterior, obtenidos para los sondeos que afectan las cimentaciones estudiadas:

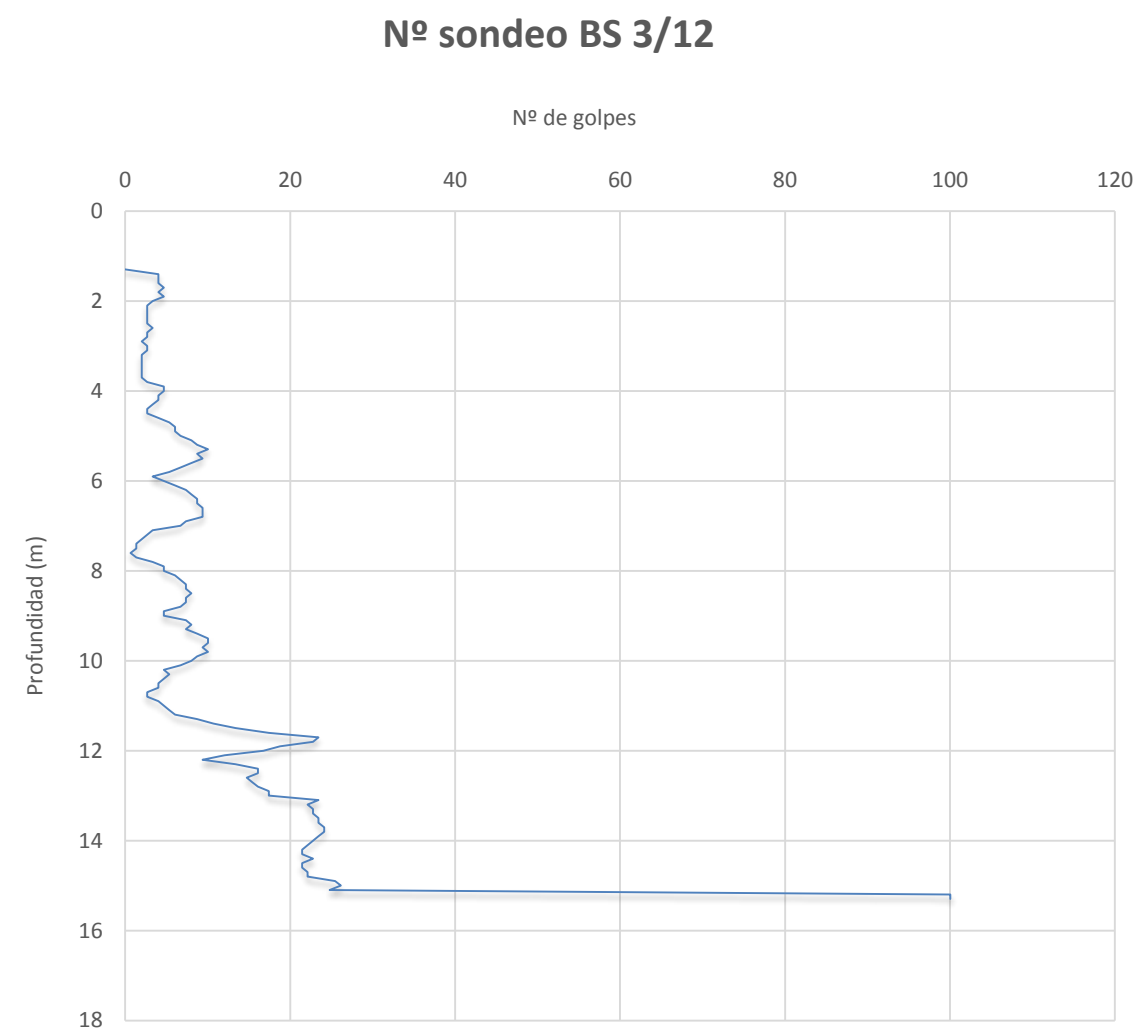


Figura 3. NÚMERO DE GOLPES DEL SONDEO BS 3/12

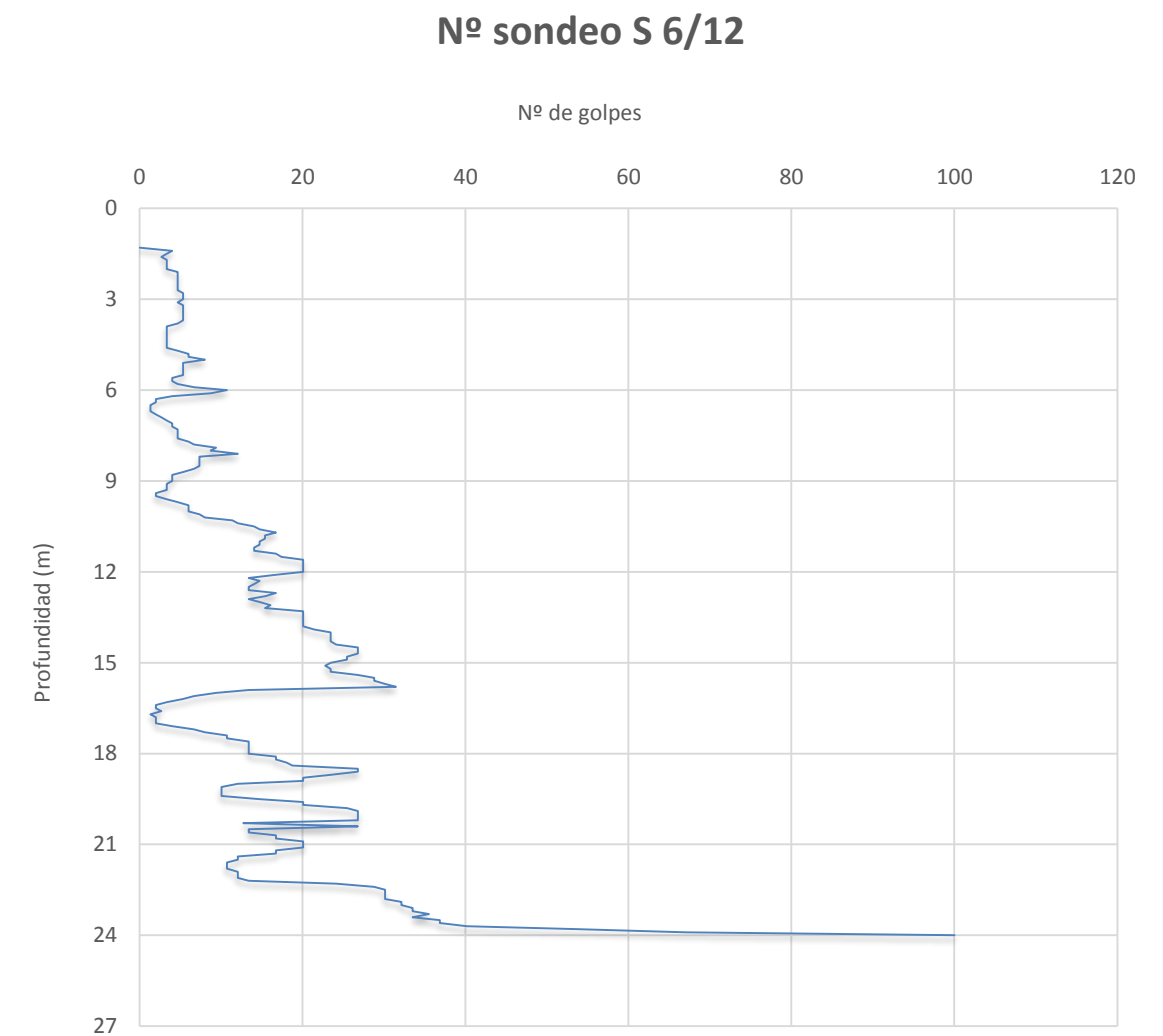


Figura 4. NÚMERO DE GOLPES SONDEO S 6/12

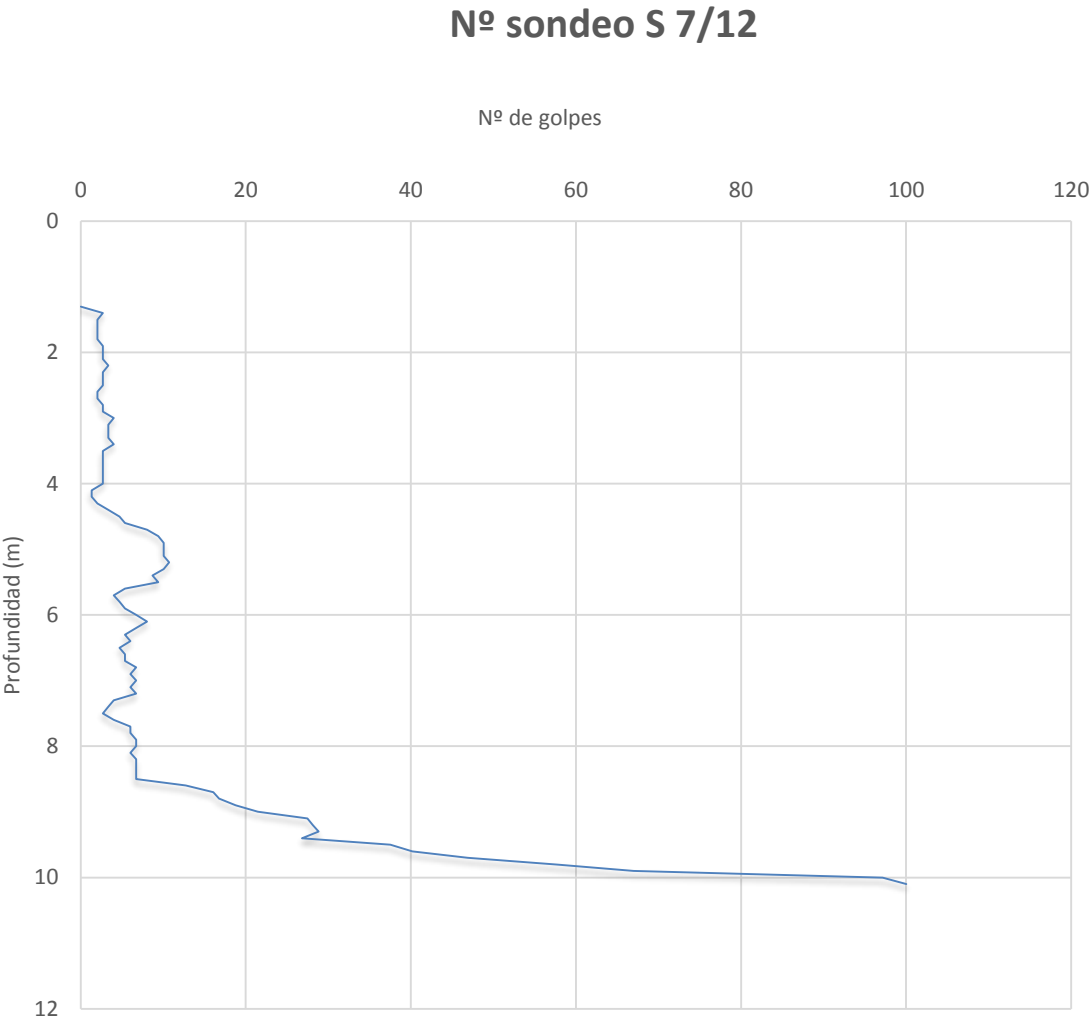


Figura 5. NÚMERO DE GOLPES SONDEO S 7/12

Una vez se han obtenido los datos iniciales en valores del ensayo SPT_{30} , se ha calculado el módulo de elasticidad del terreno.

Para ello, dada la falta de experiencia, se ha recurrido a las siguientes correlaciones entre el ensayo SPT y el módulo de elasticidad:

A la primera correlación a la que se ha recurrido ha sido la expuesta en el código técnico de la edificación, la cual se muestra a continuación:

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Figura 6. VALORES ORIENTATIVOS DE N_{SPT} , RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DE SUELOS.

La segunda correlación utilizada ha sido la de Beguemann (1974), propuesta para gravas y arenas:

$$N_{SPT} > 15 \rightarrow E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 40 + (12 * (N_{SPT} - 6))$$
$$N_{SPT} \leq 15 \rightarrow E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = (12 * (N_{SPT} + 6))$$

Para ambas correlaciones se han estimado los valores del módulo de elasticidad, y finalmente se ha comprobado que para los datos propuestos, la correlación de Beguemann es excesivamente conservadora, por tanto, para el cálculo de la cimentación se han adoptado los valores proporcionados por la correlación del CTE.

A continuación se puede observar en el siguiente gráfico los valores obtenidos del módulo de elasticidad a partir de la correlación del CTE:

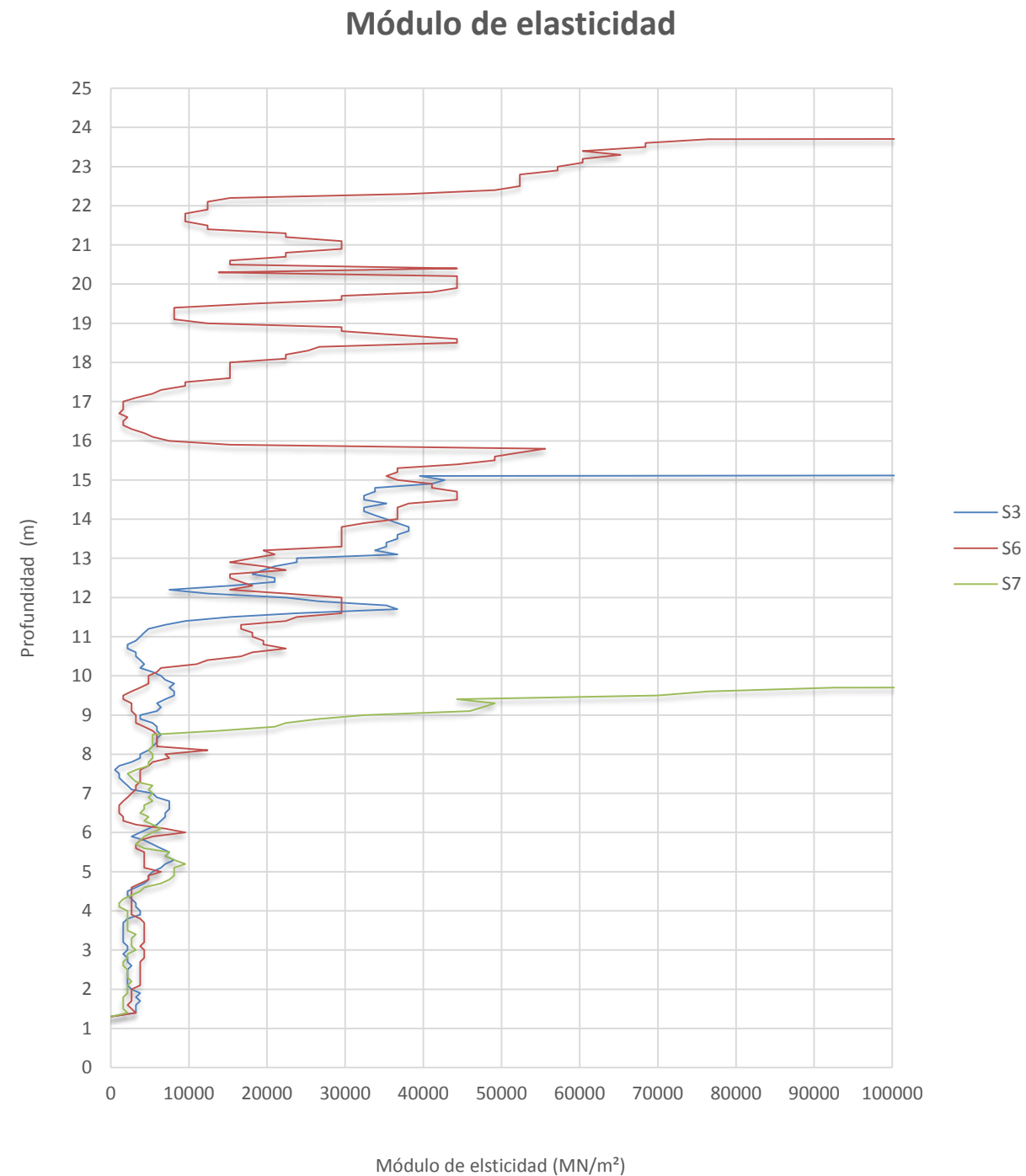


Figura 7. MÓDULO ELASTICO SEGÚN LA PROFUNDIDAD.

Otro dato que se ha requerido para la realización de las distintas comprobaciones geotécnicas es el correspondiente al ángulo de rozamiento del terreno. Al igual que en el caso anterior, dada la falta de ensayos in situ, se ha decidido recurrir a distintas correlaciones entre el ensayo SPT y el ángulo de rozamiento.

La primera de ellas se trata de la expuesta en el Código Técnico de la Edificación, la cual está basada en los métodos de Terzaghi. La correlación es la siguiente:

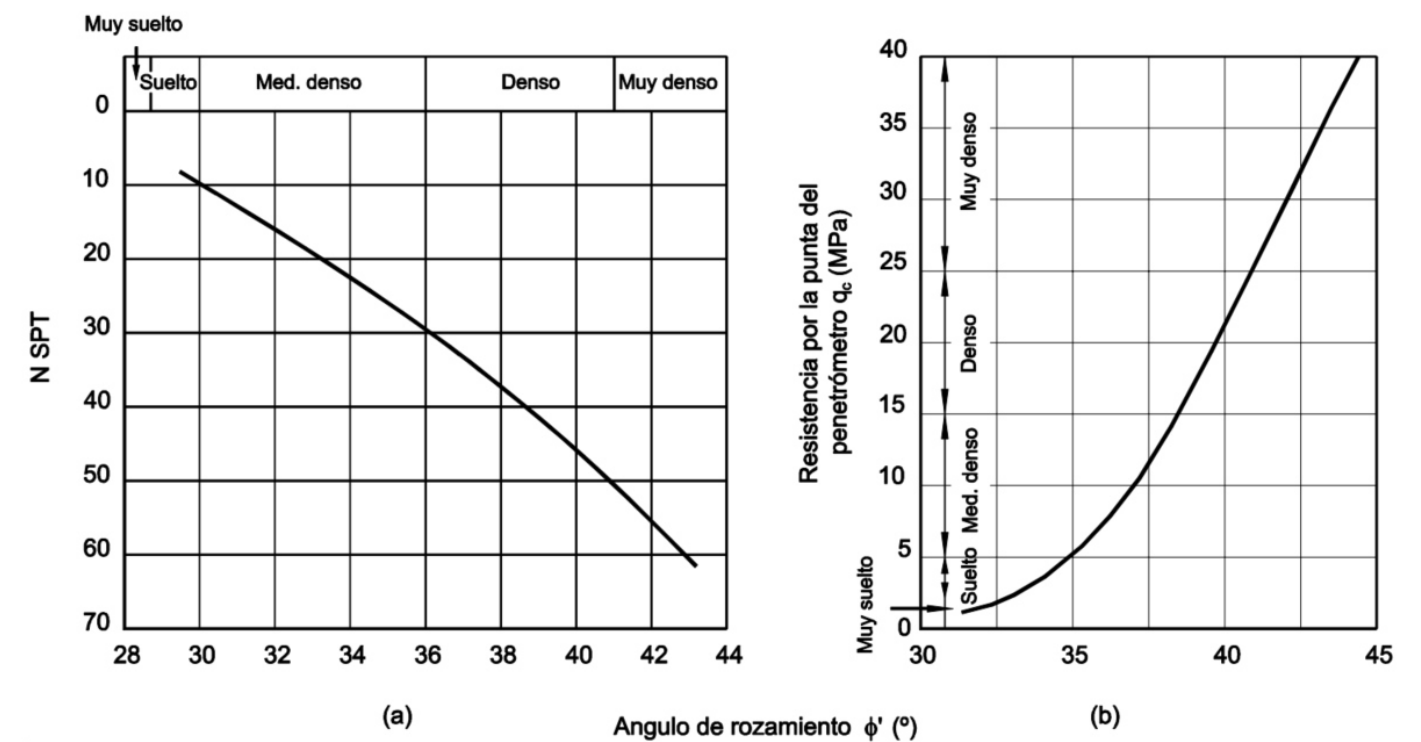


Figura 8. CORRELACIÓN ENTRE EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO Y EL ENSAYO SPT

Mediante el empleo de la correlación anterior, se han obtenido los siguientes datos:

- Para el terreno A1, no se ha podido estimar ningún ángulo de rozamiento, dado que el número de golpes del ensayo SPT en este estrato mayoritariamente está por debajo de 10, por lo que no se obtiene valor en la gráfica anterior.
- Para la obtención del ángulo de rozamiento del terreno B2, se ha realizado una media ponderada del valor del ángulo obtenido cada N_{SPT30} de estrato B2 en los tres sondeos, determinándose así un valor del ángulo de rozamiento de 36°.



Como segunda correlación, se han empleado las curvas de Peck para la obtención del ángulo de rozamiento. La formulación que se ha empleado es la siguiente:

$$\varphi = 27.1 + 0.30 * N - 0.00054 * N^2$$

Mediante ésta segunda correlación se han obtenido los siguientes datos:

- Para el estrato A1, se ha hecho una media ponderada de los valores del ángulo de rozamiento obtenidos cada N_{SPT30} en los diversos sondeos estudiados donde aparecía este estrato. De ésta manera, se ha obtenido un ángulo de rozamiento de 28º.
- Para el estrato B2, se ha actuado de la misma manera que lo expuesto anteriormente, obteniéndose así un ángulo de rozamiento para el estrato B2 de 33º.

Al igual que se ha hecho con el módulo de elasticidad, se ha dejado de lado la solución más conservadora, por la obtención de resultados excesivamente del lado de la seguridad, en este caso la proporcionada por la correlación del Código Técnico de la Edificación, tomando como datos para el cálculo de las comprobaciones geotécnicas los valores del ángulo de rozamiento proporcionados por la curvas de Peck, y considerándose los valores como válidos y suficientes.

De esta manera, se han obtenido de manera justificada las diversas características del terreno donde se sitúa la obra a realizar, a partir de los ensayos DPH que se han proporcionado en el “Anejo nº2. Informe geotécnico”. A partir de ahora son éstas las que se utilizaran posteriormente en las diversas comprobaciones geotécnicas.

IV. Estabilidad de taludes

Durante el proceso constructivo de la obra, y su vida útil, los movimientos de tierras a realizar han de ser seguros en todo momento. Este apartado se centrará principalmente en proporcionar la seguridad de los taludes a realizar durante las fases descritas, tanto durante la fase de construcción como en la fase definitiva.

Para el análisis de la estabilidad de taludes en las distintas fases de la obra se va a utilizar el programa SLOPE/W, el cual se describirá posteriormente.

A continuación se puede observar una imagen del terreno original:

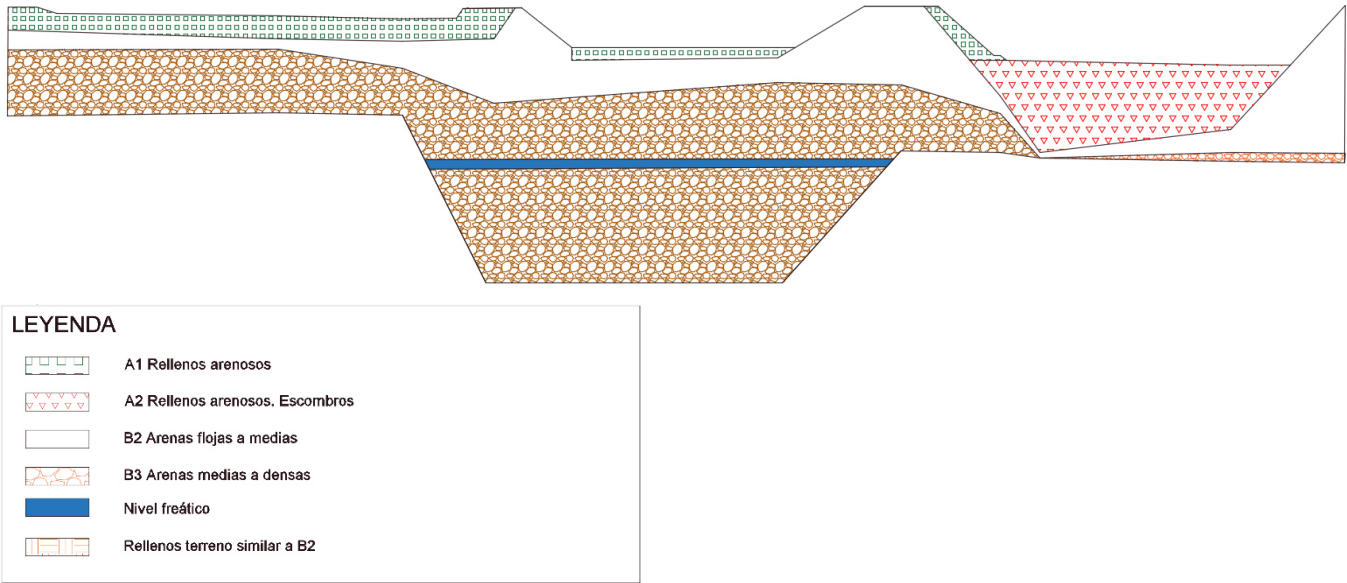


Figura 9. PERFIL ESTRATIGRÁFICO INICIAL.



IV.1. Descripción del programa a utilizar

SLOPE/W es una herramienta muy potente para modelizar la estabilidad de estructuras de materiales sueltos. Permite estudiar un amplio abanico de problemas y condiciones, si bien el problema analizado debe ser real, es decir, el modo de fallo físicamente admisible. En caso contrario es muy probable que se presenten problemas de convergencia.

Trabaja, como todos los programas del paquete GEOSLOPE, en el entorno de Windows, y es compatible con otras aplicaciones como WORD, EXCEL, etc. El análisis se realiza en dos fases. En primer lugar, se debe definir la geometría del problema, las propiedades de los materiales, etc. La segunda fase es el análisis del modelo mediante la resolución de las ecuaciones correspondientes, lo que hace el programa mediante la aplicación SOLVE.

SLOPE/W hace el cálculo de estabilidad de taludes basándose en la teoría del equilibrio límite. Se puede especificar uno de los siguientes métodos: ordinario, Bishop simplificado, Janbú simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, Corps of Engineers, Lowe-Karafiath, equilibrio límite generalizado y elementos finitos.

IV.2. Estabilidad de los taludes en fase de construcción

Durante la construcción de la obra, se van a realizar una serie de taludes provisionales, los cuales permitirán la construcción de la misma. A continuación se adjunta un perfil aclaratorio de las actuaciones a realizar durante la fase de construcción:

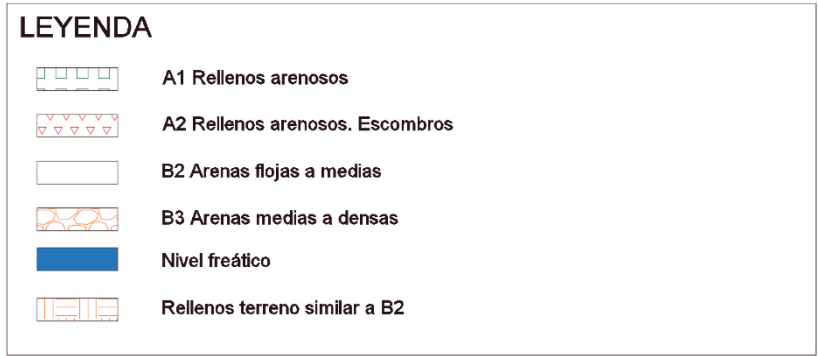
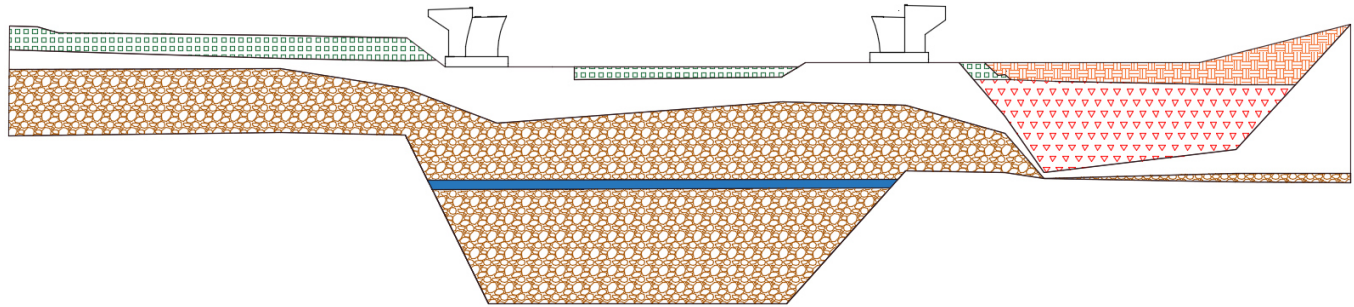


Figura 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO CON TALUDES PROVISIONALES.

Tal y como se puede observar, el talud que puede presentar una posible inestabilidad se encuentran a la hora de construir el estribo izquierdo ya que para la construcción del estribo derecho, solamente se procederá al vaciado del terraplén hasta la cota de cimentación.

Para poder llevar a cabo la construcción del estribo más próximo a la calle Oberlandstrasse (estribo izquierdo) es necesario realizar una serie de taludes provisionales; los cuales se analizaran su estabilidad mediante la elaboración de un modelo con el programa anteriormente dicho.

Para la elaboración del modelo, se ha empleado el terreno A1, con un peso específico de 16 kN/m³ y un ángulo de rozamiento interno de 28º, junto con el terreno B2, con 17 kN/m³ de peso específico y 33º de ángulo de rozamiento y el terreno B3, con un peso específico de 18 kN/m³ y 33º de ángulo de rozamiento. El talud comprende los terrenos A1 y B2 y tiene una inclinación de 30º.

La zona inferior del talud que se observa en la imagen seguidamente adjuntada sería la zona sobre la que iría ubicada la zapata del estribo, con un ancho de 10 metros. . A continuación se puede observar el talud analizado:

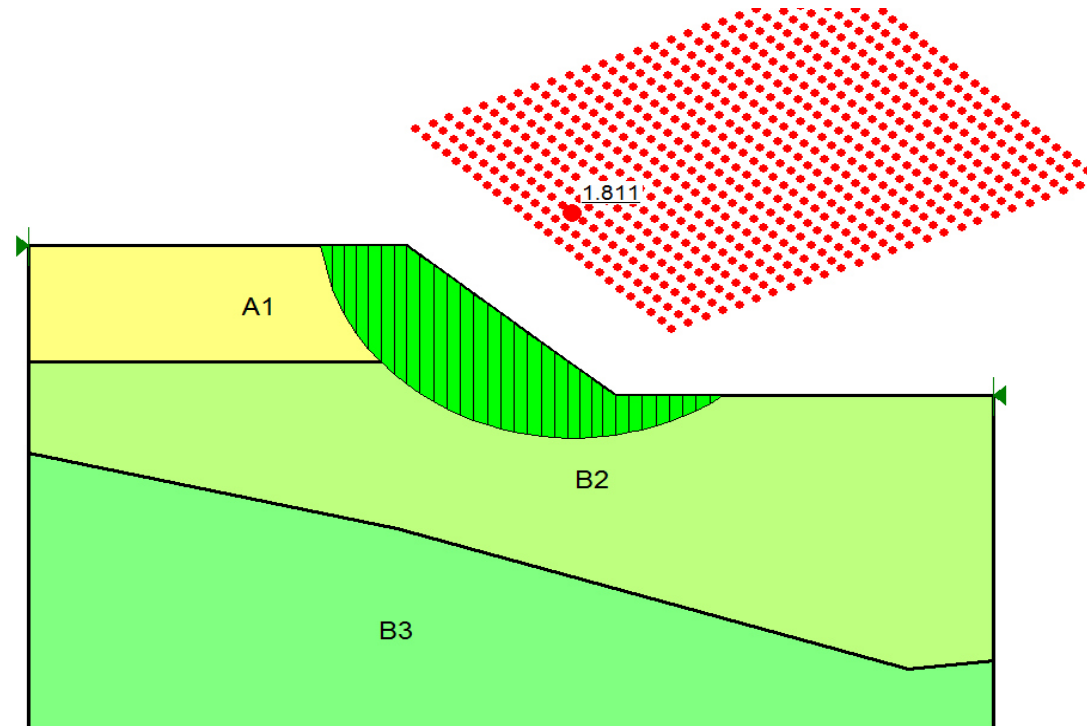


Figura 11. MODELO TALUD PROVISIONAL DE LA OBRA.

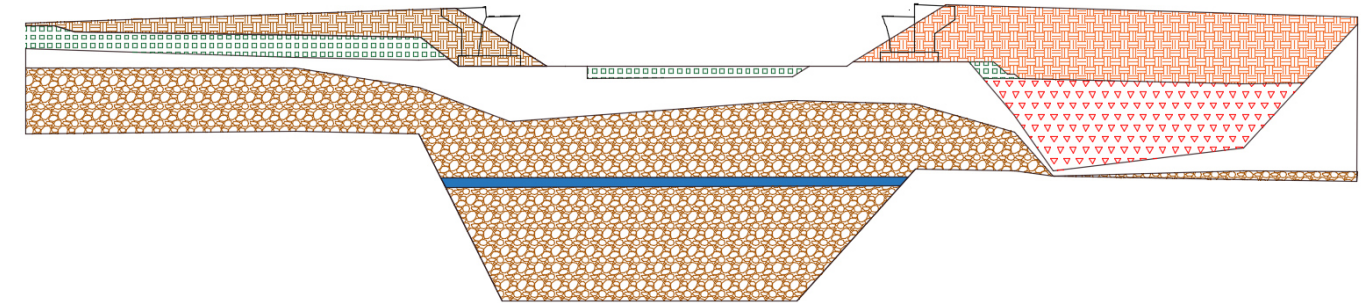
Los resultados proporcionados por el programa muestran una inestabilidad del talud que comprende los terrenos A1 y B2 con un factor de seguridad del 1.811. Según la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” los factores de seguridad a cumplir son los siguientes:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE NORMAL	COEFICIENTE REDUCIDO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$	$F_{1,red} \geq 1,30$
Característica	$F_2 \geq 1,30$	$F_{2,red} \geq 1,20$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$	$F_{3,red} \geq 1,05$

Según los factores de seguridad propuestos anteriormente, el talud a analizar cumple los requisitos de la guía. Tal y como se puede observar, mediante esta alternativa la zapata debe encofrarse por todos sus lados, no sirviendo el terreno como encofrado lateral, tal y como se puede observar en la figura 10.

IV.3. Estabilidad de los taludes en la fase definitiva

La obra, durante su vida útil, dispondrá de una serie de taludes, los cuales se deberán comprobar su estabilidad. A continuación se adjunta un perfil del terreno definitivo de la obra, el cual ayudará a comprender mejor la situación de los taludes:



LEYENDA

- A1 Rellenos arenosos
- A2 Rellenos arenosos. Escombros
- B2 Arenas flojas a medias
- B3 Arenas medias a densas
- Nivel freático
- Rellenos terreno similar a B2

Figura 12. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEFINITIVO.

Tal y como se puede observar, se debe comprobar únicamente la estabilidad de los dos taludes que cubren ambos estribos, dado que en las restantes superficies de actuación de la obra, se dispondrá a la misma cota que la rasante mediante la utilización de un relleno similar a B2.

A continuación se procederá al cálculo de la estabilidad en ambos taludes:

Estribo 1

Para la elaboración del modelo del talud del estribo más cercano a la calle Oberlandstrasse que se muestra a continuación, se ha supuesto que el relleno de tierras del talud se ha realizado con un terreno con las mismas propiedades que B2. Seguidamente se han modelizado los terrenos A1 y B3, cuyas propiedades se han descrito en párrafos anteriores.

La pendiente del talud es de 33° con un desnivel de 8.5 metros entre la cota superior del talud y la inferior.

A continuación podemos observar una imagen del modelo realizado:

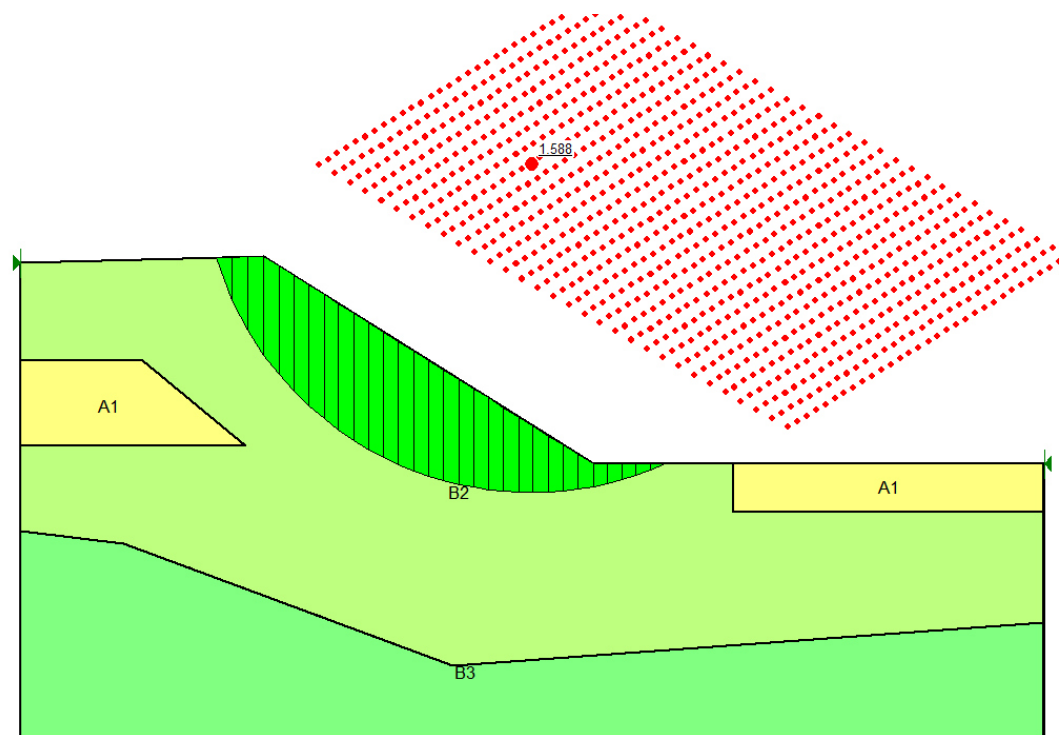


Figura 13. MODELO DEL TALUD DEFINITIVO EN EL ESTRIBO DEL LADO OVERLANDSTRASSE.

Se puede observar como el programa nos muestra una rotura del talud con un coeficiente de seguridad de 1.588. Comparando este factor de seguridad con el permitido en la “Guía de cimentaciones de obras de carretera”, se puede corroborar que el talud es seguro y no sufrirá ninguna inestabilidad.

Estribo 2

El modelo realizado para el análisis de la estabilidad del talud situado en el estribo más cercano al parque de Tempelhof se ha diseñado con el supuesto de que el terreno utilizado para el relleno de éste, al igual que en el caso anterior, es similar al terreno B2 (En la imagen se muestra mediante el color amarillo). Además, por debajo de B2, se ha modelizado el terreno B3, con un peso específico de 18 kN/m^3 y con un ángulo de rozamiento interno de 33° . Finalmente, la pendiente del talud es de 33° .

El modelo elaborado es el siguiente:

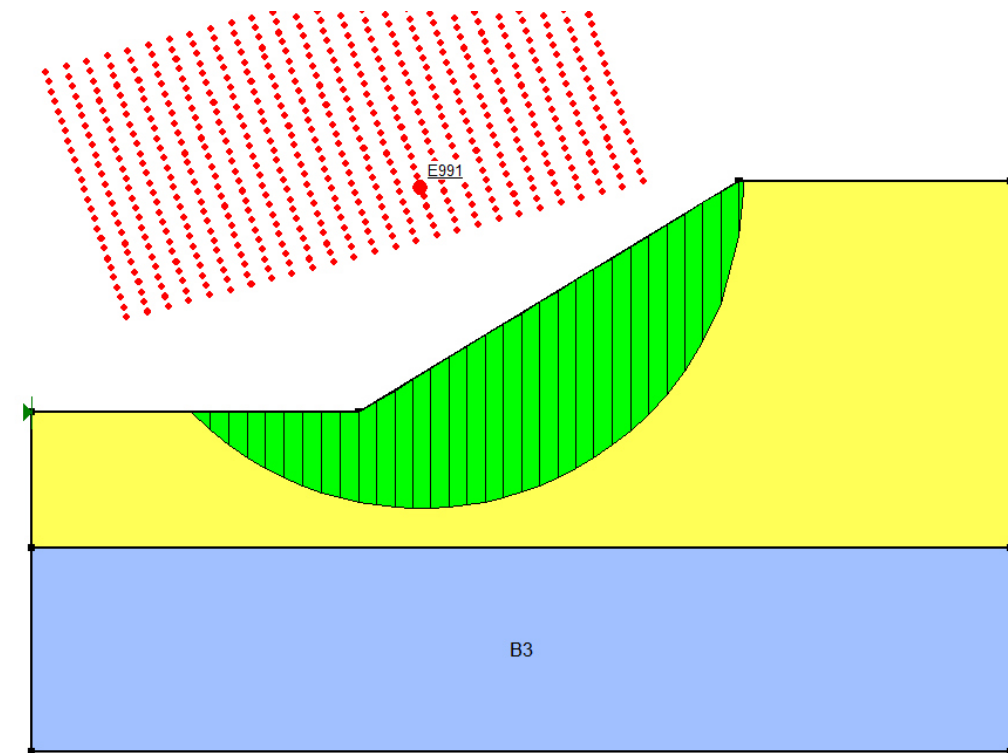


Figura 14. MODELO DEL TALUD DEFINITIVO EN EL ESTRIBO DEL LADO TEMPELHOF.

Tal y como se puede observar, el programa ha proporcionado una superficie de rotura con un factor de seguridad muy elevado, lo que indica que siguiendo los valores proporcionados por la guía, es improbable que el talud sea inestable.



V. Diseño y comprobación de la cimentación

V.1. Cargas

Los valores de las cargas que transmite del tablero a la cimentación se extraen directamente del modelo analizado en SAP. Este modelo puede ser consultado en el “Anejo nº4 Diseño y comprobación de la estructura” Balbastre Camarena, Borja y Sedeño Porcar, Adrián. En él se puede observar los esfuerzos transmitidos del puente a la cimentación a través de los aparatos de apoyo, donde para el caso del estribo más cercano a la calle Overlandstrasse (Estribo 1, representado a la izquierda de la posterior imagen) se han utilizado 2 neoprenos laterales y un pot central, y para el caso del estribo más cercano al parque de Tempelhof (Estribo 2, representado a la derecha de la posterior imagen) se han utilizado dos pots.

El modelo nos proporciona las reacciones en estos cinco puntos (1D, 1I, A1 y A28D, A28I), las cuales se pueden observar su situación a continuación:



Figura 15. PLANTA DE SITUACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS A LA CIMENTACIÓN.

El listado de reacciones en la base del tablero es el siguiente:

REACCIONES								
	F1 MAX	F1 MIN	F2 MAX	F2 MIN	F3 MAX	F3 MIN	M1 MAX	M1 MIN
Text	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN m	KN m
1D	345.65	-307.25	559.26	-688.93	1415.8	798.88	0	0
1I	0	0	688.93	-559.26	1301.27	786.326		
A1	0	0	0	0	9973.43	6953.60	68662.22	47605.61
A28D	74.51	-71.65	0	0	9296.99	6456.13	19638.50	11996.22
A28I	0	0	0	0	8251.36	6449.36	15215.19	9293.85

Las posiciones de cada uno de los elementos de apoyo con respecto al centro de gravedad de la zapata son:

POSICIONES APOYO POSICIONES DESDE CDG ZAPATA			
	1	2	3
	m	m	m
1D	-8.4766	-0.208	7.4944
1I	8.4766	-0.208	7.4944
A1	0	-0.208	7.3944
A28D	-8.4575	0.3726	6.7974
A28I	8.4575	0.3726	6.7974

Asimismo, los estribos ejercen por su propio peso una fuerza vertical en su centro de gravedad que tiene como coordenadas con respecto al centro de gravedad cdg de la zapata las observadas a continuación:

PESO DE LOS ESTRIBOS							
			Posiciones desde cdg zapata			Peso específico	Volumen
	F3 MAX	F3 MIN	1	2	3	γ	V
	KN	KN	m	m	m	kN/m ³	m ³
Estribo 1	18846	0	0	-0.127	2.7874	25	753.84
Estribo 2	17804.5	0	0	-0.1687	2.5422	25	712.18

Los terrenos por encima de la cimentación también ejercerán unos esfuerzos en la zapata debidos a su peso propio y a la posición de su centro de gravedad cdg.

PESO DE LOS TERRENOS							
			Posiciones desde cdg zapata			Peso específico	Volumen
	F3 MAX	F3 MIN	1	2	3	γ	V
	KN	KN	m	m	m	kN/m ³	m ³
Terreno1	13969	0	0	1.8812	4.4179	17	821.71
Terreno2	15432	0	0	-1.39	4.1386	17	772.13

Las direcciones de los ejes coinciden con los descritos en la figura 18. Las compresiones verticales se han resuelto como fuerzas en sentido negativo de eje 3, vertical.



Por último se deberán obtener los correspondientes empujes del terreno sobre el estribo y su punto de aplicación:

El ángulo de rozamiento del terreno B2, es decir, sobre aquel en que se cimienta la zapata del estribo es 33º y su peso específico es de 17 kN/m³. Para el caso de la situación en la fase constructiva de la obra y la fase definitiva de la obra, se ha supuesto que el nuevo terreno a disponer tiene unas características similares al terreno B2.

El coeficiente de empuje activo para arenas es de:

$$K_a = \frac{1 - \text{SEN}(\varphi)}{1 + \text{SEN}(\varphi)} = \frac{1 - \text{SEN}(33)}{1 + \text{SEN}(33)} = 0.2948$$

Se ha considerado una carga en cabeza del talud de 10 kN/m² por posible tráfico de maquinaria durante su construcción.

Las cotas de cimentación respecto a la cota del terreno original son de:

- Cota de cimentación del trasdós en zapata 1 $z1_{B2 \text{ Trasdós}} = 9.05 \text{ m}$
- Cota de cimentación del trasdós en zapata 2 $z2_{B2 \text{ Trasdós}} = 7.85 \text{ m}$
- Cota de cimentación del intradós en zapata 1 $z1_{B2 \text{ Intradós}} = 2.5 \text{ m}$
- Cota de cimentación del intradós en zapata 2 $z2_{B2 \text{ Intradós}} = 2.5 \text{ m}$

Las tensiones en el terreno son las siguientes: $\sigma(z) = \sigma_0 + \gamma \cdot z \text{ kN/m}^2$

- Tensión en zapata 1 en el trasdós en cota 0 $\sigma1_{B2(0)} = 10 \text{ kN/m}^2$
- Tensión en zapata 2 en el trasdós en cota 0 $\sigma2_{B2(0)} = 10 \text{ kN/m}^2$
- Tensión en zapata 1 en el trasdós en cota 9.05 $\sigma1_{B2(9.05)} = 10 + 9.05 \cdot 17 = 163.85 \text{ kN/m}^2$
- Tensión en zapata 2 en el trasdós en cota 7.85 $\sigma2_{B2(7.85)} = 10 + 7.85 \cdot 17 = 133.45 \text{ kN/m}^2$
- Tensión en zapata 1 en el intradós en cota 2.5 $\sigma1_{B2(2.5)} = 2.5 \cdot 17 = 42.5 \text{ kN/m}^2$
- Tensión en zapata 2 en el intradós en cota 2.5 $\sigma2_{B2(2.5)} = 2.5 \cdot 17 = 42.5 \text{ kN/m}^2$

Los empujes son: $e'a(z) = \sigma(z) \cdot K_a$

- Empuje activo en zapata 1 en trasdós en 0 $e'a1_{B2(0)} = 10 \cdot 0.2948 = 2.95 \text{ kN/m}^2$
- Empuje activo en zapata 2 en trasdós en 0 $e'a2_{B2(0)} = 10 \cdot 0.2948 = 2.95 \text{ kN/m}^2$
- Empuje activo en zapata 1 en trasdós en 9.05 $e'a1_{B2(9.05)} = 163.85 \cdot 0.295 = 48.30 \text{ kN/m}^2$
- Empuje activo en zapata 2 en trasdós en 7.85 $e'a2_{B2(7.85)} = 133.45 \cdot 0.295 = 39.34 \text{ kN/m}^2$

Se obtienen a continuación las resultantes del empuje y sus puntos de aplicación:

- Resultante 1 zapata 1 $Ea1,1B2 = e'a1_{B2(0)} \cdot z1_{B2 \text{ Trasdós}} = 2.95 \cdot 9.05 = 26.68 \text{ kN/m}$
- Resultante 2 zapata 1 $Ea2,1B2 = e'a1_{B2(9.05)} \cdot z1_{B2 \text{ Trasdós}} = \frac{1}{2} \cdot (48.3 - 2.95) \cdot 9.05 = 205.23 \text{ kN/m}$
- Resultante 1 zapata 2 $Ea1,2B2 = e'a2_{B2(0)} \cdot z2_{B2 \text{ Trasdós}} = 2.95 \cdot 7.85 = 23.14 \text{ kN/m}$

- Resultante 2 zapata 2 $Ea2,2B2 = e'a2_{B2(7.85)} \cdot z2_{B2 \text{ Trasdós}} = \frac{1}{2} \cdot (39.3 - 2.95) \cdot 7.85 = 142.84 \text{ kN/m}$

- Punto aplicación R1 z1 $d1,1 = \frac{z1B2}{2} = \frac{8.3}{2} = 4.53 \text{ m}$
- Punto aplicación R2 z1 $d2,1 = \frac{z1B2}{3} = \frac{8.3}{3} = 3.02 \text{ m}$
- Punto aplicación R1 z2 $d1,2 = \frac{z1B2}{2} = \frac{7.1}{2} = 3.93 \text{ m}$
- Punto aplicación R2 z2 $d2,2 = \frac{z1B2}{3} = \frac{8.3}{3} = 2.62 \text{ m}$

No se ha tenido en cuenta el terreno situado en el intradós por resultar más favorable y por darse la situación (durante la construcción) de no existir dicho terreno. Los valores de los puntos de aplicación son tomados desde la cota de cimentación.

Las resultantes de empujes y sus puntos de aplicación en cada zapata son:

- Empuje activo zapata 1 $Ea1 = Ea1,1B2 + Ea2,1B2 = 26.68 + 205.23 = 231.91 \text{ kN/m}$
- Empuje activo zapata 2 $Ea2 = Ea1,2B2 + Ea2,2B2 = 23.14 + 142.84 = 165.99 \text{ kN/m}$
- Punto de aplicación de Ea1 $da1 = \frac{Ea1,1B2 \cdot d1,1 + Ea2,1B2 \cdot d2,1}{Ea1} = 3.19 \text{ m}$
- Punto de aplicación de Ea2 $da2 = \frac{Ea1,2B2 \cdot d1,2 + Ea2,2B2 \cdot d2,2}{Ea2} = 2.80 \text{ m}$
- Empuje total zapata 1 $E1 = Ea1 \cdot L1 = 231.91 \cdot 24 = 5565.87 \text{ kN}$
- Empuje total zapata 2 $E2 = Ea2 \cdot L2 = 165.99 \cdot 24 = 3983.64 \text{ kN}$

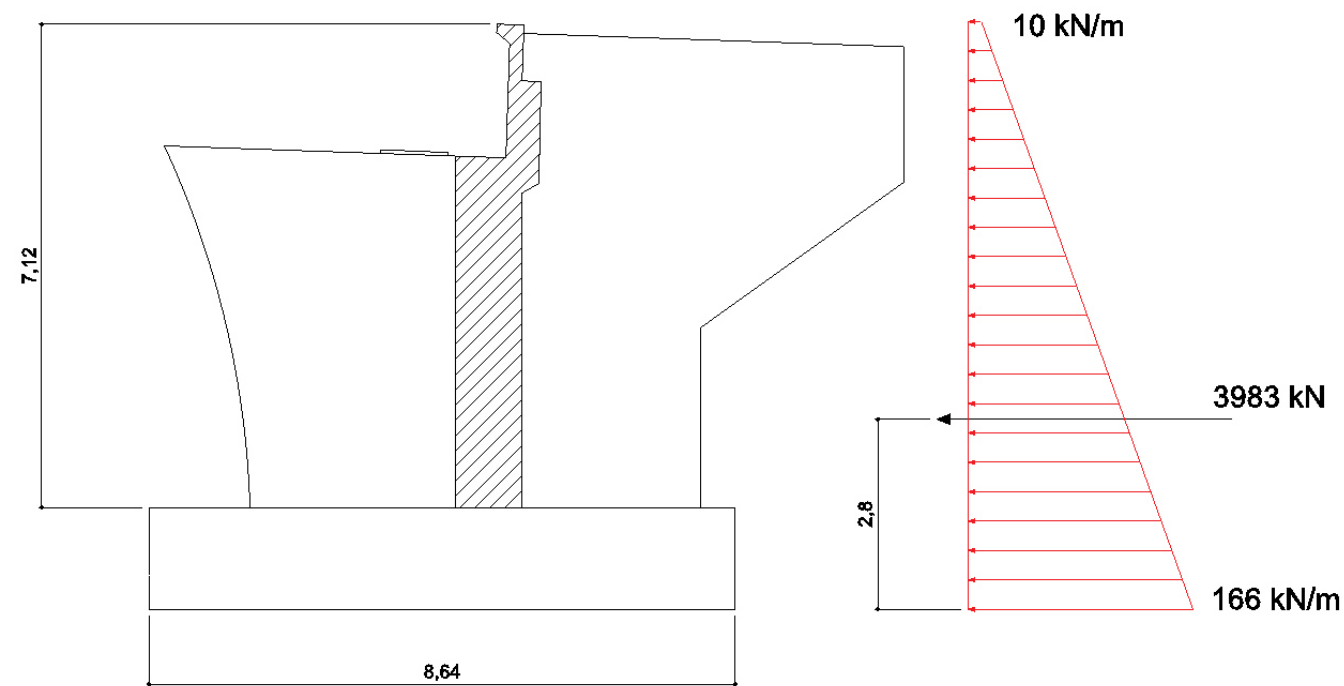


Figura 16. RESULTANTE DE EMPUJES DEL ESTRIBO 2 SITUADO A LA PROXIMIDAD DEL PARQUE DE TEMPELHOF.

A continuación se puede observar finalmente la totalidad de los esfuerzos centrados en ambas zapatas en cota de cimentación:

ESFUERZOS CENTRADOS EN LA ZAPATA EN COTA DE CIMENTACIÓN										
Zapata	F1 MAX	F1 MIN	F2 MAX	F2 MIN	F3 MAX	F3 MIN	M1 MAX	M1 MIN	M2 MAX	M2 MIN
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN m	KN m	KN m	KN m
1	-345	307	-6814	-4318	56193	10688	-69561	0	-3561	0
2	-75	72	3984	0	58354	10688	-31294	0	-9350	0

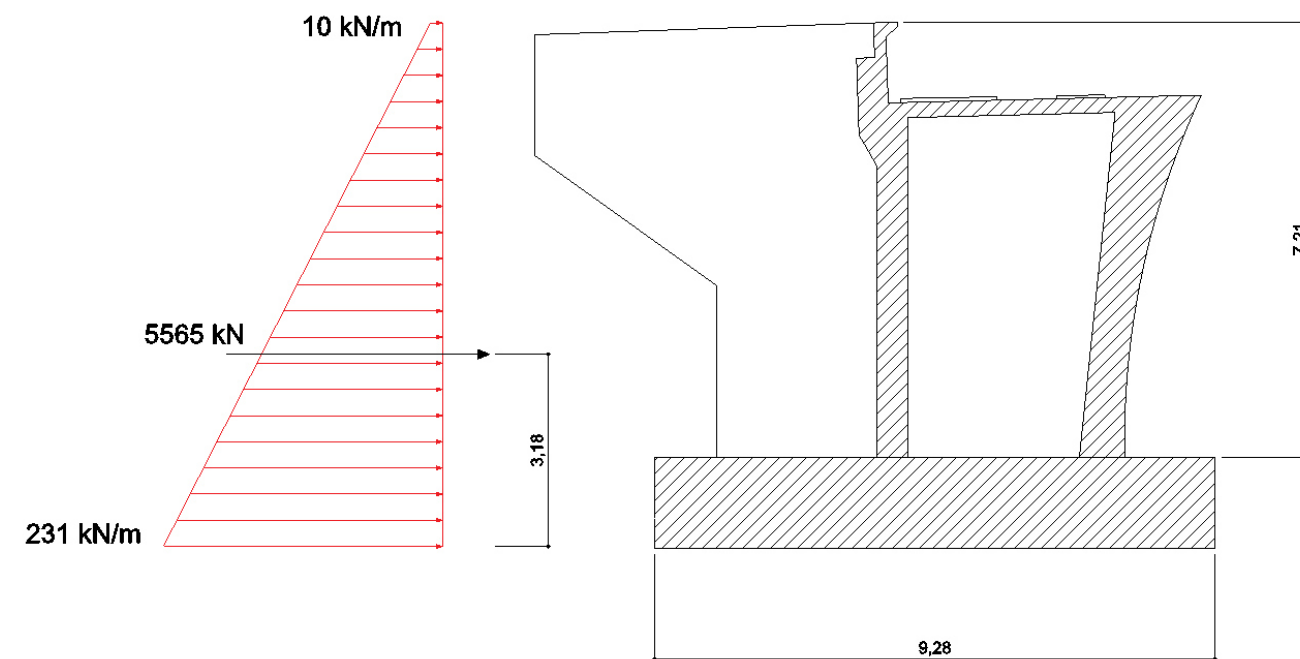


Figura 17. RESULTANTE DE EMPUJES DEL ESTRIBO 1 SITUADO A LA PROXIMIDAD DE LA CALLE OVERLANDSTRASSE.

V.3. Dimensiones

Las dimensiones de la zapata son las siguientes:

- Ancho de la zapata 1 $B1 = 10m$
- Ancho de la zapata 2 $B2 = 9.24m$
- Largo de la zapata 1 $L1 = 28.5m$
- Largo de la zapata 2 $L2 = 28.5m$
- Canto de la zapata 1 $h1 = 1.5m$
- Canto de la zapata 2 $h2 = 1.5m$

La dirección B de la zapata coincide con el eje 2 y la dirección L con el eje 1.

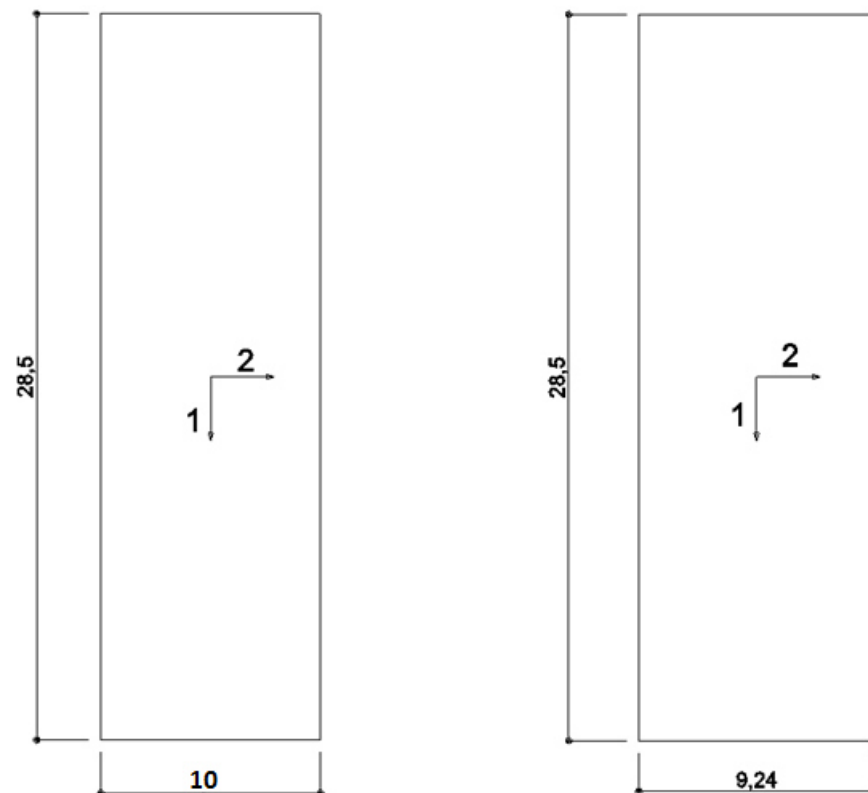


Figura 18. PLANTA DE LAS DIMENSIONES Y EJES DE LA ZAPATA 1 (IZQUIERDA) Y LA ZAPATA 2 (DERECHA)

Las dimensiones reducidas de las zapatas debido al descentramiento de la carga se obtienen de la siguiente manera:

Los siguientes valores son el resultado de calcular los esfuerzos obtenidos con el modelo de SAP en el centro de gravedad de la zapata.

- Resultante vertical en zapata 1 $Q_1 = F3,1 = 56193 \text{ kN}$
- Resultante vertical en zapata 2 $Q_2 = F3,2 = 58354 \text{ kN}$
- Momento sobre B en la zapata 1 $M_{B1} = M1,1 = 69561 \text{ kNm}$
- Momento sobre B en la zapata 2 $M_{B2} = M1,2 = 31294 \text{ kNm}$
- Momento sobre L en la zapata 1 $M_{L1} = M2,1 = 3561 \text{ kNm}$
- Momento sobre L en la zapata 2 $M_{L2} = M2,2 = 9350 \text{ kNm}$

A continuación se han obtenen las excentricidades:

$$e = M/Q$$

- Excentricidad en la dirección 2 zapata 1 $e_{b1} = MB1/Q1 = 69561/56193 = 1.24 \text{ m}$
- Excentricidad en la dirección 2 zapata 2 $e_{b2} = MB2/Q2 = 31294/58354 = 0.536 \text{ m}$
- Excentricidad en la dirección 1 zapata 1 $e_{L1} = ML1/Q1 = 3561/56193 = 0.063 \text{ m}$
- Excentricidad en la dirección 1 zapata 2 $e_{L2} = ML2/Q2 = 9350/58354 = 0.160 \text{ m}$

Por tanto las dimensiones eficaces de la zapata son las siguientes:

- Ancho eficaz de la zapata 1 $B'1 = B1 - 2 \cdot e_{b1} = 10 - 2 \cdot 1.24 = 7.52 \text{ m}$
- Ancho eficaz de la zapata 2 $B'2 = B2 - 2 \cdot e_{b2} = 9.24 - 2 \cdot 0.536 = 8.17 \text{ m}$
- Largo eficaz de la zapata 1 $L'1 = L1 - 2 \cdot e_{L1} = 28.5 - 2 \cdot 0.063 = 28.37 \text{ m}$
- Largo eficaz de la zapata 2 $L'2 = L2 - 2 \cdot e_{L2} = 28.5 - 2 \cdot 0.160 = 28.18 \text{ m}$

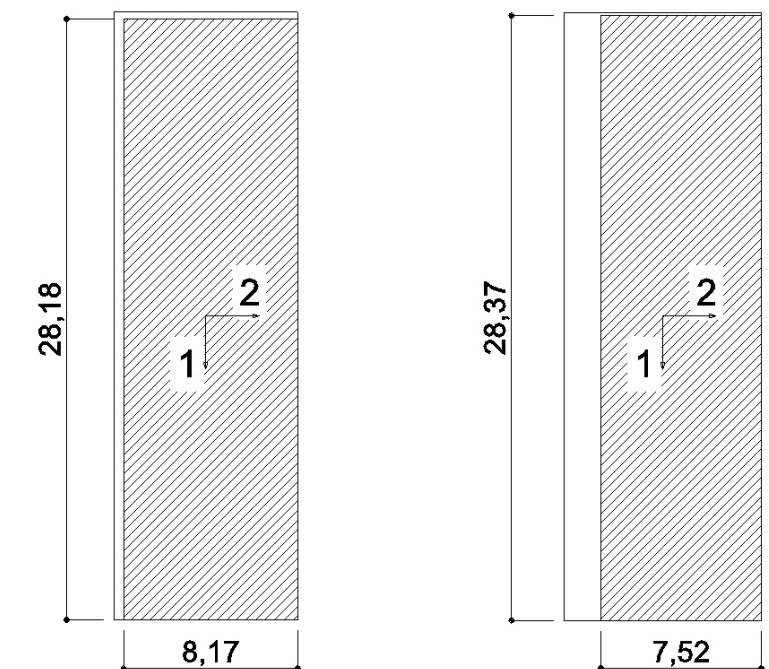


Figura 19. PLANTA DE LAS DIMENSIONES EFICACES DE LA ZAPATA 1 (DERECHA) Y LA ZAPATA 2 (IZQUIERDA)

V.4. Comprobaciones ELS

V.4.1. Asientos inducidos

El primer cálculo que se recomienda realizar en terrenos granulares de tipo arenoso es el de los asientos, ya que es éste el que nos limitará nuestras comprobaciones. Para ello se procederá al análisis mediante el método de Schmertmann.

Según este método, la zona de influencia de la zapata por debajo de la cimentación es $2B$, y el asiento:

$$S = C_1 \cdot q_{tn} \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)$$

Siendo:

$s =$ Asiento total

$C_1 =$ Coeficiente de profundidad $= 1 - 0.5 \cdot \frac{q'}{q_{tn}} \geq 0.5$

$B =$ Ancho de la zapata

$q_{tn} =$ carga transmitida neta $= q_t - q$

$q_t =$ carga transmitida por la zapata $= \frac{F_3}{B \cdot L}$

$q = q' =$ tensión efectiva a cota de cimentación $= \gamma \cdot z$

$I_z =$ Coeficiente de influencia

$E =$ Módulo de elasticidad del terreno

Para la realización del cálculo se ha considerado como punto de referencia la cota del terreno situada en la posición previa a la intervención, es decir, la cota original del terreno, considerándose esta cota el cero absoluto. El terreno que se añade se considera como peso, y como se indica en el apartado anterior, se tiene en cuenta con los esfuerzos que introduce en la zapata (Consultar planos del perfil estratigráfico del informe geotécnico).

A continuación se puede observar una imagen del perfil a partir del cual se tomarán las referencias:

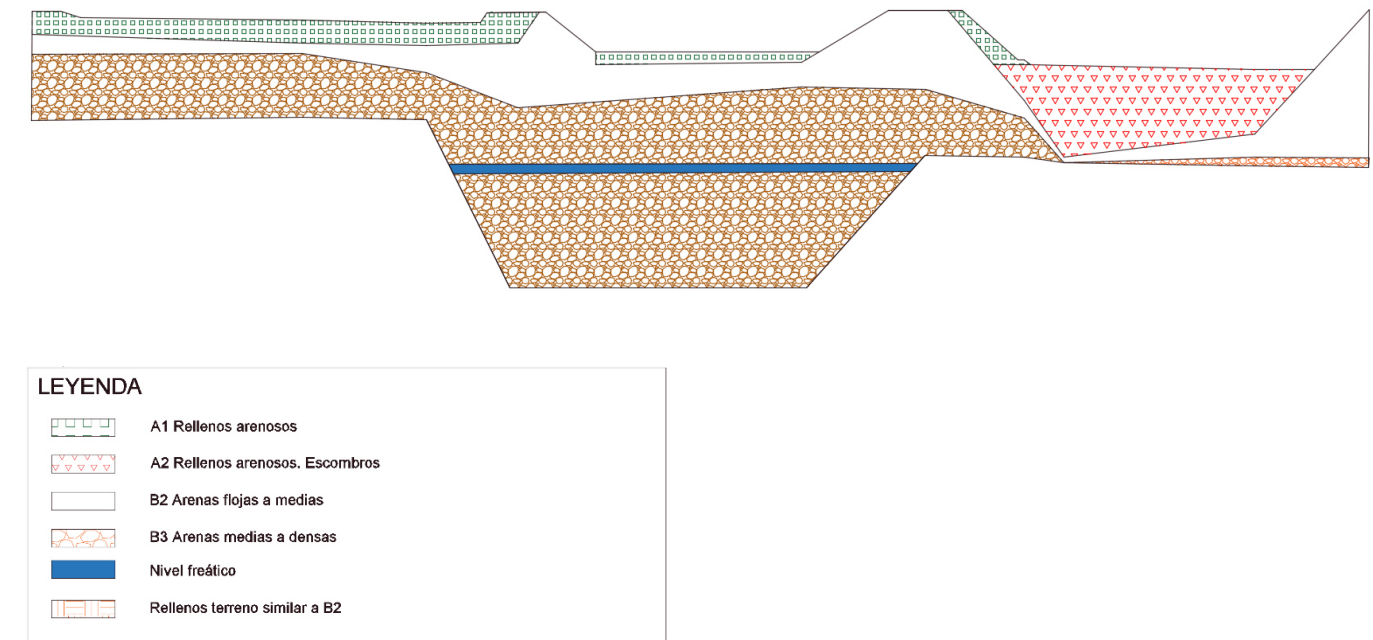


Figura 20. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE REFERENCIA.

A partir de los planos de situación de los estribos podemos obtener la cota de cimentación de las zapatas:

- Cota de cimentación en zapata 1 $z_1 = 5.5 \text{ m}$
- Cota de cimentación en zapata 2 $z_2 = 5.2 \text{ m}$

Como en este caso sobre la zapata 1 existen previamente dos terrenos, habrá que obtener sus volúmenes.

- Volumen de terreno A1 sobre zapata 1 $V_{A1} = 942.64 \text{ m}^3$
- Volumen de terreno B2 sobre zapata 1 $V_{B2} = 744.56 \text{ m}^3$
- Peso específico del terreno A1 $\gamma_{A1} = 16 \text{ kN/m}^3$
- Peso específico del terreno B2 $\gamma_{B2} = 17 \text{ kN/m}^3$

Por tanto las tensiones efectivas a cota de cimentación son:

- Tensión efectiva sobre zapata 1 $q_1 = \frac{V_{A1,1} \cdot \gamma_{A1} + V_{B2,1} \cdot \gamma_{B2}}{B_1 \cdot L_1} = \frac{943 \cdot 16 + 745 \cdot 17}{10 \cdot 28.5} = 97 \text{ kN/m}^2$
- Tensión efectiva sobre zapata 1 $q_2 = z_2 \cdot \gamma_2 = 5.2 \cdot 17 = 88.4 \text{ kN/m}^2$

Las cargas transmitidas se obtienen a partir de los esfuerzos que transmite la zapata:

- Cargas verticales zapata 1 $F_{3,1} = 56193 \text{ kN}$
- Cargas verticales zapata 2 $F_{3,2} = 58354 \text{ kN}$
- Carga transmitida zapata 1 $q_{t1} = \frac{F_{3,1}}{B_1 \cdot L_1} = \frac{56193}{10 \cdot 28.5} = 197.17 \text{ kN}$
- Carga transmitida zapata 2 $q_{t2} = \frac{F_{3,2}}{B_2 \cdot L_2} = \frac{58354}{10 \cdot 28.5} = 221.59 \text{ kN}$

Por tanto la carga transmitida neta es $q_{tn} = q_t - q$

- Carga transmitida neta en la zapata 1 $q_{tn1} = q_{t1} - q_1 = 197.17 - 97 = 99.84 \text{ kN/m}^2$
- Carga transmitida neta en la zapata 2 $q_{tn2} = q_{t2} - q_2 = 221.59 - 88.4 = 133.19 \text{ kN/m}^2$

El coeficiente de profundidad se puede obtener a partir de la siguiente fórmula: $C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{q'}{q_{tn}} \geq 0.5$

- C1 zapata 1 $C_{1,1} = 1 - 0.5 \cdot 97/99.84 = 0.513$
- C1 zapata 2 $C_{1,2} = 1 - 0.5 \cdot \frac{88.4}{123.19} = 0.6681$

Para el cálculo del coeficiente de influencia se utiliza la siguiente ley:

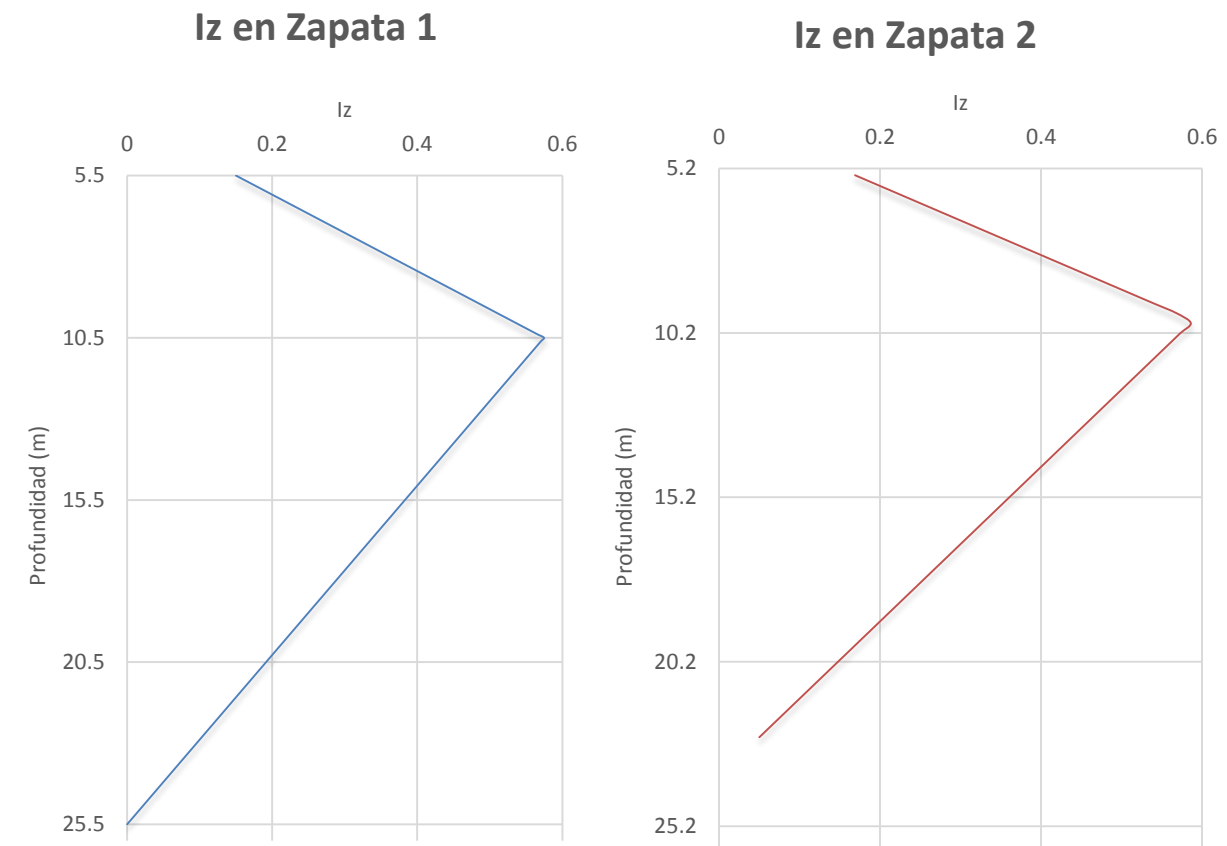


Figura 21. IZ EN ZAPATA 1

Figura 22. IZ EN ZAPATA 2

Estas leyes se obtienen con los valores de Iz que siguen:

- Coef. de influencia zapata 1 cota cimentación (5.5 m) $Iz(0)_1 = 0.15$
- Coef. de influencia zapata 2 cota cimentación (5.2 m) $Iz(0)_2 = 0.15$
- Coef. de influencia zapata 1 en B1/2 (5.5 m + 5 m)

$$Iz(10.5)_1 = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{q_{tn1}}{q \left(\frac{B1}{2} \right)}} = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{99.84}{\gamma_{A1} \cdot 4.5 + \gamma_{B2} \cdot (10.5 - 4.5)}} = 0.575$$



- Coef. de influencia zapata 2 en B2/2 (5.2 m + 4.32 m)

$$I_z(9.52)_2 = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{q_{tn2}}{q \left(\frac{B2}{2}\right)}} = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{133.19}{9.52 \cdot 17}} = 0.5893$$

Realizando ahora el sumatorio, teniendo en cuenta que los incrementos tanto de cota como de módulo elástico son cada 0.1 m, y utilizando las gráficas figura 4 (módulo elástico) y figuras 18 y 19 (I_z).

$$\sum_0^{2B} \left(\frac{I_z \cdot \Delta z}{E} \right)$$

$$\sum_0^{20} \left(\frac{I_z \cdot \Delta z}{E} \right)_1 = 0.000246454 \text{ m}^3/\text{kN}$$

$$\sum_0^{20} \left(\frac{I_z \cdot \Delta z}{E} \right)_2 = 0.000192657 \text{ m}^3/\text{kN}$$

Por tanto los asientos son:

$$S = C_1 \cdot q_{tn} \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)$$

- Asiento bajo la zapata 1

$$S1 = C_{1,1} \cdot q_{tn1} \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)_1 = 0.513 \cdot 99.84 \cdot 0.000246454 \cdot 100 = 1.26 \text{ cm}$$

- Asiento bajo la zapata 2

$$S2 = C_{1,2} \cdot q_{tn2} \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)_2 = 0.6681 \cdot 133.19 \cdot 0.000192657 \cdot 100 = 1.71 \text{ cm}$$

El asiento diferencial entre las dos zapatas será:

- Asiento diferencial $Sd = |s1 - s2| = |1.21 - 1.71| = 0.4534 \text{ cm}$

Los asientos máximos permitidos en la norma para zapatas aisladas son de:

- Asientos máximos para zapatas aisladas $s_{max} = 2.5 \text{ cm}$

Los asientos diferenciales máximos que se permiten son de:

- Asientos diferenciales en permanentes $s_{d,perm} = 0.5 \text{ cm}$
- Asientos diferenciales en variables $s_{d,var} = 1 \text{ cm}$



V.5. Comprobaciones ELU

Para las comprobaciones del estado límite último se han seguido las indicaciones de la “Guía de Cimentaciones en obras de Carretera”.

V.5.1. Estabilidad global

Según la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras”, se puede omitir esta comprobación cuando se trate de terrenos llanos y firmes.

Se entiende por terrenos llanos aquellos cuya pendiente medida en el entorno de la cimentación (entorno con amplitud del orden de 5 veces el ancho B del cimientto) no supere el 10%, y por firmes aquellos que no presentan ningún signo de inestabilidad previa, ni evidencia que lo puedan presentar en el futuro.

Para el caso estudiado de los estribos, la pendiente media en el entorno de la cimentación es de 9% y además el terreno no presenta ningún tipo de inestabilidad previa ni lo evidencia de cara al futuro. Por tanto, se puede considerar que se dispone de un terreno llano y firme en el cual se puede omitir la comprobación de estabilidad global.

No obstante, para tratar el tema de la estabilidad de los taludes, sí ha sido necesario realizar un estudio sobre su estabilidad, el cual se ha escrito en el apartado III del presente anejo.

V.5.2. Hundimiento

Para la obtención del factor de seguridad frente a hundimiento, la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” proporciona la siguiente fórmula:

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_v} = \frac{q_{hn}}{q_{tn}} = \frac{q_h - q}{q_t - q}$$

Para la obtención del factor de seguridad, hay que calcular por un lado la carga transmitida neta, y por otro lado la carga de hundimiento neta. A continuación se muestran las operaciones realizadas para la obtención de las cargas anteriores:

Para el cálculo de la carga transmitida se utiliza la siguiente expresión:

$$q_{tn} = q_t - q$$

Donde la carga total se calcula con la siguiente formulación:

$$q_t = \frac{F_3}{B' \cdot L'}$$

Aplicándola al caso estudiado, se obtienen los siguientes valores:

$$q_{t1} = \frac{56193}{7.52 \cdot 28.37} = 263.22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{t2} = \frac{58354}{8.17 \cdot 28.18} = 253.54 \text{ kN/m}^2$$

Siendo:

q_{t1} Carga transmitida en la zapata 1

q_{t2} Carga transmitida en la zapata 2

$F_{3,1}$ Carga vertical de reacciones, peso de estribos, terreno y zapata en la zapata 1 de 56193 kN

$F_{3,2}$ Carga vertical de reacciones, peso de estribos, terreno y zapata en la zapata 2 de 58354 kN

B_1' Ancho efectivo de la zapata 1 de 7.52 m

L_1' Largo efectivo de la zapata 1 de 28.37 m

B_2' Ancho efectivo de la zapata 2 de 8.17 m

L_2' Largo efectivo de la zapata 2 de 28.18 m

La carga efectiva a cota de cimentación depende directamente del terreno que había con anterioridad y que con la construcción de la zapata se ha retirado, tomando como referencia la cota del terreno original (Figura 17).

Para proceder a su cálculo se empleará la expresión descrita a continuación:

$$q = \frac{\sum \text{Volumen terreno} \cdot \gamma}{B \cdot L}$$

La cual, aplicada al problema estudiado, se puede determinar los siguientes resultados:

$$q_1 = \frac{VA1_1 \cdot \gamma_{A1} + VB2_1 \cdot \gamma_{B2}}{B_1 \cdot L_1} = \frac{942.64 \cdot 16 + 744.56 \cdot 17}{10 \cdot 28.5} = 97.33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = z_2 \cdot \gamma_{B2} = 5.2 \cdot 17 = 88.4 \text{ kN/m}^2$$

Siendo:

q_1 Carga de terreno en la zapata 1

q_{t2} Carga de terreno en la zapata 2

$VA1_1$ Volumen de terreno A1 por encima de la zapata 1

$VB2_1$ Volumen de terreno B2 por encima de la zapata 1

γ_{A1} Peso específico terreno A1

γ_{B2} Peso específico terreno B2

B_1 Ancho de la zapata 1

L_1 Largo de la zapata 1

z_2 Cota de cimentación en la zapata 2 (Donde el terreno es homogéneo)

Se han aplicado métodos diferentes dado que en el caso de la zapata 1, el terreno existente era heterogéneo, y por tanto, se ha realizado el cálculo teniendo en cuenta los diversos estratos que se han encontrado en la zona estudiada.

Por tanto, la carga transmitida neta es:

$$q_{tn1} = q_{t1} - q_1 = 263.22 - 97.33 = 165.88 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata 1}$$

$$q_{tn2} = q_{t2} - q_2 = 253.54 - 88.4 = 165.14 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata 2}$$

Para el cálculo de la carga de hundimiento, necesaria para la obtención del factor de seguridad, se tiene que partir de la siguiente suposición; el terreno superior debe ser T1 (en este caso B2) y el situado inferiormente el terreno T2 (en este caso B3) siendo la carga de hundimiento de terreno T1 mayor a la del terreno T2.

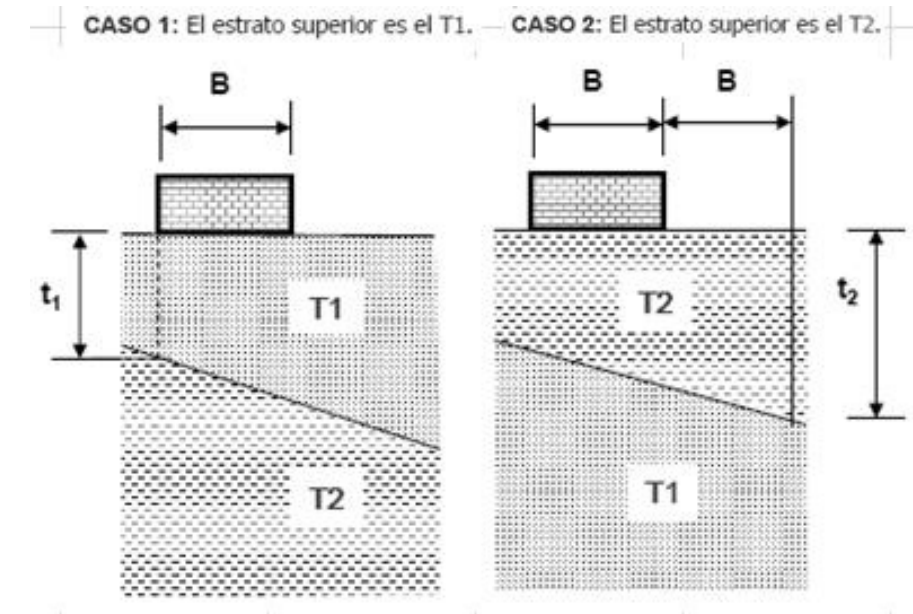


Figura 23. TERRENOS ESTRATIFICADOS.

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

Factores de capacidad de carga:

- Ángulo de rozamiento del terreno $\phi = 33^\circ$
- N_{q1} $N_{q1} = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 26.09$
- N_{q2} $N_{q2} = N_{q1} = 26.09$
- $N_{\gamma1}$ $N_{\gamma1} = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1.5 \cdot (26.09 - 1) \tan 33 = 24.44$
- $N_{\gamma2}$ $N_{\gamma2} = N_{\gamma1} = 24.44$

Factores de forma

- S_{q1} $s_{q1} = 1 + B'1/L'1 \cdot \tan \phi = 1 + 7.52/28.37 \cdot \tan(33) = 1.17$
- S_{q2} $s_{q2} = 1 + B'2/L'2 \cdot \tan \phi = 1 + 8.17/28.18 \cdot \tan(33) = 1.19$
- $S_{\gamma1}$ $s_{\gamma1} = 1 - 0.4 \cdot B'1/L'1 = 1 - 0.4 \cdot 7.52/28.37 = 0.89$
- $S_{\gamma2}$ $s_{\gamma2} = 1 - 0.4 \cdot B'2/L'2 = 1 - 0.4 \cdot 8.17/28.18 = 0.88$

Factores de inclinación

Para el cálculo de los factores de inclinación es necesario realizar una serie de cálculos previos, los cuales se muestran a continuación:

$$m_{q1} \quad m_{B1} = \frac{2+B'1/L'1}{1+B'1/L'1} = \frac{2+7.52/28.37}{1+7.52/28.37} = 1.79$$

$$m_{q2} \quad m_{B2} = \frac{2+B'2/L'2}{1+B'2/L'2} = \frac{2+8.17/28.18}{1+8.17/28.18} = 1.78$$

$$m_{L1} \quad m_{L1} = \frac{2+L'1/B'1}{1+L'1/B'1} = \frac{2+28.37/7.52}{1+28.37/7.52} = 1.21$$

$$m_{L2} \quad m_{L2} = \frac{2+L'2/B'2}{1+L'2/B'2} = \frac{2+28.18/8.17}{1+28.18/8.17} = 1.22$$

- Carga horizontal en dirección L zapata 1 $P_{1,L} = P1,1 = 345.65 \text{ kN}$
- Carga horizontal en dirección L zapata 2 $P_{2,L} = P2,1 = 75 \text{ kN}$
- Carga horizontal en dirección B zapata 1 $P_{1,B} = P1,2 = 6814.05 \text{ kN}$
- Carga horizontal en dirección B zapata 2 $P_{2,B} = P2,2 = 3893.64 \text{ kN}$
- Carga horizontal resultante zapata 1 $P_1 = \sqrt{P_{1,L} + P_{1,B}} = 6822 \text{ kN}$
- Carga horizontal resultante zapata 2 $P_2 = \sqrt{P_{2,L} + P_{2,B}} = 3984 \text{ kN}$

$$\text{▪ Ángulo } \theta_1 \text{ zapata 1} \quad \theta_1 = \text{atg}(P_{1,B}/P_{1,L}) = 87.1^\circ$$

$$\text{▪ Ángulo } \theta_2 \text{ zapata 2} \quad \theta_2 = \text{atg}(P_{2,B}/P_{2,L}) = 88.9^\circ$$

$$m_1 = m_{L1} \cdot \cos^2 \theta + m_{B1} \cdot \sin^2 \theta = 1.2 \cdot \cos^2 87 + 1.79 \cdot \sin^2 87 = 1.79$$

$$m_2 = m_{L2} \cdot \cos^2 \theta + m_{B2} \cdot \sin^2 \theta = 1.2 \cdot \cos^2 89 + 1.78 \cdot \sin^2 89 = 1.78$$

Finalmente, después de los cálculos previos anteriores, se procede al cálculo de los factores de inclinación:

$$i_{q1} \quad i_{q1} = \left(1 - \frac{P_1}{F_{3,1}}\right)^{m1} = \left(1 - \frac{6823}{56193}\right)^{1.79} = 0.793$$

$$i_{q2} \quad i_{q2} = \left(1 - \frac{P_2}{F_{3,2}}\right)^{m2} = \left(1 - \frac{3984}{58354}\right)^{1.78} = 0.882$$

$$i_{\gamma 1} \quad i_{\gamma 1} = \left(1 - \frac{P_1}{F_{3,1}}\right)^{m1+1} = \left(1 - \frac{6823}{56193}\right)^{1.79+1} = 0.697$$

$$i_{\gamma 2} \quad i_{\gamma 2} = \left(1 - \frac{P_2}{F_{3,2}}\right)^{m2+1} = \left(1 - \frac{3984}{58354}\right)^{1.78+1} = 0.822$$

Factores de profundidad

- Al ser una cimentación superficial del lado de la seguridad se desprecian, adoptando como valor representativo $d=1$.

Por otro lado, las cargas efectivas se obtienen como:

$$q_1 = 97.33 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata 1}$$

$$q_2 = 88.4 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata 2}$$

Según la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” para el caso de pendientes importantes ($\Psi > 30$) el cálculo de la seguridad frente a la estabilidad global es absolutamente inexcusable, independientemente de la resistencia que pudiera ofrecer el terreno.

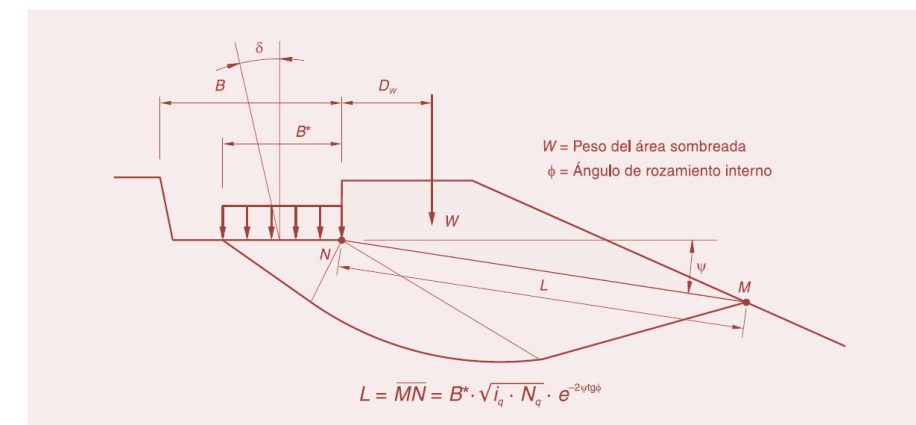


Figura 24. TERRENO CON PENDIENTE EN LA ZONA PASIVA.

Para el caso estudiado, la pendiente del talud $\psi=0$, con lo que se despreciará la comprobación anterior.

Se obtiene con la siguiente expresión la carga de hundimiento:

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

$$q_h = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Para el caso de la zapata 1, la carga de hundimiento tendrá un valor de:

$$q_{h1} = q_1 \cdot N_{q1} \cdot s_{q1} \cdot i_{q1} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B'_1 \cdot N_{\gamma1} \cdot s_{\gamma1} \cdot i_{\gamma1}$$

$$q_{h1} = 97.33 \cdot 26.09 \cdot 1.17 \cdot 0.79 + \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 7.52 \cdot 24.44 \cdot 0.89 \cdot 0.70 = 3335.55 \text{ kN/m}^2$$

Para el caso de la zapata 2, la carga de hundimiento será:

$$q_{h2} = q_2 \cdot N_{q2} \cdot s_{q2} \cdot i_{q2} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B'_2 \cdot N_{\gamma2} \cdot s_{\gamma2} \cdot i_{\gamma2}$$

$$q_{h2} = 88.4 \cdot 26.09 \cdot 1.19 \cdot 0.88 + \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 8.17 \cdot 24.44 \cdot 0.88 \cdot 0.82 = 3650.16 \text{ kN/m}^2$$

Los resultados obtenidos anteriormente eran para el caso en el que el terreno resistente era T1.

A continuación se muestran los mismos resultados obtenidos con el supuesto de que el terreno resistente ahora se trata de T2. Para ello se cambiarán las densidades de los terrenos y cambiarán, por tanto, también sus cargas efectivas.

$$q_{h1} = 99.95 \cdot 26.09 \cdot 1.17 \cdot 0.79 + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 7.54 \cdot 24.44 \cdot 0.89 \cdot 0.70 = 3431.05 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata1}$$

$$q_{h2} = 93.6 \cdot 26.09 \cdot 1.19 \cdot 0.88 + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 8.2 \cdot 24.44 \cdot 0.82 \cdot 0.82 = 3846.37 \text{ kN/m}^2 \text{ en zapata2}$$

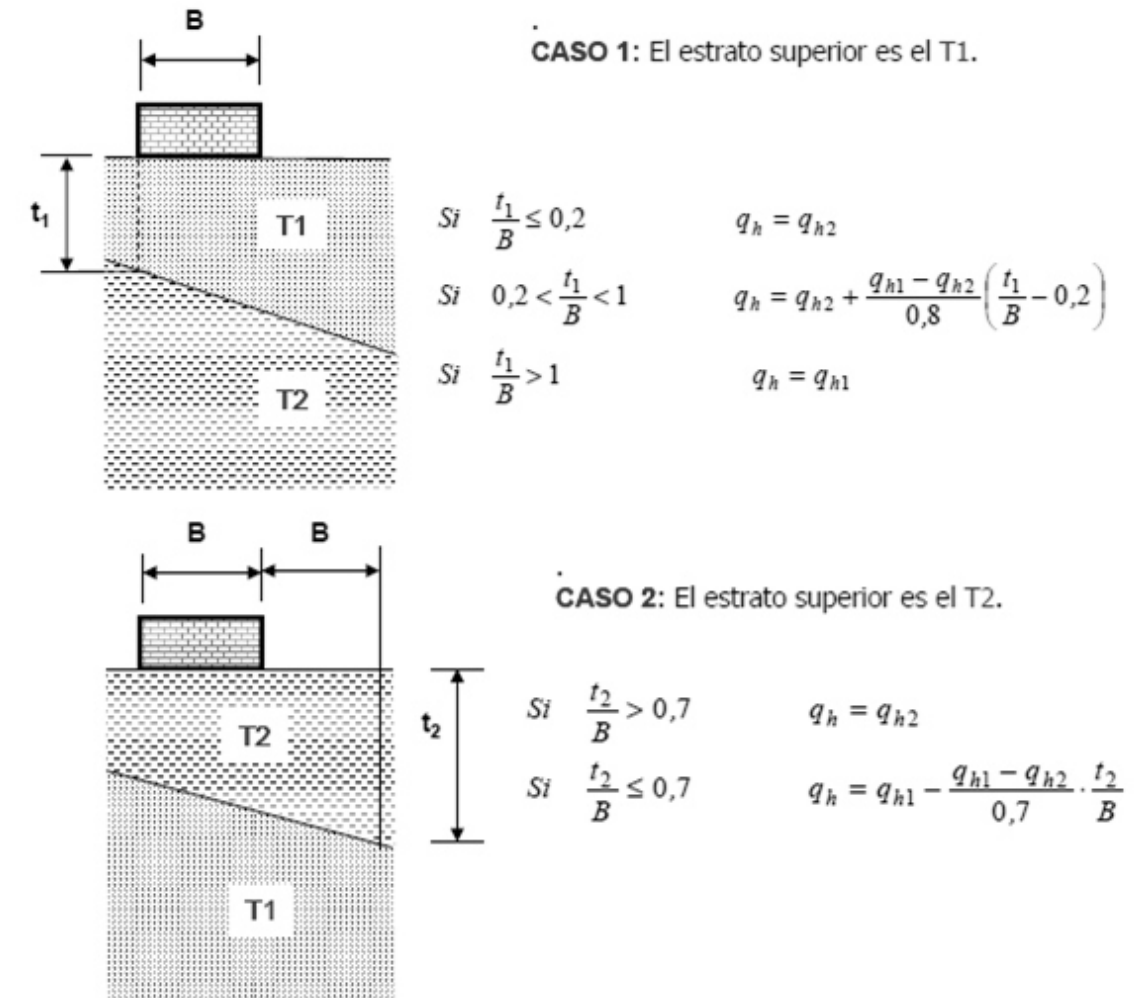


Figura 25. TERRENOS ESTRATIFICADOS. MÉTODO DE LA INTERPOLACIÓN LINEAL.

Como ya se ha comentado, en el siguiente supuesto, el terreno resistente es el que se encuentra por debajo, por tanto estamos en el caso 2.

A continuación se muestran los nuevos datos obtenidos a partir del plano del perfil estratigráfico:

- Distancia en zapata 1 $t_{2,1} = 7.5 \text{ m}$
- Distancia en zapata 2 $t_{2,2} = 9.7 \text{ m}$
- Ancho de la zapata 1 $B_1 = 10 \text{ m}$
- Ancho de la zapata 2 $B_2 = 9.24 \text{ m}$
- Relación en zapata 1 $t_{2,1}/B_1 = 7.5/10 = 0.75 \text{ m} > 0.7$
- Relación en zapata 2 $t_{2,2}/B_2 = 9.7/9.24 = 1.05 \text{ m} > 0.7$



Como en ambos casos la relación es mayor que 0.7, la carga de hundimiento se obtiene para el caso 2.

$q_{h1} = 3431.05 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 1}$

$q_{h2} = 3846.37 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 2}$

Las cargas efectivas eran de:

$q_1 = 97.33 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 1}$

$q_2 = 88.4 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 2}$

Por tanto las cargas de hundimiento netas son:

$q_{hn1} = q_{h1} - q_1 = 3431.05 - 97.33 = 3333.72 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 1}$

$q_{hn2} = q_{h2} - q_2 = 3846.37 - 88.4 = 3757.97 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 2}$

Y las cargas transmitidas netas:

$q_{tn1} = q_{t1} - q_1 = 263.22 - 97.33 = 165.88 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 1}$

$q_{tn2} = q_{t2} - q_2 = 253.54 - 88.4 = 165.14 \text{ kN/m}^2 \text{ en la zapata 2}$

Finalmente, los factores de seguridad frente al hundimiento son:

$F_{h1} = \frac{q_{hn1}}{q_{tn1}} = \frac{3333.72}{165.88} = 20.10 \text{ en la zapata 1}$

$F_{h2} = \frac{q_{hn2}}{q_{tn2}} = \frac{3757.97}{165.14} = 22.76 \text{ en la zapata 2}$

La norma considera la seguridad frente al hundimiento suficiente cuando se supera un valor de 3; por tanto en ambos casos, con un factor de 20.10 y 22.76, se considera que la cimentación es segura frente al hundimiento

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

V.5.3. Deslizamiento

Para la comprobación de la seguridad frente al deslizamiento se debe comprobar el factor de seguridad obtenido mediante la siguiente formulación:

$$Fd = \frac{F_3 \cdot \tan \varphi + B' \cdot L' \cdot c + R}{P}$$

Donde:

- F_3 Resultante vertical efectiva
- φ Ángulo de rozamiento del terreno de 33º
- c Cohesión del terreno, en este caso 0
- B', L' Dimensiones equivalentes de la cimentación
- R Posibles resistencias adicionales
- P Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación, se desprecia.

Las resultantes verticales se toman de los esfuerzos centrados en la zapata en cota de cimentación:

- Resultante vertical en zapata 1 $F_{3,1} = 56193 \text{ kN}$
- Resultante vertical en zapata 2 $F_{3,2} = 58354 \text{ kN}$

Las resultantes horizontales se obtienen de la composición de esfuerzos en las dos direcciones horizontales y se recogen a partir de las calculadas en el apartado anterior:

- Carga horizontal resultante zapata 1 $P_1 = 6822 \text{ kN}$
- Carga horizontal resultante zapata 2 $P_2 = 3984 \text{ kN}$

Por tanto los coeficientes de seguridad frente al deslizamiento son:

$Fd_1 = \frac{F_{3,1} \cdot \tan \varphi}{P_1} = \frac{56193 \cdot \tan 33}{6822} = 4.28 \text{ en la zapata 1}$

$Fd_2 = \frac{F_{3,2} \cdot \tan \varphi}{P_2} = \frac{58354 \cdot \tan 33}{3984} = 7.61 \text{ en la zapata 2}$



La norma considera que a partir de un coeficiente de 1.5, la seguridad frente al deslizamiento es suficiente. En el caso que se estudia, los factores de seguridad son de 4.28 para la zapata 1 y 7.61 para la zapata 2, superiores a los indicados por la norma, por tanto, se considera suficiente la seguridad frente al deslizamiento del terreno.

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

V.5.4. Vuelco

La seguridad frente a vuelco se comprueba según la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” mediante dos posibles comprobaciones; el vuelco rígido y el vuelco plástico. En ambas debe comprobarse el factor de seguridad frente a vuelco, el cual se calcula empleando la siguiente expresión:

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

Para la primera de las posibles comprobaciones, es decir, la del vuelco plástico, se considera un eje de retranqueo del eje de giro situado a una distancia d, tal y como se indica en la siguiente imagen extraída de la guía de cimentaciones:

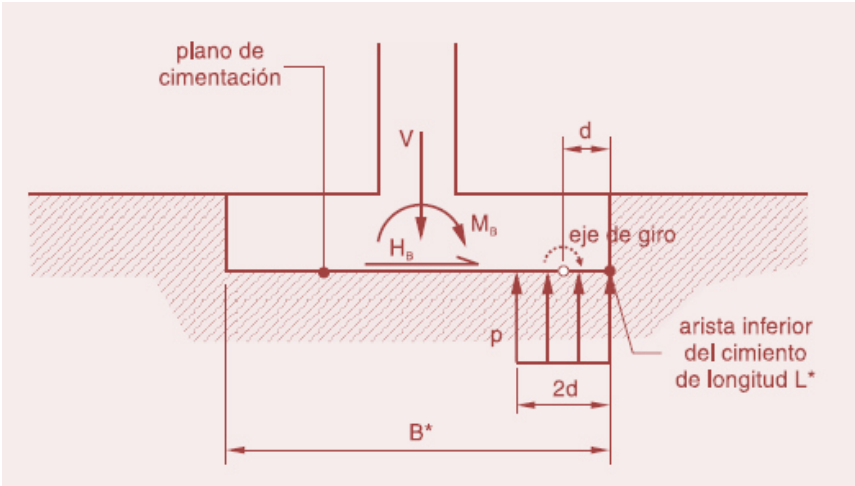


Figura 26. ESQUEMA DE RETRANQUEO DEL EJE DE GIRO

Para la obtención de la distancia al eje de giro d, se sigue la siguiente formulación, considerando un giro alrededor de la arista L:

$$d = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_3}{p \cdot L'}$$

Donde:

- d Distancia al eje de giro
- F₃ Resultante vertical efectiva
- p Presión actuante en la zona del eje de giro
- L' Largo efectivo de la zapata

La presión se obtiene con la carga de hundimiento neta, obtenida en el apartado anterior:

$$p = qhn$$

$$p1 = qhn1 = 3333.72 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = qhn2 = 3757.97 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto:

- Distancia al eje de giro en la zapata 1

$$d_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{3,1}}{p_1 \cdot L'_1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{56193}{3333.72 \cdot 28.37} = 0.297 \text{ m en la zapata 1}$$

- Distancia al eje de giro en la zapata 2

$$d_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{3,2}}{p_2 \cdot L'_2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{58354}{3757.97 \cdot 28.18} = 0.276 \text{ m en la zapata 2}$$



- Distancia desde el centro de esfuerzos al eje de giro para la obtención del momento del esfuerzo vertical:

$$f_1 = \frac{B'_1}{2} - d_1 = \frac{7.52}{2} - 0.297 = 3.47 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{B'_2}{2} - d_2 = \frac{8.17}{2} - 0.276 = 3.81 \text{ m}$$

Los momentos son los siguientes:

- Momento volcador en la zapata 1

$$M_{1,1} = 69561 \text{ kNm}$$

- Momento volcador en la zapata 2

$$M_{1,2} = 31294 \text{ kNm}$$

- Momento volcador del peso de hormigón por el desplazamiento del eje de giro en la zapata 1

$$M_{pesoh1} = Pesoh_1 \cdot \frac{d_1}{2} = (d_1 \cdot h_1 \cdot L_1) \cdot \frac{d_1}{2} = (0.297 \cdot 1.5 \cdot 28.5) \cdot \frac{0.297}{2} = 93.88 \text{ kNm}$$

- Momento volcador del peso de hormigón por el desplazamiento del eje de giro en la zapata 2

$$M_{pesoh2} = Pesoh_2 \cdot \frac{d_2}{2} = (d_2 \cdot h_2 \cdot L_2) \cdot \frac{d_2}{2} = (0.276 \cdot 1.5 \cdot 28.5) \cdot \frac{0.276}{2} = 80.22 \text{ kNm}$$

- Momentos estabilizadores en la zapata 1

$$M_{F3,1} = (F_{3,1} - Pesoh_1) \cdot f_1 = (56193 - 632) \cdot 3.47 = 192522 \text{ kNm}$$

$$M_{F3,2} = (F_{3,2} - Pesoh_2) \cdot f_2 = (58354 - 582) \cdot 3.81 = 220008 \text{ kNm}$$

Por consiguiente, el factor de seguridad frente al vuelco plástico adopta un valor de:

$$Fv_1 = \frac{\sum M_{estabilizadores1}}{\sum M_{volcadores1}} = \frac{M_{F3,1}}{M_{1,1} + M_{pesoh1}} = \frac{192522}{69561 + 93.88} = 2.76$$

$$Fv_2 = \frac{\sum M_{estabilizadores2}}{\sum M_{volcadores2}} = \frac{M_{F3,2}}{M_{1,2} + M_{pesoh2}} = 7.01$$

Para la segunda de las comprobaciones posibles exigidas por la guía, la del vuelco rígido, se considera el vuelco alrededor de la arista L:

- Distancia desde el centro de esfuerzos al eje de giro para la obtención del momento del esfuerzo vertical:

$$f_1 = \frac{B'_1}{2} = \frac{7.52}{2} = 3.76 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{B'_2}{2} = \frac{8.17}{2} = 4.085 \text{ m}$$

Los momentos son los siguientes:

- Momento volcador en la zapata 1

$$M_{1,1} = 69561 \text{ kNm}$$

- Momento volcador en la zapata 2

$$M_{1,2} = 31294 \text{ kNm}$$

- Momentos estabilizadores en la zapata 1

$$M_{F3,1} = (F_{3,1}) \cdot f_1 = (56193) \cdot 3.76 = 211404 \text{ kNm}$$

$$M_{F3,2} = (F_{3,2}) \cdot f_2 = (58354) \cdot 4.085 = 238303 \text{ kNm}$$

Finalmente obtenemos un factor de seguridad frente al vuelco rígido de:

$$Fv_1 = \frac{\sum M_{estabilizadores1}}{\sum M_{volcadores1}} = \frac{M_{1,1}}{M_{F3,1}} = \frac{211404}{69561} = 3.04$$

$$Fv_2 = \frac{\sum M_{estabilizadores2}}{\sum M_{volcadores2}} = \frac{M_{1,2}}{M_{F3,2}} = \frac{238303}{31294} = 7.62$$

Por tanto, una vez obtenidos ambos coeficientes, se comparan con aquello exigido en la guía la cual considera que la cimentación es segura frente al vuelco con un coeficiente de 1.5 para el vuelco rígido y de 2 para el vuelco plástico. En el caso que se presenta, los factores de seguridad frente a vuelco plástico son de 2.76 y 7.01 mientras que para el vuelco rígido son de 3.04 y 7.62, por tanto se cumple con la seguridad frente al vuelco.

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



VI. Conclusiones

En el presente anejo se han desarrollado las comprobaciones geotécnicas pertinentes de los posibles modos de fallo que pueden sufrir las subestructuras de las que dispone la obra. A continuación se van a analizar los resultados uno a uno desde un punto de vista geotécnico:

En primer lugar, cabe decir que las correlaciones adoptadas tanto para la transformación de los resultados del ensayo DPH al ensayo SPT, la adoptada para obtener el módulo de elasticidad a partir del SPT como la utilizada para obtener el ángulo de rozamiento, deben aplicarse cuidadosamente, dado que son relaciones empíricas. Por ello, dada la falta de ensayos in situ, se han aplicado más de una correlación para poder comparar resultados y elegir aquellos que sean más desfavorables. Las correlaciones aplicadas no proporcionan datos exactos, sin embargo, si pueden ser una guía útil a la hora de obtener valores aproximados de los distintos parámetros del suelo.

En segundo lugar, se ha comprobado la estabilidad global de los taludes tanto durante la fase de construcción de la obra como durante la fase definitiva de ésta, obteniéndose unos factores de seguridad que cumplen con la “Guía de cimentaciones en obras de carretera”. Estos factores de seguridad, obtenidos con GeoSlope, dejan la estabilidad de los taludes definitivos del lado de la seguridad, pudiéndose adoptar taludes más verticales. No obstante, la estética de la obra obliga a mantener dicho ángulo de talud.

En tercer lugar, a pesar de ser un terreno granular, con un escaso número de golpes en el ensayo SPT, se ha podido comprobar, mediante el método de Schmertmann, que los asientos máximos y los asientos diferenciables en ambas cimentaciones son admisibles. Los resultados de 1.26 cm de asiento máximo en la zapata 1 y 1.71 cm en la zapata 2, indican que desde un punto de vista geotécnico, ambas zapatas están sobredimensionadas, lo que quiere decir que podrían reducirse las dimensiones de ambas hasta obtener asientos máximos cercanos a 2.5 cm, tal y como indica la norma. No obstante, desde el punto de vista estructural de la cimentación y dimensional de la superestructura, es necesario disponer de esas dimensiones.

A continuación, se ha analizado la seguridad de ambas zapatas frente a hundimiento, obteniéndose como factores de seguridad para las zapatas 1 y 2 unos valores de 20.71 y 22.76 respectivamente, valores que cumplen ampliamente con la normativa. Estos factores de seguridad tan elevados indican un sobredimensionamiento de la cimentación frente a hundimiento desde un punto de vista geotécnico, por lo que se podrían optimizar las dimensiones de las zapatas, no obstante, al igual que en el caso anterior, desde el punto de vista estructural y dimensional de la superestructura, son necesarias esas dimensiones.

Seguidamente, los resultados obtenidos para la comprobación de la cimentación frente a deslizamiento han sido de 4.28 para la zapata 1 y 7.61 para la zapata 2. Factores de seguridad que cumplen ampliamente los resultados exigidos en la normativa, sin embargo, al igual que en los casos anteriores, a pesar de estar dimensionada la cimentación desde un punto de vista geotécnico, es necesario mantener las dimensiones.

Finalmente, se han estudiado tanto la situación que provoca el vuelco plástico de la cimentación, como el posible vuelco rígido de éstas, logrando coeficientes de seguridad admisibles por la normativa. Para el caso del vuelco plástico, se han obtenido unos factores de seguridad para las zapatas 1 y 2 de 2.76 y 7.01 respectivamente, mientras que para el caso del vuelco rígido los resultados de los factores de seguridad han sido de 3.04 y 7.62.

Ambos resultados indican que se hubiera podido optimizar las dimensiones de las cimentaciones, no obstante, al igual que se ha dicho en puntos anteriores, las dimensiones de las zapatas no están condicionadas por las comprobaciones realizadas desde un punto de vista geotécnico, sino por el punto de vista estructural de la cimentación y el dimensional de la superestructura.

Por todo ello, como conclusión, puede corroborarse que tanto las subestructuras realizadas en la obra como las cimentaciones cumplen lo exigido por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera”.



ANEXO AL ANEJO Nº3 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN. BIBLIOGRAFÍA

Libros.

PINEDA, GERMÁN LÓPEZ. (2012). Introducción al uso del programa slope/w versión 2012-student.

Tesis y proyectos.

SPAGNOLI, G. (2007). "An empirical correlation between different dynamic penetrometers" en *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, vol. 13, p. 9-11.

Normativa

España. Guía de cimentaciones en obras de carretera. 30 de septiembre de 2002.

Documento Básico, D. B. S. E. C. Seguridad Estructural Cimientos. *Código Técnico de la Edificación*, p 120-122.

Páginas web

Terreno estratificado - Cimentaciones superficiales. <<http://www.elconstructorcivil.com/2012/03/terreno-estratificado-cimentaciones.html>> [Consulta: 21 de abril de 2015]

JAVIER TORRIJO ECHARRI & JOAN FRANCH I VACA. *Correlaciones geotécnicas (3) y ensayos "in situ": el SPT y el ángulo de rozamiento interno*. < <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-angulo-rozamiento-interno/> > [Consulta: 3 de mayo de 2015]