
ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. PERFIL GEOTÉCNICO DE DISEÑO.....	1
3. EXCAVACIONES Y TALUDES PROVISIONALES	2
4. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.....	4
5. MUROS Y EMPUJES	4
6. INTRODUCCIÓN.....	4
7. ORIGEN	4

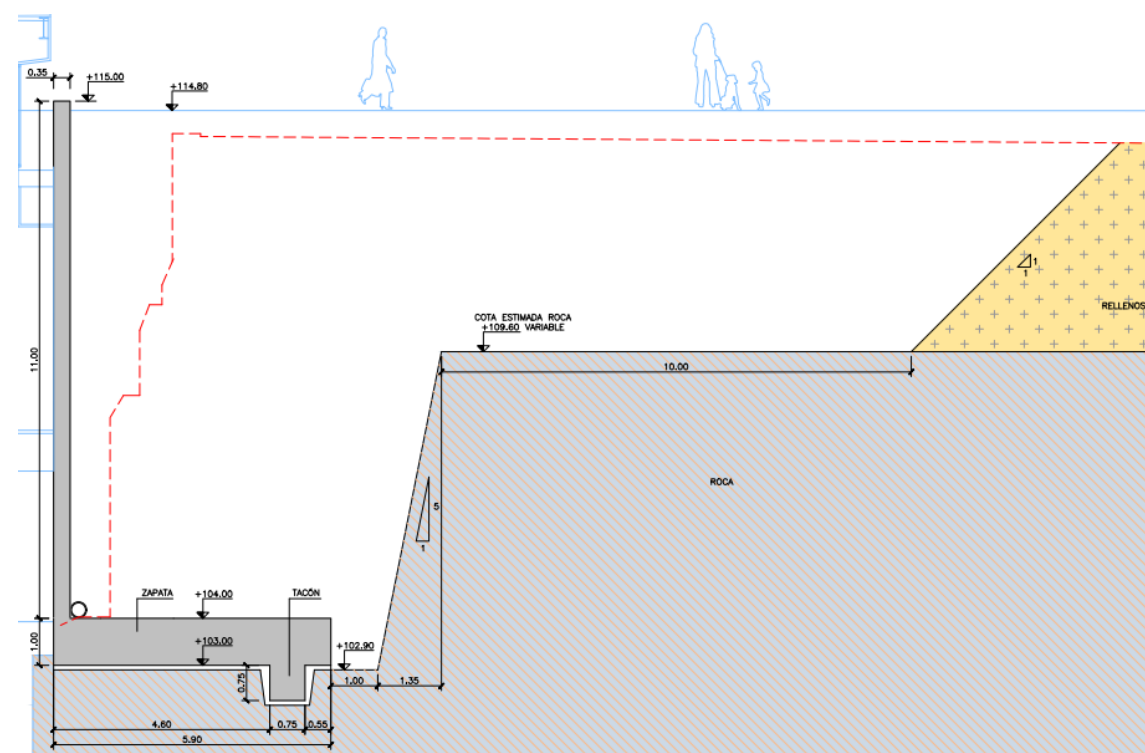
1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente documento es la definición detallada de los condicionantes de tipo geotécnico del presente Proyecto a partir del "Estudio Geológico-Geotécnico de Nueva sede para Euskotren en Durango (Bizkaia)", elaborado por Eptisa-Cinsa en diciembre de 2005.

El proyecto consiste, básicamente, en la construcción de un ascensor de acceso a la estación, a la vez que se sustituye el sostenimiento provisional de la excavación para la construcción de la estación por una solución apropiada para una situación permanente.

A diferencia del momento en el que se procedió a construir la estación, la playa de vías anexa ha sido desmantelada, y se pueden realizar excavaciones en la zona anteriormente ocupada por dicha playa.

Tras analizar las distintas opciones se ha optado por realizar una excavación en abierto hasta la cota de cimentación de una solución en muro, y el posterior relleno.



De este modo, una vez definido un perfil geotécnico de diseño, se definen los taludes de excavación provisional a adoptar en función de la profundidad, así como las condiciones de cimentación de los muros y elementos que conforman el presente Proyecto.

2. PERFIL GEOTÉCNICO DE DISEÑO

El perfil geotécnico de diseño se compone de cuatro niveles que se describen a continuación de techo a muro:

- Un espesor superior de rellenos antrópicos heterogéneos que podrían alcanzar un espesor de hasta 3,6 m, en el que predominan las gravas.
- Un espesor de hasta 3,0 m de suelos aluviales en los que también predominan las gravas.
- Un espesor de hasta 1 m de suelos arcillosos duros, resultado de la alteración del macizo subyacente.
- Sustrato rocoso de margas un grado de alteración III-II más sano en profundidad.

De acuerdo con lo anterior, el espesor superficial de suelos, que será variable, podrá presentar excepcionalmente un espesor máximo de 7,5 m, siendo lo más probable que ronde los 5,0 m. Todos los materiales, incluso los que presentan un mayor contenido de gravas, presentan una matriz arcillosa. Del lado de la seguridad, se considera una resistencia al corte de los materiales tipo suelo de 28° y 10 kPa, así como una densidad natural de 20 KN/m³.

En cuanto al sustrato rocoso, una vez superado el nivel superior de alteración, el Estudio Geotécnico lo caracteriza como roca margosa con una resistencia a la compresión simple de la roca matriz superior a 10 MPa y un índice GSI superior a 50. Se considera una densidad natural de 26 KN/m³.

Si bien no se dispone de afloramientos de roca en la zona concreta de la estación, todo parece indicar que la estratificación es subvertical y ortogonal a la excavación a realizar.

En estas condiciones, y salvo que se detecten condiciones puntuales desfavorables (zonas con elevada alteración en profundidad) o presencia de familias de fracturas localmente desfavorables en orientación y estado, se considera que se pueden acometer excavaciones verticales o subverticales, y que podrán considerarse tensiones admisibles de cimentación muy elevadas (superiores a 1 MPa).

Si bien, actualmente, no se detectan evidencias de la existencia de un nivel de agua en la pantalla existente, el Estudio indicaba la posible presencia de agua (nivel colgado) a una profundidad del orden de 4 m, en el contacto de los depósitos aluviales con el sustrato alterado.

Como consecuencia, al inicio de las excavaciones y de forma intermitente durante las obras, se interceptarán caudales de agua freática de escaso caudal, y a largo plazo, se deberá disponer un sistema de drenaje que evite que se produzcan empujes hidrostáticos en el muro.

3. EXCAVACIONES Y TALUDES PROVISIONALES

La excavación provisional que se realizó para la construcción de la estación, actualmente vista salvo en el nivel inferior de la misma, no presenta signos de inestabilidad.

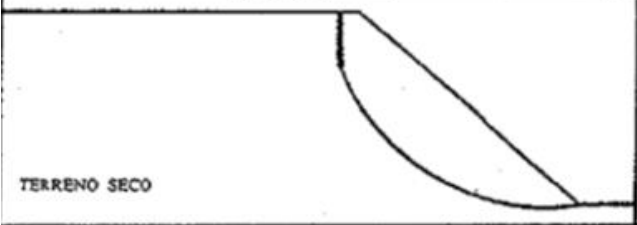

Esta excavación fue ejecutada casi en vertical para la proteger la playa de vías, actualmente desmantelada, para lo que, en su parte superior, fue preciso disponer elementos de sostenimiento, como pantallas de carriles hincados arriostradas por vigas de atado ancladas, hormigón proyectado y bulones.

En lo que respecta a los trabajos a realizar en esta fase, y una vez desmantelada la playa de vías, no hay problemas de ocupación que justifiquen la aplicación de taludes verticales con sostenimiento en suelos.

De este modo, para alcanzar el techo de roca con grado de alteración III-II, se deberá acudir a taludes exentos.

Se ha analizado la viabilidad de disponer un talud provisional de excavación 1H:1V. Puesto que se trata de un talud provisional, se considera suficiente exigir un coeficiente de seguridad de 1,2.

Para la comprobación de la estabilidad se ha hecho uso de los ábacos de Hoek y Bray. Teniendo en cuenta que la excavación agotará el posible nivel colgado que pudiese detectarse en el contacto entre suelos y roca se ha comprobado el talud con los ábacos 1 y 2, correspondientes a terreno seco y terreno parcialmente saturado respectivamente.

SITUACION DE LA LINEA DE SATURACION	NUMERO DE ABACO
 <p>TERRENO SECO</p>	1
 <p>x = SH</p>	2

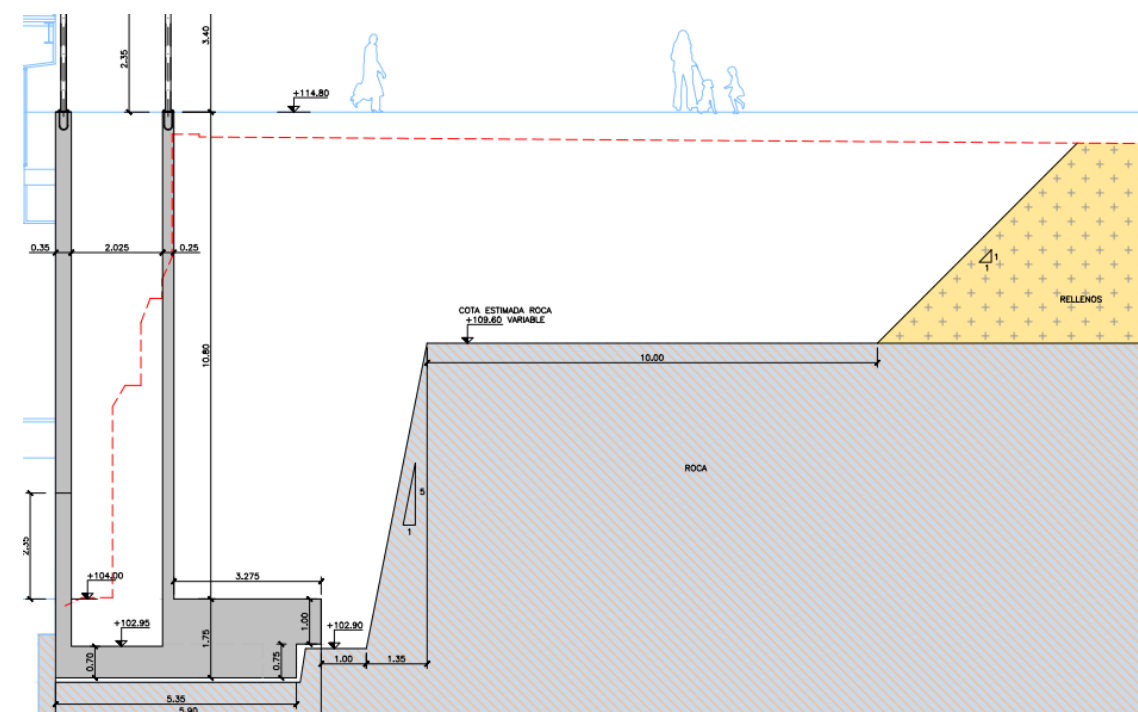
Para los parámetros de resistencia al corte en suelos indicados en el apartado anterior, y un coeficiente de seguridad de 1,2, se han obtenido los siguientes resultados:

- Para el ábaco 1, la altura máxima estable con talud 1H:1V es de 8,3 m.
- Para el ábaco 2, la altura máxima estable con talud 1H:1V es de 6,4 m.

De este modo, se considera apropiado acudir a un talud provisional de 1H:1V en suelos.

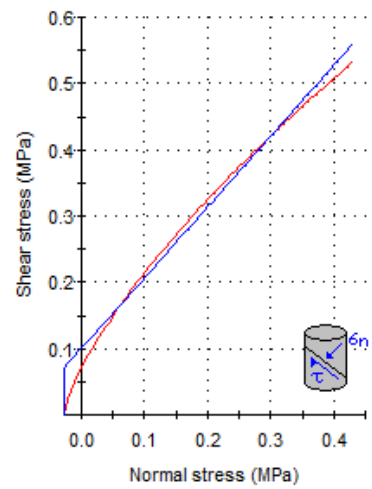
Este nivel superior de excavación presentará una excavación fácil que podrá acometerse con palas retroexcavadoras y elevados rendimientos.

A continuación, se procederá a la excavación en roca para alcanzar la cota aproximada +103, cota a la que se deberá habilitar una plataforma de aproximadamente 7 m de ancho que permita la construcción de los diferentes muros y/o el ascensor, tal y como se muestra en la siguiente imagen.



En estas condiciones, se podrán adoptar taludes verticales o subverticales para las alturas de excavación consideradas (del orden de 8-10 m), y la excavación será media a difícil, siendo necesario acudir al uso de martillo, obteniendo rendimientos muy inferiores a los obtenidos en el espesor superior de suelos.

Para la comprobación de la estabilidad global del talud en desmonte, se ha hecho uso del criterio de rotura de Hoek y Brown y el software Roclab de RocScience, Inc.



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 10 MPa
 GSI = 50 $m_i = 7$ Disturbance factor (D) = 0.2
 intact modulus (E_i) = 1750 MPa
 modulus ratio (MR) = 175

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.963$ $s = 0.0026$ $a = 0.506$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.100 MPa friction angle = 46.87 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.027 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.493 MPa
 global strength = 1.324 MPa
 deformation modulus = 404.69 MPa

Para una excavación de 8 m, se pueden considerar unos parámetros de Mohr Coulomb equivalentes de 100 kPa de cohesión y 47° de ángulo de rozamiento.

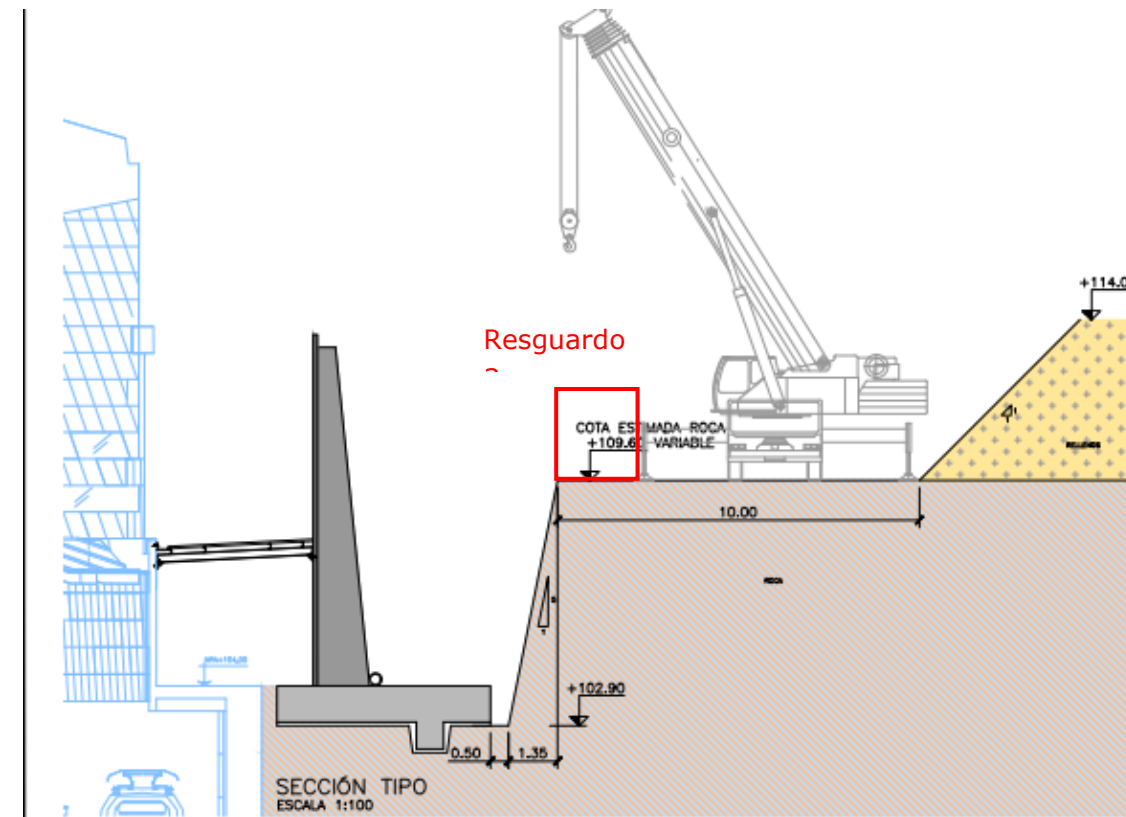
Para una excavación de 8 m, se pueden considerar unos parámetros de Mohr Coulomb equivalentes de 100 kPa de cohesión y 47° de ángulo de rozamiento.

Volviendo a aplicar los ábacos de Hoek y Bray para un ángulo de 80° y un peso específico de 26 kN/m³ se obtiene una altura estable con coeficiente de seguridad de 1,2 de 32 m, muy superior a la altura prevista de 8-10 m.

Durante las excavaciones se deberán levantar estaciones geomecánicas en los taludes excavados en roca para analizar si la disposición espacial de las familias de juntas pudiera dar lugar a la necesidad de tomar medidas de sostenimiento a corto plazo.

En este sentido es posible que, de forma puntual, fuese necesario el uso de bulones combinados con hormigón proyectado y mallazo.

Puesto que, a techo del nivel de roca, y a coronación del talud subvertical, se habilitará una plataforma de trabajo de alrededor de 10 m de anchura, se deberá definir una zona de resguardo junto a la coronación del talud, de un ancho de 3 m, zona en la que no se permitirá el tránsito de maquinaria, vehículos o el apoyo de grúas.



4. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

El Estudio Geotécnico consideraba varios criterios de determinación de la carga admisible en roca a partir de la resistencia a compresión simple de la roca matriz, obteniendo resultados, en el peor de los casos de 1,4 MPa. Sin embargo, finalmente, para tener en cuenta la indeterminación en la posible presencia de discontinuidades y la posibilidad de que el grado de alteración fuese mayor, limitaba este valor a 400 kPa.

A partir de los datos recogidos en el propio estudio sobre la roca, y teniendo en cuenta las dimensiones de las zapatas a construir, se ha hecho uso del método propuesto por las "Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias" (ROM0.5-05), obteniendo una tensión admisible de 650 kPa.

CÁLCULO DE PRESIÓN DE HUNDIMIENTO EN ROCA. (Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. ROM0.5-05)

$$p_{vh} = 3 \cdot (p_r \cdot q_u)^{1/2} \cdot f_D \cdot f_A < 15 \text{ MPa}$$

Datos de partida

Resistencia a compresión simple de la roca $q_u = 10,0$ MPa

(Si q_u es menor de 1 MPa no debe utilizarse este procedimiento)

Presión de referencia: $p_r = 1,0$ MPa

Coefficientes geotécnicos

Factor de corrección por diaclasamiento $f_D = 0,4$

(Tomar el mínimo de los valores siguientes)

$$f_D = 2 \cdot \left(\frac{s}{B^*}\right)^{1/2} \leq 1 \quad f_D = 0,2 \cdot \left(\frac{B_0 \times RQD(\%)}{B^*}\right)^{1/2} < 1$$

Siendo,

Espaciamiento entre litoclasas	$s = 0,25$	m
Ancho equivalente de cimentación	$B^* = 6,0$	m
Ancho de referencia.	$B_0 = 1$	m
RQD	$RQD = 75$	%

Factor de corrección por alteración de la roca $f_A = 0,5$

Grado de alteración (I, II o III) **III**

Presión de hundimiento en cimentaciones en roca: $p_{vh} = 1,94$ MPa

(No se considerarán valores mayores de 15 MPa)

Coefficiente de seguridad $F = 3$

Presión **admisible** en cimentaciones en roca: $p_{vadm} = 0,65$ MPa

5. MUROS Y EMPUJES

Los empujes que solicitarán los muros proyectados dependerán de las características de los materiales utilizados para el relleno de trasdós y de las condiciones de drenaje.

Los cálculos estructurales del muro consideran que el relleno de trasdós presentará una resistencia al corte de, al menos, 30° de ángulo de rozamiento sin cohesión, y un peso específico de 20 kN/m³. Puesto que el proyecto prevé que parte del material excavado sea reutilizado en los rellenos de la propia excavación, y el resto procederá de préstamo, se deberá asegurar en obra que la resistencia al corte del material de relleno de trasdós, compactado, dispondrá de una resistencia al corte superior a la considerada en el cálculo de proyecto, y de un peso específico igual o menor al de diseño.

Por otra parte, se ha considerado que el sistema de drenaje evitará que se produzcan empujes hidrostáticos. Puesto que el muro se impermeabilizará, es fundamental que se garantice que cada gota de agua que alcance el trasdós del muro sea canalizada al tubo dren dispuesto sobre la zapata.

Con este propósito, se deberá disponer una capa de 0,5 m de espesor de grava limpia en contacto con el muro y envolviendo al tubo dren. Este material se protegerá del resto de materiales de relleno mediante un geotextil anticontaminación, que permita el paso del agua, pero no de los finos.

6. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente Anejo es la descripción de los antecedentes del presente proyecto con el objetivo de dar a conocer el origen del mismo y las necesidades a satisfacer.

7. ORIGEN

Durante los últimos años desde Euskal Trenbide Sarea (ETS) y el Ayuntamiento de Durango han ido desarrollando la gestión necesaria para acometer la transformación del espacio que anteriormente ocupaban las instalaciones ferroviarias de la estación de Durango.