



euskal trenbide sarea

PROYECTO CONSTRUCTIVO PARA
LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD ENTRE LOS PK 28+304 Y 28+329
DE LA LÍNEA AMOREBIETA – BERMEO

ANEJO 01: GEOLOGÍA - GEOTÉCNICA
EDICIÓN 1



JULIO 2023

■ CONTROL DE CALIDAD			
DOCUMENTO	ANEJO 01- GEOLOGÍA - GEOTÉCNIA		
CÓDIGO	GE6321-PC-AN01-ESTABILIZACION-TALUD-BERMEO-GEOLOGIA-GEOTECNIA-D01.docx		
EDICIÓN Nº	0	Fecha edición	Julio 2023
REVISIÓN Nº	0	Fecha revisión	
REALIZADO POR	Nombre	GGD	Firma:
	Fecha	14/07/2023	
REVISADO POR	Nombre	IMS	Firma:
	Fecha	14/07/2023	
APROBADO POR	Nombre	AGU	Firma:
	Fecha	14/07/2023	

■ REGISTRO DE MODIFICACIONES				
EDIC. / REV.	FECHA	RESPONSABLE MODIFICACIÓN	SECC. / PÁRRAFO MODIFICADO	MODIFICACIÓN EFECTUADA
0/0	Julio /23		-	Edición inicial

■ ÍNDICE	
1. INTRODUCCIÓN	1
2. INFORMACIÓN UTILIZADA	1
3. EMPLAZAMIENTO Y SITUACIÓN	2
4. ANTECEDENTES	3
4.1. TRAMO 2. DESMONTE 28+304 A 28+329	3
4.1.1. Inspección 1988. Prospecciones e Ingeniería	3
4.1.2. Inspección 2020. TYPESA	3
4.1.3. Inspección de control exhaustivo. TYPESA	4
4.1.4. Inspección 2022. TYPESA	4
4.2. TRAMO 1: EMBOQUILLE ESTE DEL TÚNEL 11	5
4.2.1. Inspección 1988. Prospecciones e Ingeniería	5
4.2.2. Inspección 2020. TYPESA	5
4.2.3. Inspección de control exhaustivo. TYPESA	5
4.2.4. Inspección 2022. TYPESA	6
4.3. INCIDENCIAS	6
5. CONDICIONANTES	7
6. MARCO GEOLÓGICO	8
6.1. ENCUADRE GEOLÓGICO GLOBAL	8
6.2. ESTRATIGRAFÍA	8
6.3. TECTÓNICA Y ESTRUCTURA	9
7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	10
7.1. METODOLOGÍA	10
7.2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA	10
7.3. ANÁLISIS DE LA RED DE DISCONTINUIDADES	11
7.4. TENSIÓN DE SOSTENIMIENTO REQUERIDA	12
7.4.1. Túnel 11 (Emboq. E). TRAMO 1 (PK 28+200)	13
7.4.2. Túnel 12 (Emboq. E). TRAMO 2 (PK 28+329)	13
8. ESTRATEGIAS DE REMEDIACION	16
8.1. TRAMO 2: DEFINICIÓN DE SOSTENIMIENTOS	16
8.1.1. Tramo 2. Talud Lateral del Túnel 12	16
8.1.2. Tramo 2: Talud Frontal Túnel 12	17
8.1.3. Tramo 2: Aspectos Complementarios	17
8.2. TRAMO 1: DEFINICIÓN DE SOSTENIMIENTOS	18
8.2.1. Tramo 1: Aspectos Complementarios	19
9. CONCLUSIONES	21
APÉNDICES	

■ ÍNDICE	
APÉNDICE 1. CÁLCULOS	

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente documento es diseñar una solución estabilizadora a la problemática observada en los taludes de la línea de Euskal Trenbide Sarea (ETS), próximos a la estación de Bermeo, los cuales presentan un historial de frecuentes chineos y caídas de bloques.

Para ello, se ha procedido a recopilar la información previa existente de la zona, proveniente de varias inspecciones realizadas en la zona, las cuales se han completado con visitas realizadas *ex profeso* a los mencionados taludes.

Con esta información, y con anterioridad a la redacción del presente Proyecto Constructivo, se realizó un estudio de diferentes alternativas de solución, analizando las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas y haciendo una estimación del coste de cada una de ellas. En este sentido, para obtener unas mediciones lo más ajustadas a la realidad, realizó un vuelo de dron que ha permitido obtener una topografía más ajustada a la realidad y, por ende, unas mediciones más realistas, para ello ha sido necesario la realización de un desbroce para eliminar la abundante vegetación existente en la cara del talud. La información proporcionada por el mencionado vuelo de dron se aprovechará para la redacción del presente proyecto constructivo.

Por lo tanto, el objetivo de este documento será la de desarrollar y definir con más detalle una de las soluciones estabilizadoras consideradas en el estudio de alternativas, por considerarse como más ventajosa desde el punto de vista de varios criterios analizados.

Tal y como se comentará en apartados posteriores, la zona de estudio se dividirá en dos tramos, separados por el denominado túnel 11 si bien.



Vista general del desmorte a estudiar, con viviendas en su coronación.

Según lo anteriormente mencionado, para la redacción del presente documento se ha partido de cierta información previa, alguna de ella específica de estos taludes y otra de carácter más general y bibliográfico. A continuación, se muestra esta documentación.

2. INFORMACIÓN UTILIZADA

Con anterioridad a la redacción del presente estudio, **TYPESA**, en el marco de su contrato de Actualización del Inventario de taludes de la red de ETS ha realizado el inventario, ha realizado varias inspecciones de los desmontes de la zona, redactando en varios de ellos unas fichas de control exhaustivo de mayor detalle o estudio más profundo de la problemática.

Además, se han incluido las inspecciones realizadas en 1988 por la empresa Prospecciones e ingeniería. A continuación, se muestra esta información:

- 1988-Talud-028+292-28+335-MU-BE. Prospecciones e ingeniería (Abril-Mayo 1988)
- Ficha Inspección AM-BE-28+304-28+329 EMB. Túneles 11-12 (23/03/2020)
- Ficha Inspección AM-BE-28+304-28+329 EMB. Túneles 11-12 (29/04/2022)
- Ficha de Control Exhaustivo AM-BE-28+304-28+329 EMB. Túneles 11-12 (28/02/2021)
- Estudio de alternativas para la estabilización del talud 28+304 a 28+329 de la línea Amorebieta – Bermeo de Euskal Trenbide Sarea (ETS) (**TYPESA**, Junio 2023)

No obstante, como fuentes de información complementarias, se ha consultado además la información geológico-geotécnica contenida en los siguientes documentos:

- Mapa Geológico del País Vasco, a escala y 1:100.000, del EVE.
- Mapa hidrogeológico del País Vasco, a escala 1:100.000, del EVE.
- Mapa geológico del País Vasco, a escala 1: 25.000 (Edición digital en CD-ROM).
- Mapa Geológico del País Vasco a escala 1:25.000 del EVE, Hoja 38-I (Bermeo).

Además, se ha utilizado otro tipo de información geotécnica, que se indica a continuación:

- "Ingeniería geológica" (Luis I. González de Vallejo, 2002).
- Guía de cimentaciones en obras de carreteras, editada por el Ministerio de Fomento con fecha de 2002.
- CTE – SE – C. Seguridad Estructural Cimentaciones, marzo 2006.
- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

Adicionalmente, **TYPESA** ha un levantamiento topográfico de detalle de los taludes estudiados mediante el empleo de un vuelo dron, lo cual permitirá realizar un cálculo más preciso de las distintas soluciones, así como estimar las mediciones necesarias de una manera más ajustada.

3. EMPLAZAMIENTO Y SITUACIÓN

La línea de ferrocarril objeto de estudio discurre paralelamente a la línea de costa en la zona de estudio, siguiendo un trazado de dirección aproximada E-W, de forma aproximadamente paralela a los acantilados naturales que existían en el entorno.

Dicha línea fue construida en los años 50 del pasado siglo XX, en donde el trazado alterna pequeños túneles con tramos a cielo a cielo abierto. En estos tramos a cielo abierto, en desmante o en trinchera, la ocurrencia de constantes chineos y caída de bloques de distinta índole y tamaño fueron constantes, tanto en la zona objeto de estudio, como en los próximos. La evolutividad del macizo hace que esta problemática sea constante en el tiempo.

La zona de estudio se puede dividir en dos tramos claramente diferenciados por la presencia de estos túneles que jalonan la línea:

- **Desmante 28+304 – 28+329:** Se ubica entre los túneles nº11 y 12, en cuyas coronaciones existen varias viviendas que alcanzan parte del desmante intermedio. En esta zona destaca la presencia de las instalaciones de Repsol, con un importante depósito de combustible. Sobre este tramo se centrará el estudio de alternativas que se estudia en el presente apartado.
- **Emboquille E del túnel 11:** Este desmante de encuentra individualizado del anterior por la presencia del mencionado túnel. Se han detectado problemas de estabilidad tanto en el talud frontal como en el lateral del emboquille.

Adicionalmente, conviene destacar la presencia de la carretera BI-2235, entre Bermeo y Mundaka, que discurre próxima a la coronación del desmante y el resto de fábricas e instalaciones del Puerto de Bermeo al pie de los desmontes.

A continuación, se muestra una ortofoto en el que se indican estos dos tramos, junto con el resto de elementos próximos a los mismos.



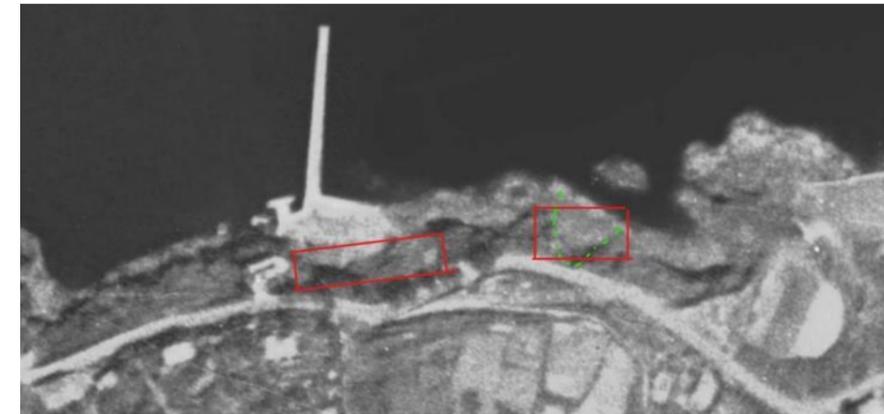
Ortofoto del área de estudio (2022), con las áreas de estudio recuadradas.

Es posible también recurrir a fotografías aéreas históricas del entorno para observar los cambios producidos por la construcción de las distintas infraestructuras.

En la imagen aérea más antigua disponible, correspondiente al vuelo americano de 1945-46, se aprecia el estado previo de la ladera previa a la construcción. En la zona del emboquille E del túnel 11, se intuye que está ubicada en una zona de cala o entrante de mar.

Por otra parte, en la siguiente imagen, de 1956, se observa cómo se ha construido la plataforma ubicada al este del túnel 12, sobre un muro vertical. No obstante, en el desmante entre los PPKK 28+304 y 28+329, aún no se ha actuado, pero se intuye la morfología original de los acantilados de la costa.

Finalmente, el año 1965 ya se observa el trazado completo del ferrocarril hasta la estación de Bermeo.



Fotos aéreas de la zona de estudio. Vuelo de 1945-46 (arriba), 1956 (centro) y 1965 (abajo)

4. ANTECEDENTES

En este apartado se discutirán las principales conclusiones extraídas de todos los trabajos previos realizados en la zona y comentados anteriormente.

Estos trabajos, se presentarán de manera separada para cada uno de los dos tramos estudiados y en orden cronológico.

4.1. TRAMO 2. DESMONTE 28+304 A 28+329

4.1.1. Inspección 1988. Prospecciones e Ingeniería

En la inspección de 1988 se reconocen unas calizas y argilitas calcáreas del Cretácico Inferior en bancos decimétricos de grado de meteorización III, las cuales presentan una disposición homoclinal si bien se observan estructuras sedimentarias que condicionan la disposición de los planos de estratificación.

Del mismo modo se ha observado la presencia de agua en forma de escorrentía superficial en el talud.

Además, en las fotografías se observa la existencia de un muro de hormigón en la mitad de mayor PK del tramo.

En esta inspección, al desmonte se le asignó un **riesgo** alto, principalmente por las cuñas generadas por la intersección de las juntas denominadas So y J2, así como por caídas de grandes bloques en desplome.

Como **recomendaciones** se mencionó la necesidad de un saneo -incluida voladura-, junto con un bulonado (50 Uds. Aproximadamente) así como la instalación de un mallazo (unos 300 m²). Además, como recomendaciones complementarias se menciona la realización de un falso túnel a la entrada del túnel 12, entre los PPKK 28+315-28+335.



Talud próximo al emboquille W del túnel 11 (izquierda), y próximo al túnel 12 (derecha), de 1988.

4.1.2. Inspección 2020. TYPESA

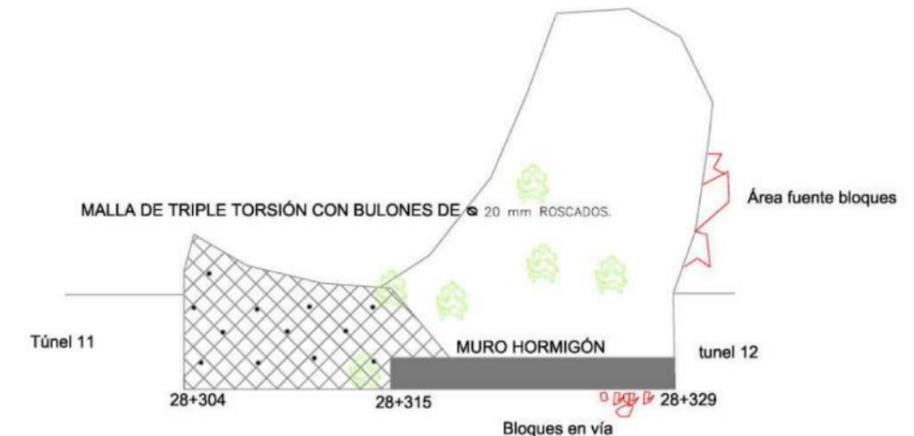
El año 2020, la empresa TYPESA volvió a inspeccionar el desmonte, reconociendo el muro de hormigón situado entre los PK 28+315 y 28+329 ya existente en 1988, así como una malla de triple torsión con

bulones de $\Phi 20$ mm roscados entre los PK 28+304 y 28+320, que ya se recomendó en la mencionada inspección.

En general se describió la malla de triple torsión como sin patologías destacables. No obstante, en la entrada del túnel 12 se ha observado la presencia de bloques decimétricos acumulados próximos a la vía, además de registrar varias grietas en el hombro izquierdo del túnel 11, junto al talud.



Bloques decimétricos en la vía (izquierda) y estado de la malla de triple torsión (derecha), en 2020.



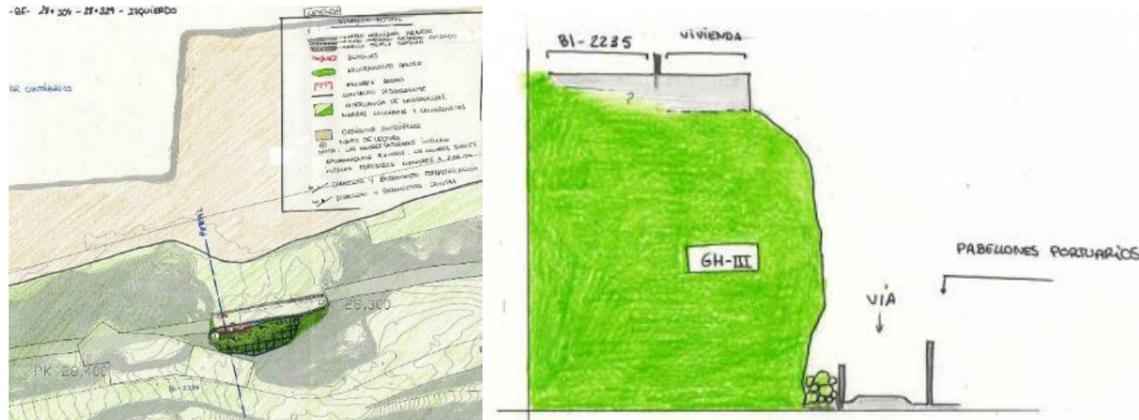
Croquis con las principales características del desmonte realizado en 2020.

En general, el desmonte se clasificó como presentar un Estado de Deterioro, pudiendo presentar problemas a medio-largo plazo, siendo el principal riesgo las caídas de bloques.

Como recomendaciones generales se indicó la colocación de malla de triple torsión en el emboquille frontal y lateral del túnel 12, así como un estudio más detallado.

4.1.3. Inspección de control exhaustivo. TYPSA

En 2021, TYPSA realizó una ficha de control exhaustivo en el cual se realizó una inspección más detallada y se definieron y cuantificaron unas necesidades de sostenimiento, las cuales incluso se valoraron económicamente. A continuación, se resumen las principales conclusiones de esta inspección exhaustiva.



Planta y perfil realizados en 2021, se observa el desplome existente en el perfil (derecha).

- La principal problemática observada consiste en la caída de bloques decimétricos a métricos desde coronación y desde la propia cara del talud, por roturas de cuñas y bloques, las cuales se ven favorecidas por descalces previos.

A este fenómeno se le añade la erosión diferencial entre los diferentes tipos de materiales (margas y calcarenitas).

Estas roturas se ven favorecidas por el hecho de que la parte inferior del talud se encuentra desplomada y descalzada.

Como consecuencia de esto se observa un gran número de derrubios acumulados en el trasdós del muro de hormigón existente. Se ha estimado que el volumen de un evento principal puede estar comprendido entre los 0,5 y 5 m³, y su frecuencia de ocurrencia entre anual o cada 6 meses.

- Se realiza un análisis de estabilidad con las distintas de familias de discontinuidades medidas, concluyendo que es necesario la instalación de una tensión de sostenimiento de 6,90 kN/m², para obtener un FS>1,50.

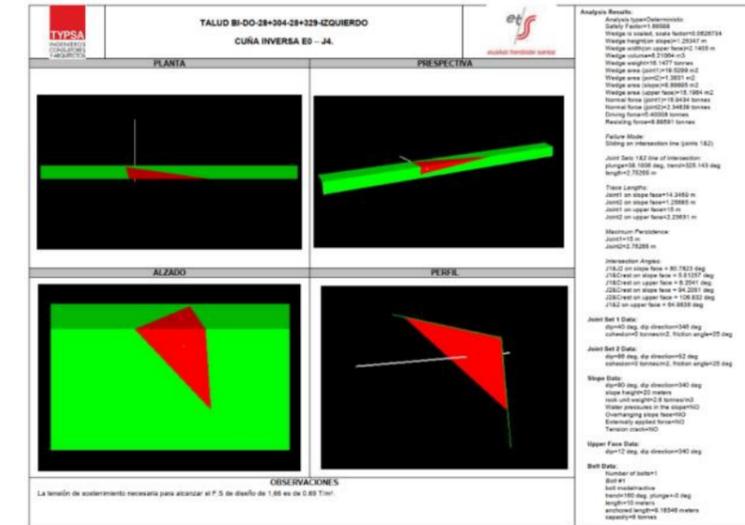
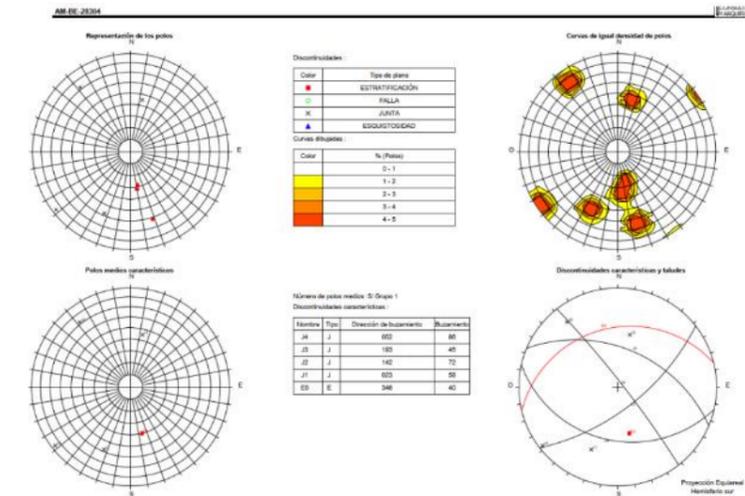
La solución propuesta se centra entre los PK 28+315 a 28+329 y consiste en un:

- Sistema flexible de estabilización de taludes, el cual ofrezca un soporte unitario de 10 kN/m² con un FS>1.66 para las tensiones de trabajo de todos los elementos componentes del sistema y un desplazamiento relativo entre arriostres horizontales menores del 6%. Consistente en una malla de acero de alto límite elástico 1770-2020 MPa y capacidad de resistencia a tracción < de 50 KN/m, adosada directamente a la superficie de la ladera o talud de desmonte, reforzada longitudinalmente por cables de acero (16 mm). Las bandas de malla que se obtienen al extender los rollos se unirán verticalmente mediante grapa especial de acero o cable de 8 mm. La unión entre los cables de refuerzo y la cabeza de los anclajes se realiza con una placa especial de acero galvanizado en caliente la cual ofrece un soporte suficiente para agotar la capacidad de trabajo de los anclajes.

La malla estará anclada y adosada al terreno mediante anclajes de barras de acero autorroscables tipo GEWI de diámetro 25 mm o equivalentes distribuidos en líneas

línea longitudinales, espaciados horizontalmente cada Hx=4,00 m y verticalmente cada Hy=3,00 m colocados preferiblemente en zonas deprimidas del talud. La longitud de anclaje será de 6 m en general, y se definirá en cada emplazamiento dependiendo de las condiciones geotécnicas del mismo, debiendo perforarse al menos 4 m en roca sana GM II-III.

Cables dobles de arrioste y refuerzos longitudinales de diámetro 16 mm, capaces de ejercer una reacción equivalente a la carga de rotura de las barras de anclaje. Los cables se fijarán en los bordes laterales.



Análisis de juntas (arriba) y estabilidad de cuñas (abajo) realizado en 2021.

Esta solución se valoró en 50.783,91 €, presupuesto base de licitación, IVA incluido.

4.1.4. Inspección 2022. TYPSA

En la inspección realizada nuevamente por TYPSA, se confirman las conclusiones observadas en las últimas inspecciones, respecto a las cuales no se han detectado cambios significativos, clasificándose

como con un Estado de Deterioro. Nuevamente, se constata la constante generación de chineos, y frecuentes caídas de pequeños bloques y desprendimientos de tamaños decimétricos.

4.2. TRAMO 1: EMBOQUILLE ESTE DEL TÚNEL 11

En las inspecciones más recientes, este desmonte se ha discretizado en 2 sectores, de los cuales únicamente se estudiará el de mayor PK en el presente documento, el cual incluye el talud frontal y lateral del emboquille Este del túnel 11.

Al igual que en el apartado anterior, se estudiará la información previa disponible en orden cronológico.

4.2.1. Inspección 1988. Prospecciones e Ingeniería

En la inspección de 1988 se reconocieron unas calizas muy brechificadas del cretácico inferior de grado meteorización general de III y una disposición homoclinal. Se observaron unas filtraciones de agua en la zona más próxima a la boquilla.

El nivel de riesgo se clasificó como alto, reconociendo unas inestabilidades que pueden alcanzar grandes volúmenes e interceptar la vía a pesar de la distancia a ésta. Entre los PK 28+100 y 28+189, se observan grandes bloques a favor de la denominada J1 y cuñas J1-J2.

En cuanto a las recomendaciones realizadas, estas consisten en un bulonado sistemático entre los mencionados PK 28+100 a 28+189, resultando un total de unas 200 Uds aproximadamente. Adicionalmente, se recomienda una vigilancia y control complementaria de las áreas más inestables del talud.



Bloques de orden métrico caídos en 1988.

4.2.2. Inspección 2020. TYPESA

En la inspección del 2020, se han reconocido abundantes chineos al pie del talud, junto a la vía y la entrada del emboquille E del túnel 11, así como la posibilidad de culas de tamaño medio en el talud lateral-frontal.

El macizo rocoso se ha descrito como de evolutividad media y gran altura.

Existe una barrera estática sobre el emboquille frontal del túnel, con abundante material acumulado.



Chineos y bloques centimétricos junto a la vía



Talud lateral-frontal con posibilidad de cuñas y bloques

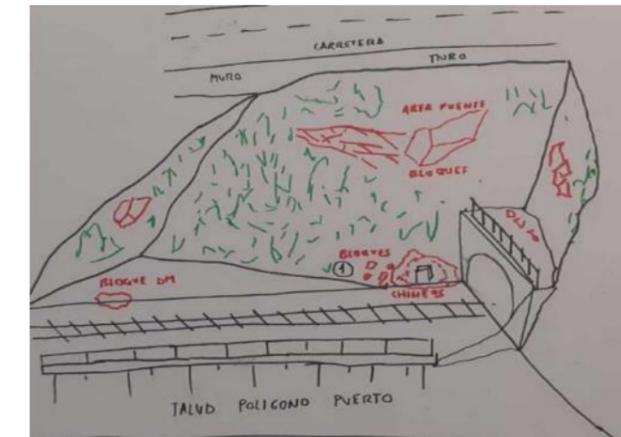


Bloque decimétrico junto a la vía

Imágenes procedentes de la inspección del año 2020.

El estado del desmonte se ha clasificado como Estado de Deterioro, con posibilidad de presentar problemas a medio y largo plazo.

Como recomendaciones se propone la posibilidad de bulonar y colocar malla de triple torsión en el talud frontal y lateral del emboquille, así como la realización de un estudio detallado.

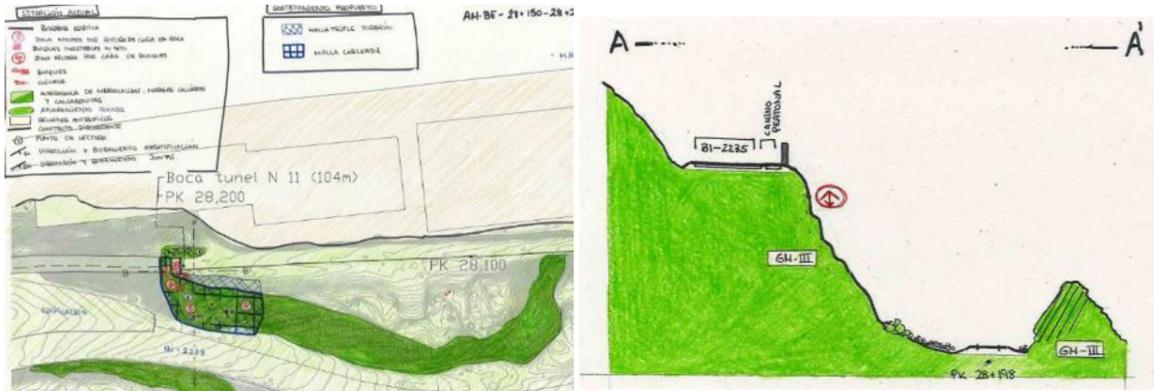


Croquis del desmonte del tramo 2.

4.2.3. Inspección de control exhaustivo. TYPESA

Se reconocen una alternancia de margocalizas, margas, calizas y calcarenitas de evolutividad media las cuales llevan asociados los siguientes tipos de riesgo:

- Caída de bloques centimétricos y chineos en el entorno del emboquille. Presencia de abundantes de estos fragmentos en la plataforma. Se estiman unos 3 m³ acumulados al pie del talud izquierdo.
- Mecanismos de inestabilidad favorecidos por erosión diferencial entre los distintos tipos de materiales (margas y margocalizas).
- Caída de una cuña de 1 m³ en el talud derecho, en el PK 28+175.



Cartografía geológica y perfil transversal interpretativo realizado durante la inspección de la zona de estudio.

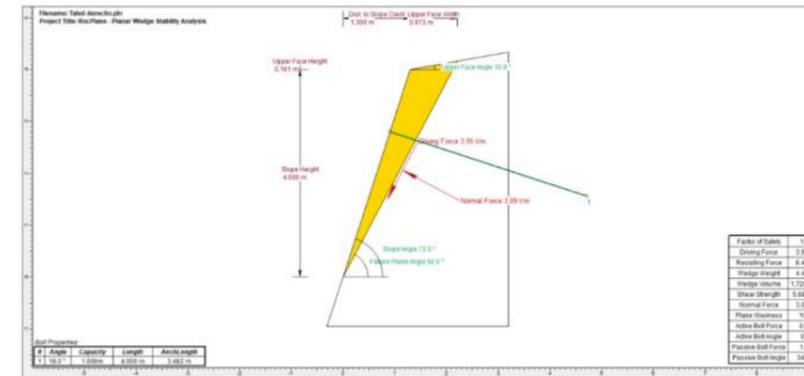
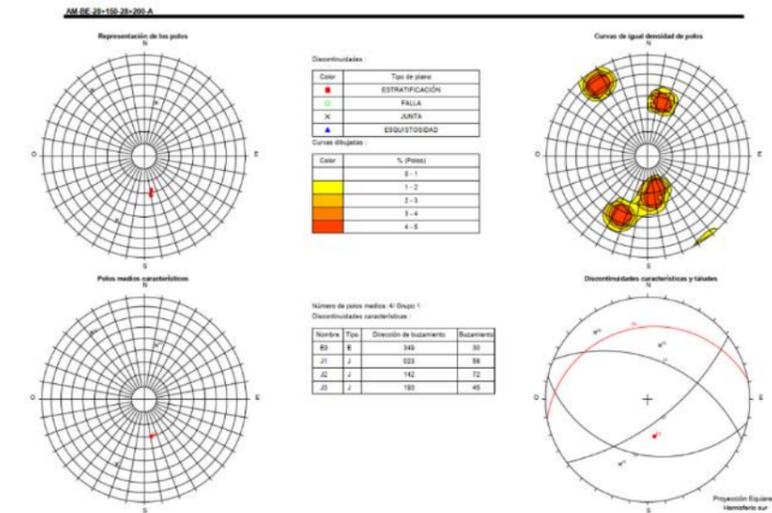
En cuanto al análisis de estabilidad realizado, se han estudiado por separado los distintos taludes existentes. En cuanto a los taludes del emboquille, se detectó la posibilidad de ocurrencia de roturas tipo planar como de cuñas y bloques, a partir de las cuales propusieron las siguientes medidas correctoras.

- **Talud derecho del emboquille:** Se propone una columna vertical de 3 bulones, colocados con una separación de 1 m garantizando una tensión mínima de 10 kN/m². Estos bulones serán tipo Gewi Φ25 de 4 m de longitud total, de los cuales 2 corresponderán al bulbo.
- **Talud frontal e izquierdo del emboquille:** Malla de acero galvanizado romboidal de triple torsión, reforzada a lo largo de la parte superior (a partir de 4 m) con malla longitudinal de cables de acero.

Este sistema flexible de estabilización de taludes, el cual ofrezca un soporte unitario de 10 kN/m² con un FS>1.66 para las tensiones de trabajo de todos los elementos componentes del sistema y un desplazamiento relativo entre arriostres horizontales menores del 6%. Consistente en una malla de acero de alto límite elástico **1770-2020 MPa** y capacidad de resistencia a tracción < de 50 KN/m, adosada directamente a la superficie de la ladera o talud de desmorte, reforzada longitudinalmente por cables de acero (16 mm). Las bandas de malla que se obtienen al extender los rollos se unirán verticalmente mediante grapa especial de acero o cable de 8 mm. La unión entre los cables de refuerzo y la cabeza de los anclajes se realiza con una placa especial de acero galvanizado en caliente la cual ofrece un soporte suficiente para agotar la capacidad de trabajo de los anclajes.

La malla estará anclada y adosada al terreno mediante anclajes de barras de acero autorroscables tipo GEWI de diámetro 25 mm o equivalentes distribuidos en líneas línea longitudinales, espaciados horizontalmente cada Hx=4,00 m y verticalmente cada Hy=3,00 m colocados preferiblemente en zonas deprimidas del talud. La longitud de anclaje será de 6 m en general, y se definirá en cada emplazamiento dependiendo de las condiciones geotécnicas del mismo, debiendo perforarse al menos 4 m en roca sana GM II-III.

La malla dispondrá de cables dobles de arriostre y refuerzos longitudinales de diámetro 16 mm, capaces de ejercer una reacción equivalente a la carga de rotura de las barras de anclaje. Los cables se fijarán en los bordes laterales extremos del sistema mediante anclaje flexible de doble cable espiroidal de diámetro 14,5 mm. Estos cables de refuerzo se coserán a la malla con cable de acero de 8 mm.



Análisis de familias de discontinuidades (arriba) y cálculo de roturas planares.

Esta solución se valoró en 93.181,37 €, presupuesto base de licitación, IVA incluido.

4.2.4. Inspección 2022. TYPSA

En la inspección realizada el año 2022 por TYPSA, no se observaron cambios significativos respecto a inspecciones anteriores, clasificando el estado del desmorte nuevamente como Estado de Deterioro. Esto es, con potencial para ocasionar problemas a medio o largo plazo.

Se constatan los constantes chineos en las proximidades de los emboquilles debidos a la evolutividad del macizo rocoso, así como la posibilidad de ocurrencia de roturas por cuñas y bloques de tamaño medio en los taludes frontal e izquierdo del desmorte.

4.3. INCIDENCIAS

En la siguiente tabla se resumen las principales incidencias de las que se tiene registro, si bien, no existe mucha información de las mismas.

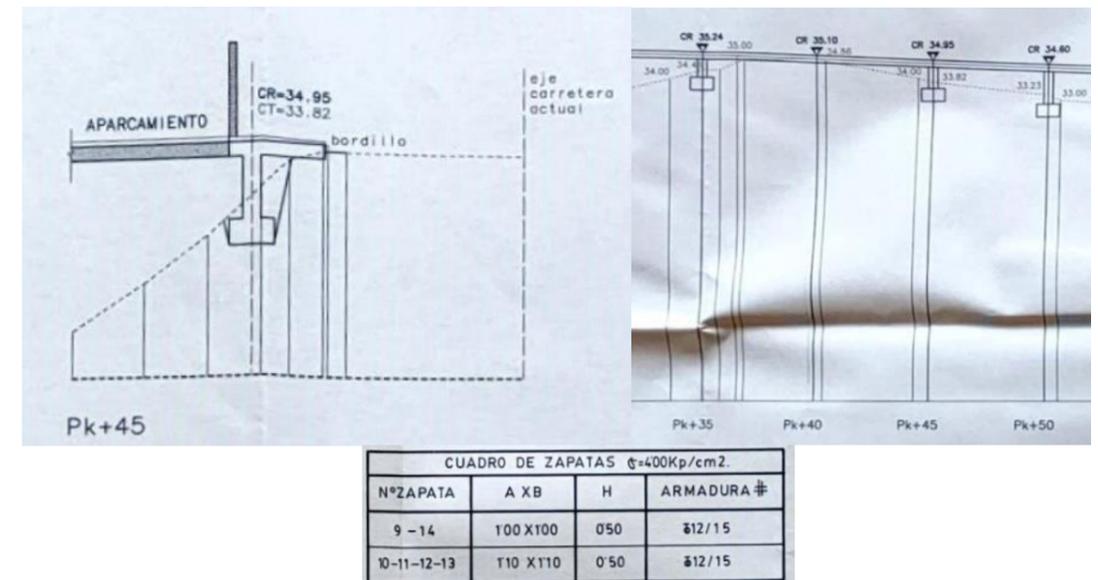
Tamo	Fecha	Magnitud (m ³)	Tipología /Consecuencias	Actuaciones
T-2: Desmorte	1986	-	Desprendimientos de Rocas	-

Tamo	Fecha	Magnitud (m ³)	Tipología /Consecuencias	Actuaciones
28+304 – 28+329				
T-2: Desmonte 28+304 – 28+329	03/04/2023	1	Caída de cuña desde la zona por encima de la clave del túnel. Afecta a la circulación	Retirada de desprendimientos de la vía

5. CONDICIONANTES

En este apartado destacar que la vivienda y estructura del aparcamiento ubicados sobre el talud del tramo 2 tienen influencia en las posibles soluciones de estabilización:

- Por un lado, la zona del aparcamiento de la vivienda y la acera superior presentan una serie de columnas cuya cimentación es directa mediante zapatas aisladas encastradas en el terreno hasta 2,0 m. Ello obliga a tener que replantear las perforaciones que pudieran hacerse en esa zona de coronación librando estas zapatas.
- Por otro, la propia piscina y vivienda situadas sobre el talud frontal tienen cimentación profunda mediante micropilotes. Ello obliga a desaconsejar la ejecución de perforaciones en la mitad superior de del talud frontal, sobre el que se emplazan estos elementos.

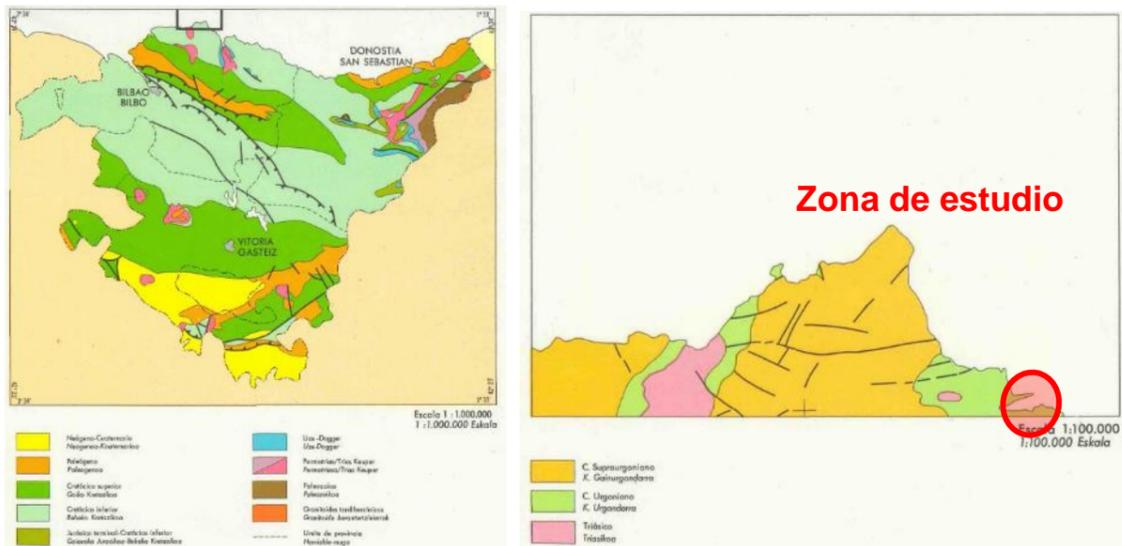


Detalle de la cimentación de la estructura sobre el talud lateral del emboquille

6. MARCO GEOLÓGICO

6.1. ENCUADRE GEOLÓGICO GLOBAL

Desde un punto de vista geológico regional, esta zona se encuentra en las estribaciones occidentales de los Pirineos, dentro de la cuenca Vasco-Cantábrica. Los materiales más antiguos aflorantes en la zona son de edad triásica, en facies Keuper; el resto de los materiales forma una serie continua que abarca el Aptiense, Albiense y Cenomaniense. Este conjunto está estructurado según directrices generales aproximadamente concordantes con la estructura regional más importante de la cuenca Vasco-Cantábrica y fue posteriormente recubierto por sedimentos cuaternarios.



Izquierda: Mapa geológico de situación. Derecha: Esquema geológico de la zona estudiada, 1:100.000 (EVE).

6.2. ESTRATIGRAFÍA

Los diferentes términos litológicos presentes en el área son agrupados por la bibliografía en "Unidades y sectores", lo cual permite una mayor diferenciación en términos litológicos, dando lugar a una cartografía geológica más detallada y evitando problemas de correlación.

El sustrato rocoso presente en la zona de estudio se engloba en la denominada Unidad Oiz, Sector Gernika, principalmente formada por materiales del Cretácico inferior y probablemente la base del Cenomaniense.

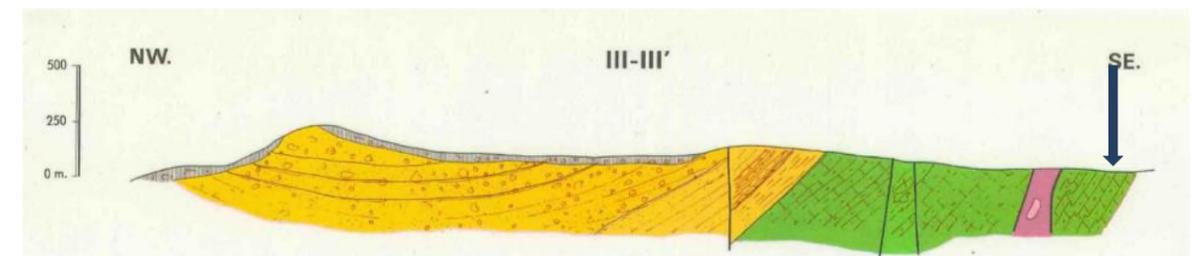
La serie se puede dividir en dos grandes conjuntos que, de muro a techo son, el Complejo Urganiano y la Formación Deba. Destaca que el sustrato rocoso observado pertenece a este complejo Urganiano.

Dicho complejo fue definido por Rat, P. (1959), agrupando distintos conjuntos de sedimentos de facies arrecifales o para-arrecifales y sus detríticos asociados. La sucesión litológica en la que aparecen las facies destructivas del aparato calizo urgoniano que presumiblemente debía situarse más al Norte de la zona de estudio, está compuesto fundamentalmente por un tramo basal carbonatado compuesto fundamentalmente por margas y margocalizas, y un tramo superior brechoide en el que se pueden diferenciar cinco términos, no siempre presentes.

Los materiales que conforman el sustrato rocoso que forman los acantilados y los desmontes por los que discurre la parte del trazado que se estudia en este documento consisten en una serie de **margas y margocalizas** del cretácico inferior (Aptiense-Albiense inferior) de tonalidades grises oscuras o negruzcas con fauna de gasterópodos planos o turricóns, bivalvos, etc. También se aprecian bioturbaciones, algunas de las cuales aparecen piritizadas.

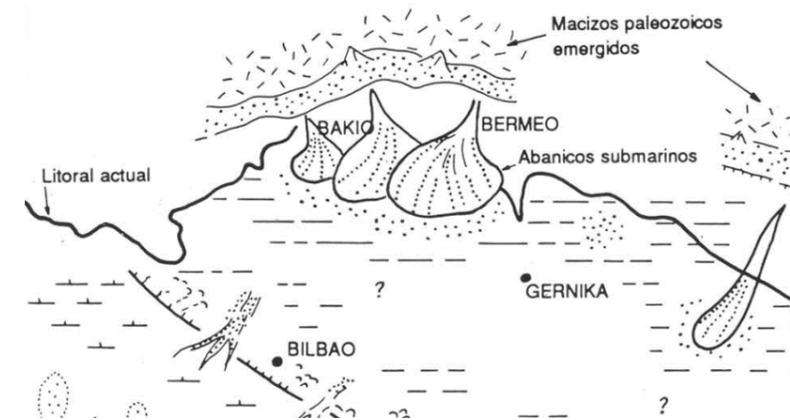
Localmente, interestratificados en las margas se encuentran niveles centimétricos a decimétricos de calizas nodulosas con belemnites y calcarenitas con estructuras turbidíticas.

La potencia media estimada (teniendo en cuenta que no aflora el muro de esta unidad) es del orden de 250 metros. Por encima de él se dispone de un tramo de brechas y megabrechas calcáreas y otras facies de talud asociadas.



Corte geológico de la zona. Fuente: EVE.

Para comprender esta sedimentología se pueden establecer a grandes rasgos dos ciclos, por una parte un ciclo inicial constructivo carbonatado (Aptiense-Albiense inferior), que coincide con la implantación de sistemas arrecifales y para-arrecifales, y uno final destructivo que se completó con grandes aportes terrígenos que forman potentes sucesiones de abanico submarino (Albiense medio-superior y Cenomaniense inferior). En la zona comprendida entre Bermeo y Bakio son visibles estos abanicos que indican transporte de material desde un área fuente ubicado al norte.



Esquema sedimentológico de la costa vizcaína. Fuente: EVE.

De esta forma, la cartografía general de la zona se muestra a continuación, ubicándose la zona de estudio dentro de la Unidad 4 – Margocalizas y Margas, coloreadas de verde.



Planta y leyenda geológica EVE.

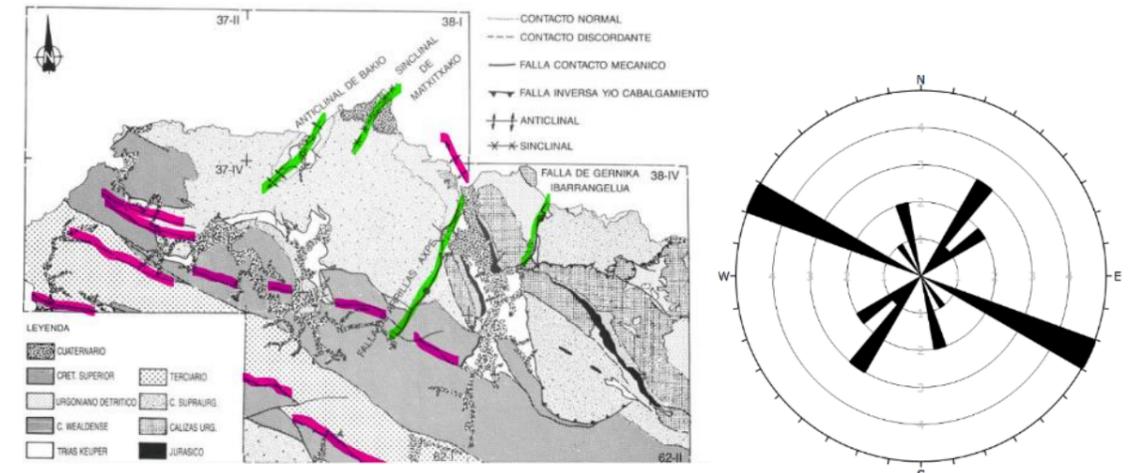
6.3. TECTÓNICA Y ESTRUCTURA

Las directrices de las estructuras geológicas presentes en la zona de Bermeo son ciertamente anómalas respecto a la orientación general de los elementos de los elementos estructurales de zonas próximas y en la mayor parte de la Cuenca Vasco-Cantábrica. En la zona destacan los anticlinales de Bermeo, Bakio y la ría de Gernika, junto con el sinclinal de Matxitxako.

Mientras que el eje del anticlinal de la ría de Gernika presenta una orientación de N120°E (NO-SE), correspondiéndose con la directriz estructural más frecuente de la Cuenca Vasco-Cantábrica y originada por la fase principal del plegamiento Alpino, los anticlinales de Bakio y sinclinal de Matxitxako se alinean según la dirección N30°E (NE-SO). Estas orientaciones pueden ser debidas a movimientos halocinéticos sincronas con la sedimentación de los materiales de facies Keuper, si bien no se descarta que estén debidas a fenómenos previos al ascenso de materiales triásicos y de mayor envergadura tectosedimentaria. En este sentido destaca la coincidencia en orientación con la cercana falla de Arillas-Axpe, la cual se corresponde con esfuerzos tectónicos con un estilo de deformación dúctil.

Es por ello que el origen de estos pliegues tardíos N30°E puede ser asociadas al funcionamiento de los desgarres principales (y cabalgamientos) presentes en la zona.

A continuación, se muestra un esquema geológico de la zona en la que se muestran las estructuras principales de la cuenca resaltadas en colores rojizos (N120°E) y los particulares de Bermeo-Bakio en verde (N30°E).



Esquema geológico-tectónico de la zona. En rojo estructuras N120°E y en verde N030°E. Fuente: EVE (izquierda) y diagrama de roseta con las juntas medidas en campo (derecha).

Las interferencias de las dos familias de pliegues NO-SE y NE-SO producen figuras cartográficas similares a domos y cubetas, tal y como es de esperar al ser sus directrices casi ortogonales.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

7.1. METODOLOGIA

La metodología seguida en el análisis de estabilidad de los taludes existentes en el entorno del PK 28 de la línea ferroviaria de ETS, donde se observan una serie de fenómenos de inestabilidad recurrente en la zona, se resume a continuación:

- Recopilación de la información previa y bibliografía disponible de la zona para ubicar entorno en un contexto geológico / geotécnico determinado.
- Visita a la zona de estudio para el realizar las observaciones correspondientes, toma de datos y determinar los tipos de reconocimientos geotécnicos más apropiados.
- Los análisis de estabilidad se realizarán de manera independiente para cada uno de los tramos anteriormente definidos -y separados entre sí por el túnel 11-, tomando las medidas de discontinuidades y de carácter geotécnico característicos de cada una de estas zonas

7.2. DESCRIPCION DE LA PROBLEMÁTICA

El origen de los habituales problemas de inestabilidad observados en la zona de estudio puede estar causada por distintos fenómenos, algunos de los cuales pueden estar relacionados entre sí. Conviene describirlos y conocerlos lo mejor posible para diseñar las medidas de contención o remediación más apropiadas. En este apartado se describen estos procesos.

▪ **Chineos**

Debido a la evolutividad del macizo rocoso, la inestabilidad más frecuente observada en los taludes -y tal vez sea la menos relevante- sean los constantes chineos que se producen, y que quedan acumulados en las áreas próximas a la plataforma, en forma de fragmentos rocosos de tamaños centimétricos.

Se han encontrado grandes acumulaciones de chineos en las proximidades de los emboquilles, concretamente en el emboquille E del túnel 12 y el emboquille E del túnel 11.

En el primer caso se generan importantes acumulaciones en el trasdós del muro de hormigón existente, si bien muchos de ellos caen también a la plataforma debido a la verticalidad y cercanía del desmonte.



Chineos y bloque decimétricos acumulados en el muro próximo al emboquille E del túnel 12.

En el emboquille E del túnel 11, también se observa este fenómeno, ocasionando importantes acumulaciones en el talud lateral izquierdo. Conviene destacar que el talud frontal de este túnel, además de presentar un pequeño falso túnel, dispone de una barrera estática que impide que los fragmentos rocosos del talud frontal alcancen a la plataforma. Esta zona superior no se ha podido inspeccionar, pero se intuyen también importantes acumulaciones de material.



Acumulación de chineos al pie del Emboquille E del túnel 11 y potencial de caída de bloques en talud frontal del mencionado emboquille.

Por otra parte, el problema de chineos no es tan acusado en el emboquille W del túnel 11, en donde existe una malla de triple torsión y el sustrato rocoso presenta un aspecto más competente, generando principalmente bloques en vez de chineos.

▪ **Descalces**

Una problemática asociada a la anterior es la generación de descalces. La mayor meteorización y/o erosión de los niveles menos competentes produce socavaciones que dejan descalzados niveles más competentes que son susceptibles de caer.

Estos descalces no solo ocurren debido a los chineos, sino también por cualquier otra caída en forma de cuñas, bloques o de tipo planar.

El caso más paradigmático de este tipo de descalces se encuentra en el entorno del 28+320, en donde la socavación produce un desplome, de forma que la base del talud se encuentra

retranqueada respecto a las zonas más altas, generando situaciones desfavorables desde el punto de vista de la estabilidad.

▪ **Inestabilidades por combinación de discontinuidades.**

Se trata del fenómeno que puede llegar a generar los mayores tamaños de roca desprendida. Se produce por individualización de fragmentos rocosos por la red de discontinuidades existente, siempre y cuando la orientación del desmonte cinemáticamente permita su removilización.

En el siguiente apartado se discutirán con más detalle estas inestabilidades. No obstante, destaca la presencia de cicatrices y registro de caídas de cuñas de varios metros cúbicos.



Desprendimiento de varios m³, localizado en la inspección de 1988.

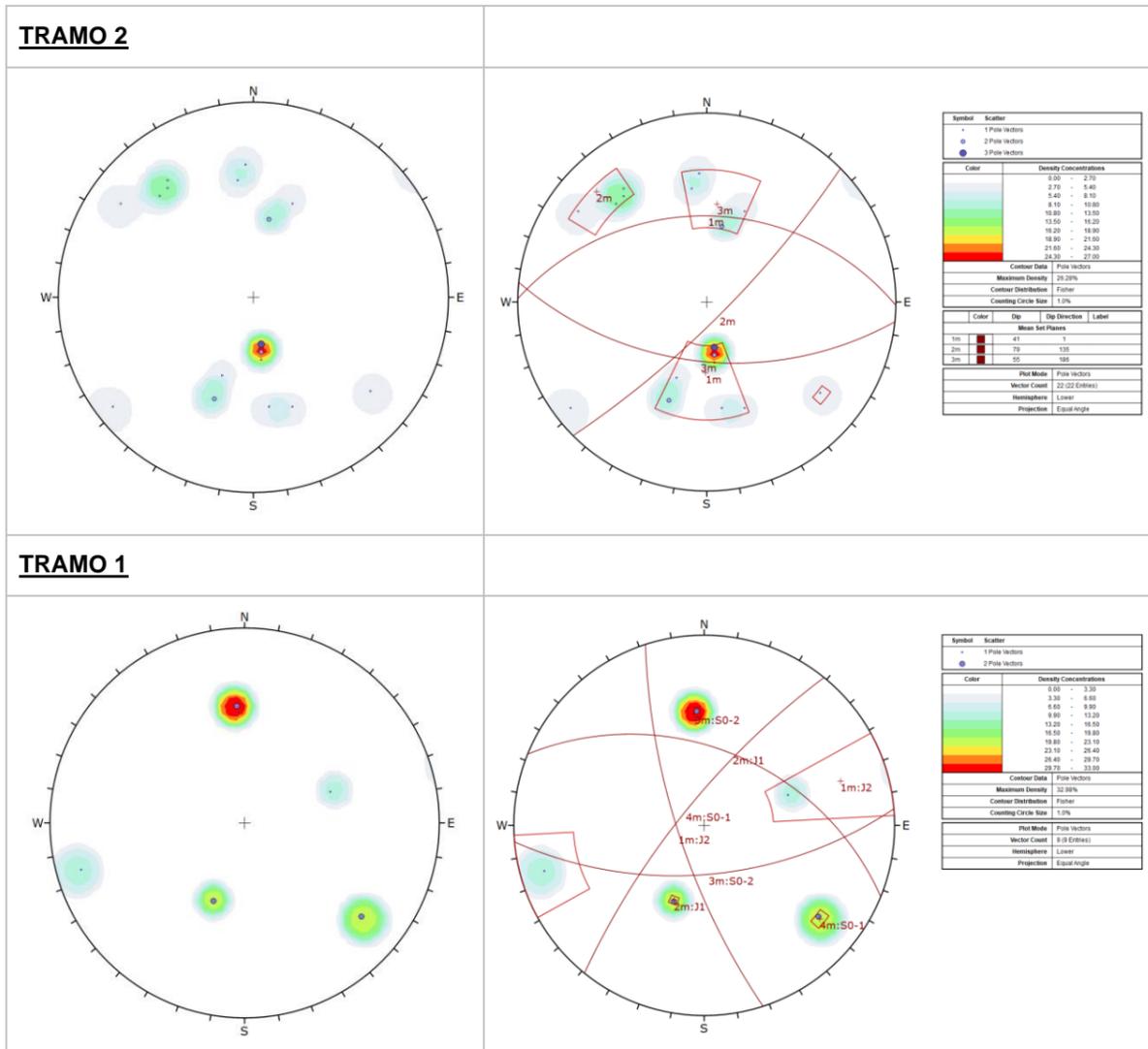
7.3. ANÁLISIS DE LA RED DE DISCONTINUIDADES

Tal y como se ha mencionado, resulta vital tener un conocimiento de la red de discontinuidades existente en la zona de estudio, no solo para identificar el tipo de inestabilidad, sino para cuantificar las necesidades de sostenimiento requeridas por las mismas. En este sentido, se han tomado una serie de medidas a lo largo de la zona de estudio, aunque también se han recopilado las existentes de inspecciones anteriores. En la siguiente tabla se muestran estas medidas, junto con información adicional respecto a su ubicación y/o procedencia.

Tramo	Familia	Buz/S_Buz (°)	Espaciado (m)	Continuidad (m)	Procedencia
Tramo 2	So	62/172	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 2	J	46/022	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 2	J	76/309	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 2	J	45/193			Inspección 2020
Tramo 2	J	86/052			Inspección 2020
Tramo 2	J	62/342			Inspección 2020

Tramo	Familia	Buz/S_Buz (°)	Espaciado (m)	Continuidad (m)	Procedencia
Tramo 2	So	28/348			Inspección 2020
Tramo 2	J	72/142			Inspección 2020
Tramo 2	So	32/350			Inspección 2020
Tramo 2	J	58/023			Inspección 2020
Tramo 2	So	32/350	2,0-4,0	8	Inspección 2021
Tramo 2	So	28/348	2,0-4,0	8	Inspección 2021
Tramo 2	J	58/023	0,6-2,0	2	Inspección 2021
Tramo 2	J	72/143	0,6-2,0	2	Inspección 2021
Tramo 2	J	45/193	0,6-2,0	2	Inspección 2021
Tramo 1	So	62/175	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 1	J	46/022	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 1	J	76/309	0,6-2,0		Inspección 1988
Tramo 1	So	60/175	<0,6	8	Inspección 2020
Tramo 1	So	62/175	<0,6	8	Inspección 2020
Tramo 1	J	52/250	0,6-2,0	2	Inspección 2020
Tramo 1	J	83/074	0,6-2,0	2	Inspección 2020
Tramo 1	J	46/022	0,6-2,0	2	Inspección 2020
Tramo 1	J	76/309	0,6-2,0	2	Inspección 2020
Tramo 2	J	29/354			Inspección 2023
Tramo 2	J	56/201			Inspección 2023
Tramo 2	J	79/124			Inspección 2023
Tramo 2	J	71/137			Inspección 2023
Tramo 2	J	68/176			Inspección 2023
Tramo 2	J	60/353			Inspección 2023
Tramo 2	J	34/356			Inspección 2023

A continuación, se muestran estas discontinuidades en una representación estereográfica, así como las familias de juntas representativas del macizo consideradas. Este ejercicio se ha realizado por cada uno de los tramos considerados:



Medidas de las discontinuidades del macizo (izquierda) y agrupación en familias (derecha), para cada uno de los tramos considerados

A pesar de que en el análisis de la geología realizado en apartados anteriores parece indicar que la dirección de la estratificación debe estar orientada hacia el norte, en campo se han medido tanto hacia el norte como hacia el sur, en parte debido a la dificultad de su identificación, como a la presencia de junta muy marcada en esa dirección. Es por ello por lo que se han considerado dos orientaciones de estratificación en el análisis realizado, junto con dos familias adicionales de discontinuidades.

A continuación, se muestran, tanto una tabla resumen con las familias consideradas y sus frecuencias relativas, individualizadas para cada uno de los tramos considerados.

Familia. TRAMO 2	Orientación	FRECUENCIA
So_1	41/001	11/21
So_2	55/186	5/21
J_1	79/135	5/21

Familia. TRAMO 1	Orientación	FRECUENCIA
So_1	76/309	2/9
So_2	61/175	3/9
J_1	74/252	2/9
J_2	46/022	2/9

Se observa cómo la discontinuidad más frecuente del Tramo 2 es la estratificación, siendo significativamente mucho más común la orientada hacia el norte (So_1). Por otra parte, en el Tramo 1, se observa una distribución mucho más homogénea de las juntas.

Además, en las visitas de campo realizadas a lo largo del tiempo, se ha constatado que las juntas se encuentran abiertas, dándole al macizo un aspecto descomprimido. Del mismo modo, conviene tener en consideración los espaciados y las continuidades de las juntas ya que determinarán el tamaño de bloque característico susceptible de caer. También cobran especial relevancia las características de las paredes de las juntas, ya que determinarán la fuerza resistiva de rozamiento que pueden ejercer.

A continuación, en la siguiente tabla, se muestran los parámetros resistentes en términos del criterio de Mohr-Coulomb.

Familia	Parámetros Resistentes en función del criterio de Mohr-Coulomb
So_1	C = 0 kPa; $\Phi=20^\circ$
So_2	C = 0 kPa; $\Phi=20^\circ$
J_1	C = 0 kPa; $\Phi=25^\circ$
J_2	C = 0 kPa; $\Phi=25^\circ$

7.4. TENSIÓN DE SOSTENIMIENTO REQUERIDA

Una vez se ha caracterizado el macizo rocoso, queda por analizar la relación existente de las orientaciones de la red de discontinuidades en relación con la orientación del desmante a estudiar. Esto determinará cuáles son las roturas cinemáticamente posibles, el volumen de roca movilizado, así como el factor de seguridad que presenta. De esta forma se estimarán los requerimientos de sostenimiento para caso con el propósito de alcanzar un factor de seguridad suficiente, que en este caso se define como $FS=1,5$.

A continuación, se muestran las características geométricas de los taludes estudiados:

TRAMO 1	Orientación	Altura máxima	Inclinación
Túnel 12. Emboquille E Talud frontal	87/075	24 m	Subvertical
Túnel 12. Emboquille E Talud lateral	87/343	24 m	Subvertical
Túnel 11. Emboquille E Talud frontal	64/087	Altura total 19 m. 10 m sobre el falso túnel, el cual tiene una berma de 2,5 m	2(H):1(V)
Túnel 11. Emboquille E Talud Lateral	71/001	23 m	3(H):1(V)

A continuación, se realizará realizarán los cálculos pertinentes para determinar las tensiones de sostenimiento requeridas para dotar al conjunto terreno sostenimiento de un factor de seguridad apropiado (FS>1,5). Para ello se considerará cada zona de manera individualizada., con sus características geométricas y las medidas de discontinuidades registradas en el entorno del talud.

7.4.1. Túnel 11 (Emboq. E). TRAMO 1 (PK 28+200)

En este emboquille se tiene constancia de la ocurrencia de inestabilidades, tanto en forma de chineos como de bloques de tamaños mayores tal y como se ha descrito en apartados anteriores.

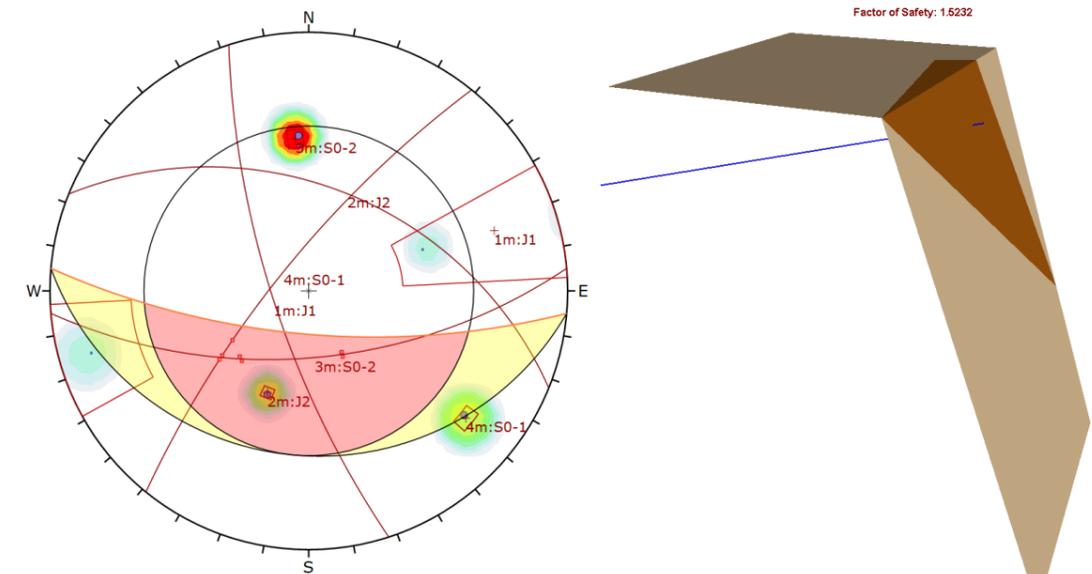
Por ello, el talud frontal del emboquille del túnel 11, presenta una berma de unos 2,5 m de anchura junto con una barrera estática. Tras ella, se aprecia un sustrato rocoso muy disgregado y fracturado, presentando cierto potencial de producir caídas. Este hecho es evidente al pie del talud lateral, donde la presencia de derrubios es muy relevante tal y como puede comprobarse en las siguientes fotografías.



Aspecto del talud frontal (izquierda) y derrubios al pie del talud lateral (derecha)

TALUD LATERAL

En cuanto a la estabilidad del talud lateral, a continuación, se puede comprobar en una representación estereográfica la ubicación de las discontinuidades medidas en relación con la orientación del desmonte, sombreándose en rojo los polos que producirían roturas cinemáticamente posibles. Es esta representación es evidente el efecto de la variabilidad. Por ello, se han considerado todas las posibles combinaciones de juntas, diseñando el sostenimiento para la pésima de ellas, si bien se ha limitado la extensión lateral de la cuña a un máximo de 15 m.



Combinaciones posibles de juntas (izquierda) y estabilidad de cuña pésima (derecha)

Se observa que, para la contención de la cuña pésima, producida por las discontinuidades 62/175 y 83/074, es necesaria la instalación de una tensión de sostenimiento de 27 kPa. De esta forma, se obtiene un factor de seguridad ligeramente superior a FS=1,5.

TALUD FRONTAL

Por otra parte, el talud frontal no presenta inestabilidades relevantes que produzcan caídas con factores de seguridad inferiores al FS=1,5 considerado. No obstante, la intensa fracturación que presenta hace que sean constantes las caídas, lo cual habrá motivado seguramente la ejecución de la barrera estática.

7.4.2. Túnel 12 (Emboq. E). TRAMO 2 (PK 28+329)

La problemática en este emboquille es generalizada, tal y como se ha descrito en apartados anteriores, con la generación de abundantes chineos, y detectándose cuñas en el talud lateral. Este hecho se ve agravado por la circunstancia de la existencia de importantes descalces en el mencionado talud, de forma que la base y zona intermedia del desmonte se encuentra retranqueada respecto a la coronación.

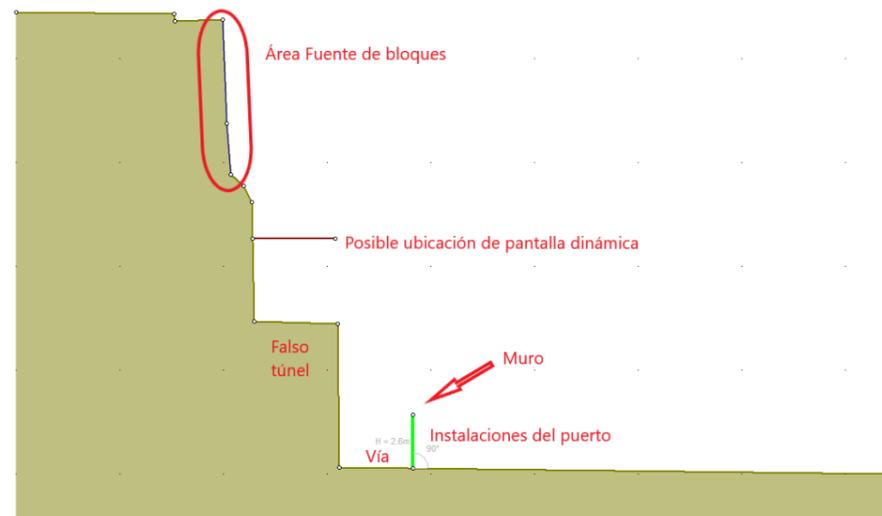
TALUD FRONTAL

El modo de operar será similar al realizado anteriormente, con la salvedad de que en el talud frontal no será viable el diseño de un sostenimiento en base a bulones o anclajes por la presencia de los micropilotes de la piscina de la vivienda existente en coronación.

Es por ello por los que, en este talud frontal no será posible diseñar un método de contención activo, teniendo que recurrir a métodos pasivos como las pantallas dinámicas, que sean capaces de contener la energía de los potenciales bloques susceptibles de caer.

En este caso se deberá considerar la posibilidad de que las trayectorias de los bloques caídos no solo alcancen la vía ferroviaria, sino que incluso sobrepasen el muro que delimita el resto de instalaciones del puerto.

Para ello, se ha considerado el siguiente perfil del terreno, en donde se han indicado los distintos elementos, así como el área fuente de los bloques simulados.



Perfil de terreno, y demás elementos, en el que se realiza la simulación de caída de bloques.

Para la realización de este análisis conviene tener en consideración los siguientes inputs que pueden afectar al cálculo:

- **Altura de caída y perfil topográfico del terreno:** A pesar de que los bloques pueden caer desde cualquier punto de la cara del talud, se considerará que el área fuente de los mismos se encuentra en la parte superior del mismo, tal y como se indica en la siguiente figura. Para ello se ha aprovechado la nube de puntos tomada mediante el vuelo de un dron y la cual ha permitido obtener perfiles precisos del desmonte.
A continuación se muestra el perfil de cálculo utilizado y la zona considerada como área fuente de los bloques. Se simulan las trayectorias de caídas de 10.000 bloques o "semillas" con el propósito de obtener unos porcentajes lo más representativos posibles. A pesar de que a dichos bloques se les puede dotar de una velocidad inicial, se considera que parten del reposo.
- **Masa de los bloques:** Se ha considerado un tamaño típico de bloque de 1,5 x 1,5 x 1,5 m, ligeramente superior a los bloques de mayor tamaño que se han observado tanto en campo como en fotografías de inspecciones históricas. Teniendo en cuenta que la densidad de esta roca es relativamente constante y en torno a los 2,6 t/m³, resulta una masa de 8775 kg. Los 10.000 bloques simulados presentan esta masa.
- **Coefficientes de restitución.** Sin duda el parámetro más complicado de determinar y del cual no existe demasiada información bibliográfica ni experiencias.

Los bloques, en sus trayectorias de caída, colisionan con la cara del talud, y parte de su energía es transmitida al propio talud, se utiliza para deformar/romper el fragmento rocoso, etc.

El coeficiente de restitución adopta un valor comprendido entre 0 (colisión completamente inelástica) y 1 (colisión perfectamente elástica) y representa la pérdida de energía de cada bloque en cada colisión.

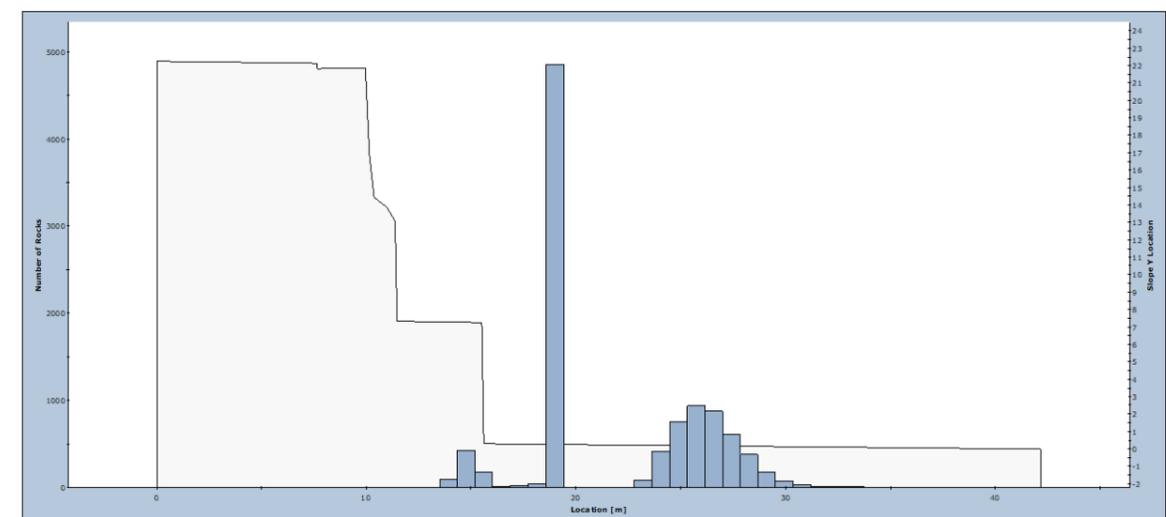
Para esta simulación se han utilizado los coeficientes de restitución recomendados el programa de simulación de caída de bloques para un afloramiento rocoso en función de una serie de ensayos recopilados por la firma que ha diseñado el software. Los coeficientes utilizados son los siguientes, en los que se ha permitido una ligera variación siguiendo una distribución normal:

Tipo	Valor Promedio	Desv. Estándar	Valor Max	Valor Min
Coef. Restitución Normal	0,35	0,04	0,47	0,23
Coef. Restitución tangencial	0,85	0,04	0,97	0,73

- **Determinación de las energías de impacto:** En el software de cálculo se ha representado una línea de recolección de datos en la zona en donde se ubicaría una hipotética pantalla dinámica, la cual nos permitirá determinar que porcentaje de los bloques iniciales finalmente alcanza la zona de las vías y cual es la distribución de energías de las mismas.

Por lo tanto, tal y como puede comprobarse, cobra especial relevancia tanto la energía con la que llegarían estos bloques a la vía como su alcance, puesto que es posible que sobrepasen tanto el falso túnel existente, o incluso el muro que delimita la vía, pudiendo alcanzar las instalaciones portuarias adyacentes.

A continuación, se puede consultar la ubicación en donde termina cada uno de los bloques simulados, en forma de histograma sobre el mismo perfil analizado. De observa como la mayoría de los mismos es detenido por el propio muro que delimita la vía del puerto, sobrepasando muchos bloques por altura el mencionado muro.



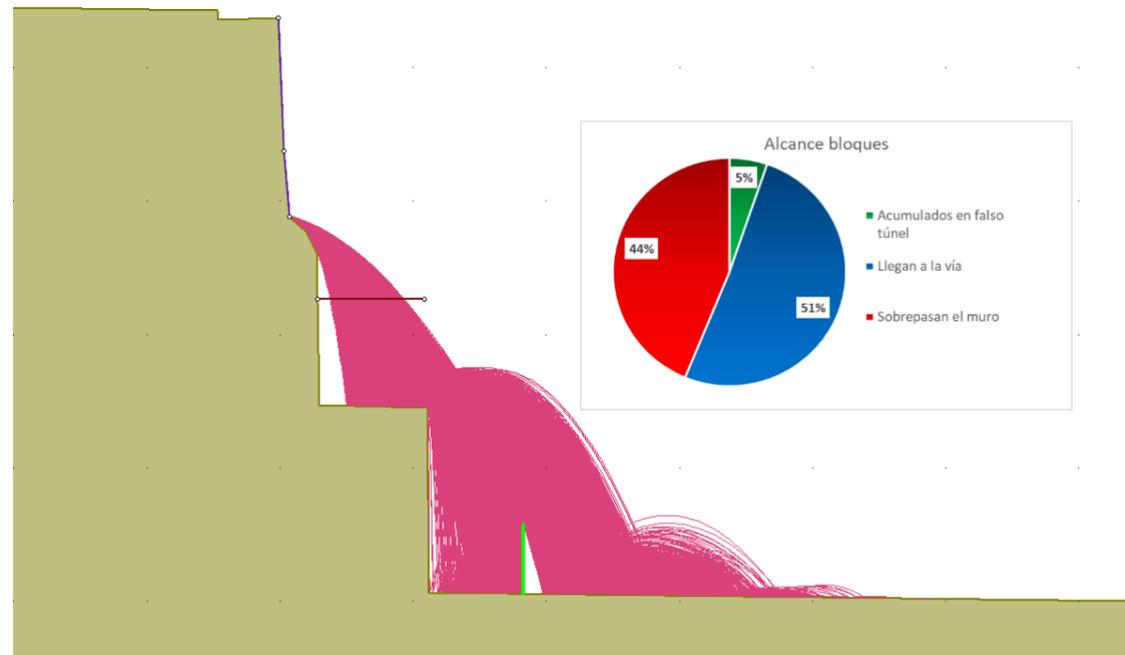
Ubicación de finalización de las trayectorias de bloques simulados.

Se aprecia que una gran cantidad de bloques alcanzaría bien las instalaciones propias de las vías del tren, así como las del puerto. La disposición subvertical del talud, y la presencia de un quiebro a media

altura sobre el mismo que hace que las velocidades de los bloques alcancen una importante componente horizontal, lo cual incrementa notablemente el alcance.

De esta forma, se observa que, de las 10.000 trayectorias simuladas, únicamente el 5% quedaría alojado sobre el sobrancho del falso túnel, mientras que el 51% de las mismas alcanzaría la vía. Finalmente, una no desdeñable cantidad del 44% tendrían el alcance necesario para sobrepasar el muro que delimita las instalaciones portuarias de las ferroviarias.

A continuación, se muestra una figura con todas las trayectorias consideradas y un diagrama que representa el porcentaje de bloques que alcanzan cada una de las zonas consideradas.



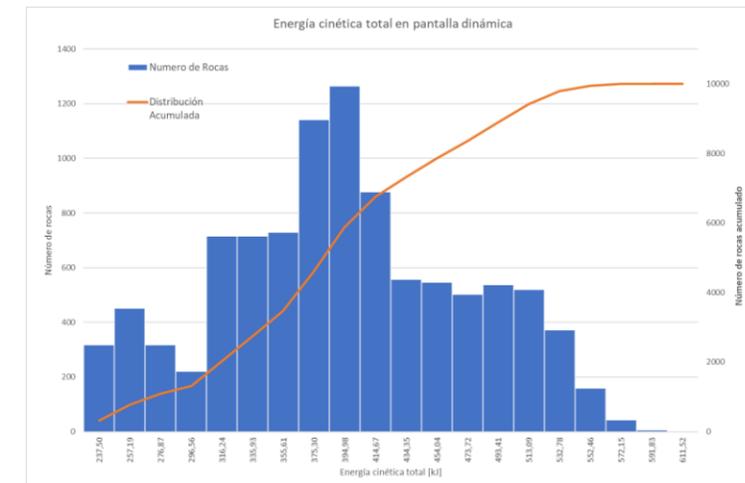
Trayectorias de caídas de bloques.

Es por ello por lo que se considera recomendable la instalación de algún elemento de contención en esta zona de forma que se mitigue el riesgo de alcance tanto a las vías del tren como al propio puerto.

Para ello, en la simulación, se ha colocado una "línea colectora de datos" a unos 4 metros sobre el falso túnel y sobre la propia cara del desmonte -tal y como se puede observar en las figuras anteriores-, con el propósito de determinar las energías de los bloques que pasan por esta zona, lo cual permitirá diseñar un elemento de contención apropiado.

De esta forma se observa que la energía máxima que alcanzan estos bloques es de más de 600 kJ, en donde el percentil-95 de toda la distribución obtenida es del orden de 527 kJ. Adicionalmente, se observa como más del 10% de los bloques tienen una energía superior a 500 kJ (el 11%), por lo que en el caso de que el elemento de sostenimiento elegido para su contención sea una pantalla dinámica, ésta deberá ser de **1.000 kJ**.

A continuación, puede observarse una figura con la distribución de energías obtenidas para los bloques que discurren por encima del falso túnel.



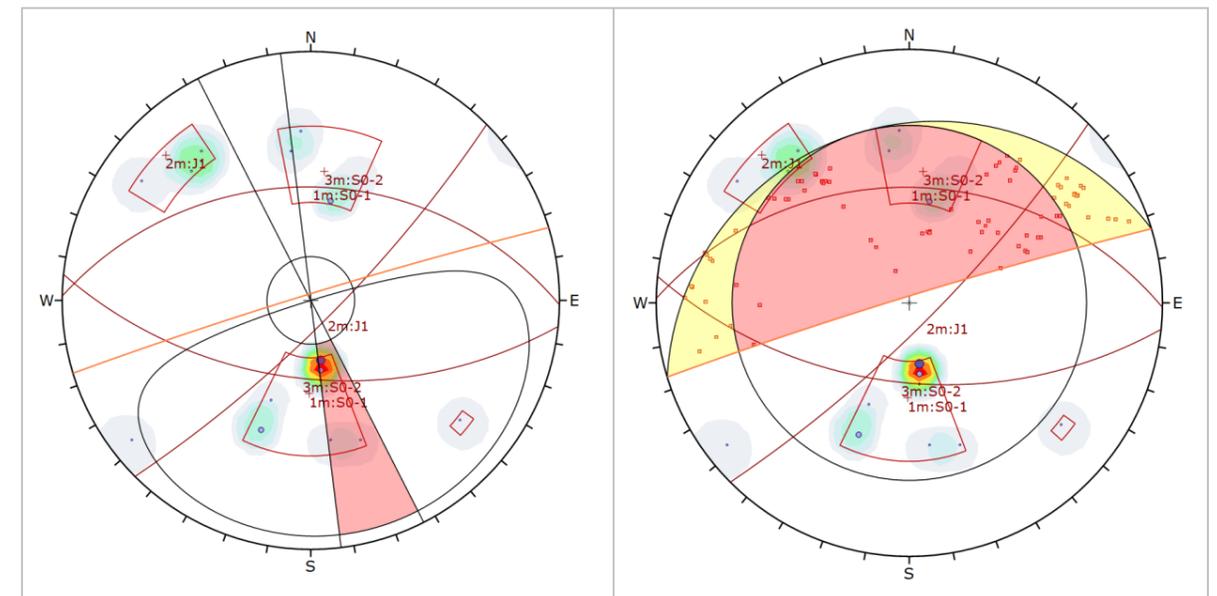
Distribución de energías para los bloques simulados que discurren sobre el falso túnel.

TALUD LATERAL

En cuanto al talud lateral, el cual presenta descalces y cuñas, se analizará su estabilidad de manera análoga a la realizada en el Emboquille del túnel 11 en donde, como criterio conservador dada la variabilidad en las orientaciones medidas se han considerado todas las combinaciones posibles entre juntas y determinando la tensión de sostenimiento pésima requerida.

Nuevamente, para limitar el tamaño de estas inestabilidades se ha limitado su extensión lateral hasta un máximo de 15 m.

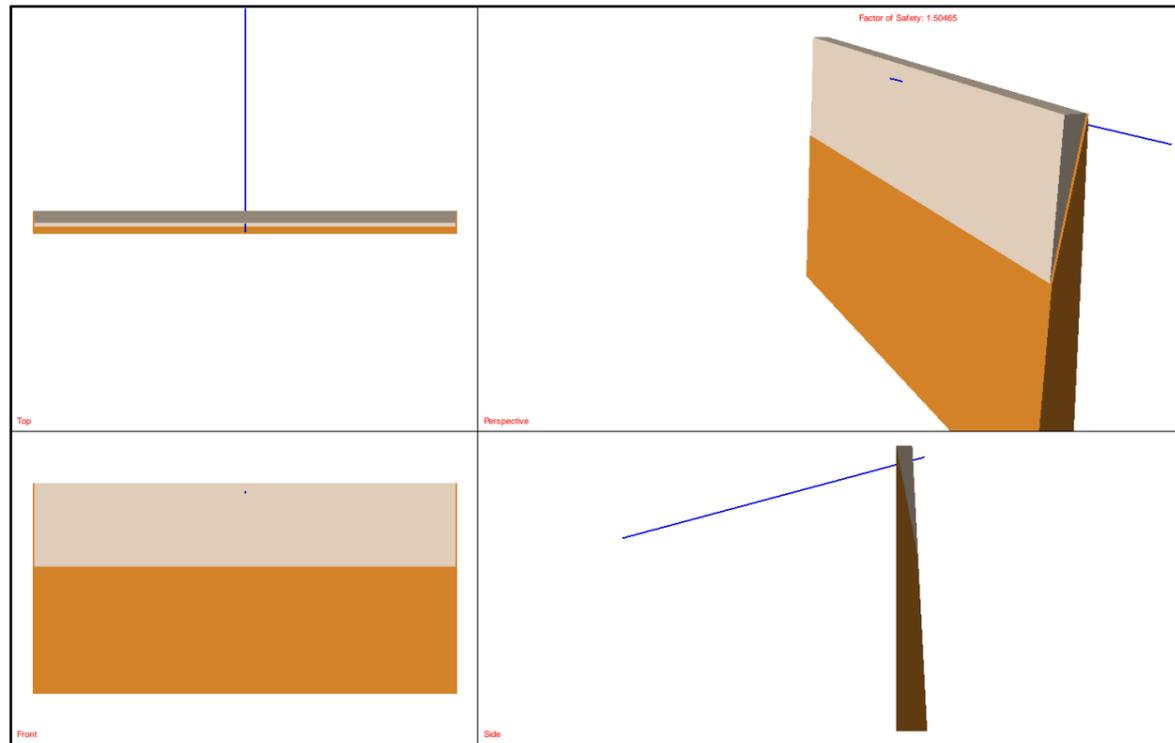
En las siguientes representaciones estereográficas se observa como es posible la ocurrencia de tanto roturas planares como roturas a favor de cuñas.



Polos que producen roturas planares (izquierda) y de tipo cuña (derecha).

Se observa como comparativamente existe una mayor frecuencia de roturas tipo cuña que planares, si bien estas últimas presentan unos factores de seguridad inferiores. Los pormenores del cálculo de cada

una de ellas pueden consultarse en el apéndice de cálculos que acompaña al presente documento, no obstante, se observa que el caso más restrictivo corresponde a las roturas planares.



Rotura planar generada en el talud lateral.

La tensión de sostenimiento requerida para la contención de dicha inestabilidad y dotarla de un FS=1,5 es de 40 kPa.

8. ESTRATEGIAS DE REMEDIACION

Con el propósito de mitigar las posibles afecciones a la circulación ferroviaria de las eventuales inestabilidades, en el anterior apartado se han determinado las necesidades de sostenimiento necesarias para su contención con un factor de seguridad suficiente.

A continuación, se resumen estas necesidades para cada una de las zonas.

- Talud Lateral del túnel 12. Tensión requerida de 40 kN/m²
- Talud frontal del túnel 12. Absorción de energía de 1.000 kJ.
- Talud frontal-lateral del túnel 11. Tensión requerida de 30 kN/m².

En este apartado se definen estos sostenimientos.

8.1. TRAMO 2: DEFINICIÓN DE SOSTENIMIENTOS

8.1.1. Tramo 2. Talud Lateral del Túnel 12

Tal y como se ha expuesto en el apartado anterior, para la contención de las inestabilidades del talud lateral del tramo 2 (PK 28+304 – 28+329) de la línea de Euskotren, próxima al emboquille E del túnel 12, será necesaria una tensión de sostenimiento del orden de 40 kN/m².

Para su contención se propone la ejecución de un bulonado sistemático consistente en anclajes de barra tipo Gewi Φ 40, en una malla de 4,0 (H) x 2,5 (V) m.

Este sistema se acompañará mediante una malla cableada de alto límite elástico con las siguientes características:

- Malla elástica de alto límite elástico de resistencia a tracción superior a 165 kN/m. (tipo Deltax G80/4, Spider S3-130 o similar)
- Cables de refuerzo de resistencia a rotura a tracción superior a 300 kN y diámetro nominal de 22 mm (tipo 6x36+AM DIN 3064 o similar)
- Anclajes laterales de resistencia a rotura superior a 570 kN (tipo GA-7001 T-IV o similar).
- La malla irá acompañada de una geomalla volumétrica de PEAD (polietileno de alta densidad).

A continuación, se muestran los detalles del cálculo.

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD 28+304 a 28+329 DE LA LÍNEA AMOREBIETA-BERMEO DE EUSKAL TRENBIDE SAREA (BERMEO)
Diseño de Mallas flexibles



TALUD: Emboquille E del túnel 12.

1. TENSIÓN PROPORCIONADA POR LA RED DE BULONES

Carga de Trabajo del Bulón	$T_b = 389,70$ kN	(1)
Espaciado horizontal	$S_x = 4,00$ m	
Espaciado vertical	$S_y = 2,50$ m	
Presión de Sostenimiento	$Q = 38,97$ kN/m ²	

2.- DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA FLEXIBLE

Resistencia a tracción longitudinal requerida por la malla	$T_m = 97,43$ kN/m
Factor de mayoración	$F_{may} = 1,67$
Resistencia longitudinal de rotura de la malla	$T_{CR} = 162,70$ Kn/m

3.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS CABLES DE REFUERZO

Número de cables	$n = 2,00$ Ud.	(2)
Ángulo debido a irregularidades en la cara del talud	$\alpha = 35,00$ °	(3)
Resistencia a tracción del cable	$T_c = 169,86$ kN	
Factor de mayoración	$F_{may} = 1,67$	
Resistencia de rotura a tracción del cable	$T_{CR} = 283,66$ kN	

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES LATERALES

Carga de trabajo de cada anclaje lateral	$Z_{dwr} = 339,71$ kN
Factor de mayoración	$F_{may} = 1,67$ %
Resistencia de rotura a del anclaje lateral	$Z_{dwr} = 567,32$ kN

4.- RESUMEN DE RESULTADOS

	Resistencia de Servicio	Resistencia de Rotura	
PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DE LA RED DE BULONES	$Q = 38,97$	$38,97$	kN/m ²
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDA POR LA MALLA	$T_m = 97,43$	$162,70$	kN/m
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDO POR EL CABLE DE REFUERZO	$T_c = 169,86$	$283,66$	kN
CARGA DE TRABAJO NECESARIA DE LOS ANCLAJES LATERALES	$Z_{dwr} = 339,71$	$567,32$	kN

- (1) Puesto que la carga del bulón ya se ha minorado un 60% el resto de cargas requeridas se consideran de trabajo, no de rotura
- (2) Es habitual que lleven 2 cables
- (3) Valores recomendados en base a medidas empíricas (entre 25-35°)

Detalle del cálculo de la malla cableada.

Por otra parte, en cuanto al diseño de los anclajes se ha recurrido a las recomendaciones de la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”, según la cual se propone que los bulones presenten las siguientes características:

- Diámetro $\Phi 40$, con una longitud total de 8 m de los cuales 4 m corresponden al bulbo y 4 m a la longitud libre. El diámetro mínimo de perforación será de 0,105 mm.
- El procedimiento de inyección será mediante Inyección única de lechada de cemento de una resistencia característica de 25 MPa.
- La tensión de bloqueo de estos bulones será de 350 kN.

A continuación, se muestra un detalle del diseño de estos bulones.

Diseño de los anclajes propuestos según la Guía de Anclajes en Obras de carretera.

8.1.2. Tramo 2: Talud Frontal Túnel 12

En este caso se propone la ejecución de una barrera dinámica con capacidad de absorción de 1.000 kJ y las siguientes características:

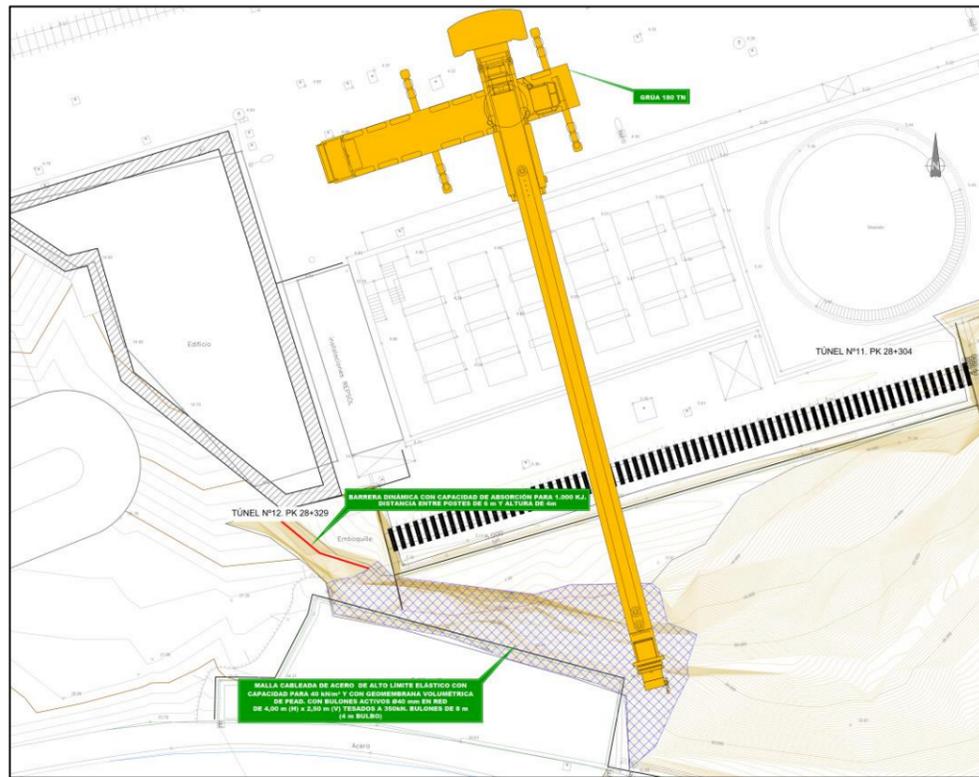
- Al tratarse de una zona de tan solo 10 metros lineales (ml) es suficiente con 2 postes de 4,0 m de altura anclados lateralmente, así como al propio talud. Este anclaje al terreno se efectúa mediante la perforación de bulones con barras de acero tipo S500 y 2,0 m de longitud inyectadas con lechada. La malla entre los postes es de 4 mm de grosor y 80 mm de apertura de rombo.

Los detalles de esta solución pueden consultarse en los planos que acompañan a este documento.

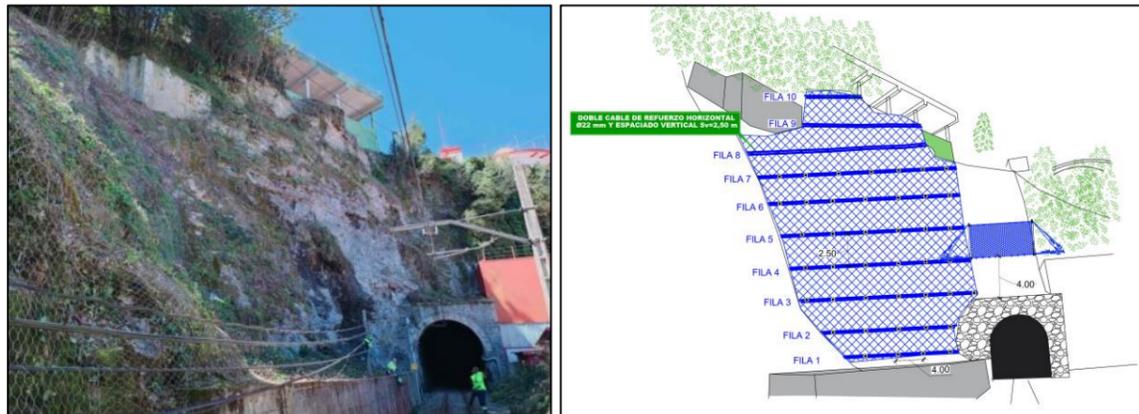
8.1.3. Tramo 2: Aspectos Complementarios

Se propone que la ejecución de estas soluciones en el entorno del túnel 12 se realicen mediante grúa de unas 180 Tn, colocada en la explanada del puerto frente al talud, tanto para la ejecución de la pantalla dinámica como la malla cableada y bulonada.

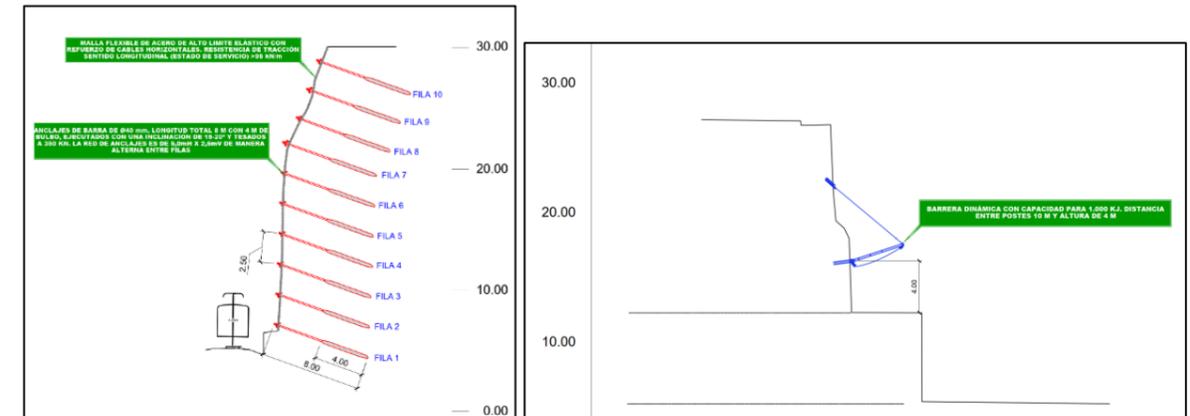
Se muestra a continuación algunos detalles y vistas tanto del sistema propuesto como de su ejecución:



Planta con la propuesta de ejecución de las soluciones planteadas en el entorno del túnel 12, con grúa desde la explanada del puerto



Alzado con la solución de malla de acero reforzada con cables



Sección tipo con la solución de malla de acero reforzada con cables y barrera dinámica para 1.000 kJ

Los detalles de cada elementos de contención o protección se adjuntan en los planos adjunto al presente documento.

8.2. TRAMO 1: DEFINICIÓN DE SOSTENIMIENTOS

Para este tramo se contempla una tensión de sostenimiento del orden de 30 kN/m^3 en el talud lateral, y para su contención se propone un bulonado sistemático acompañado con una malla cableada de alto límite elástico, como en el tramo anterior.

No obstante, y tal y como ya se ha comentado, debido a lo fracturado y la presencia de constantes chineos que se han registrado en el talud frontal, se considera recomendable alargar este sostenimiento hasta el talud frontal, de forma que la malla pueda contener el incesante chineo.

Por ello, se propone la instalación de:

Para su contención se propone la ejecución de un bulonado sistemático consistente en anclajes de barra tipo Gewi $\Phi 40$, en una malla de $4,5 \text{ (H)} \times 2,5 \text{ (V)} \text{ m}$.

Este sistema se acompañará mediante una malla cableada de alto límite elástico con las siguientes características:

- Malla elástica de alto límite elástico de resistencia a tracción superior a 130 kN/m . (tipo Tecco G65/3 o similar)
- Cables de refuerzo de resistencia a rotura a tracción superior a 255 kN y diámetro nominal de 22 mm (tipo $6 \times 36 + \text{AM}$ DIN 3064 o similar)
- Anclajes laterales de resistencia a rotura superior a 510 kN (tipo GA-7001 T-III o similar).
- La malla irá acompañada de una geomalla volumétrica de PEAD (polietileno de alta densidad).

A continuación, se muestran los detalles del cálculo.

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD 28+304 a 28+329 DE LA LÍNEA AMOREBIETA-BERMEO DE EUSKAL TRENBIDE SAREA (BERMEO)
Diseño de Mallas flexibles

TYPESA

TALUD: LATERAL/FRONTAL Emboquille E del túnel 11. (TRAMO 1)

1. TENSION PROPORCIONADA POR LA RED DE BULONES

Carga de Trabajo del Bulón	$T_b =$	350,00	kN	(1)
Espaciado horizontal	$S_x =$	4,50	m	
Espaciado vertical	$S_y =$	2,50	m	
Presión de Sostenimiento	$Q =$	31,11	kN/m ²	

2.- DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA FLEXIBLE

Resistencia a tracción longitudinal requerida por la malla	$T_m =$	77,78	kN/m
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	
Resistencia longitudinal de rotura de la malla	$T_{CR} =$	129,89	kN/m

3.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS CABLES DE REFUERZO

Número de cables	$n =$	2,00	Ud.	(2)
Ángulo debido a irregularidades en la cara del talud	$\alpha =$	35,00	°	(3)
Resistencia a tracción del cable	$T_c =$	152,55	kN	
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67		
Resistencia de rotura a tracción del cable	$T_{CR} =$	254,76	kN	

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES LATERALES

Carga de trabajo de cada anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	305,10	kN
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	%
Resistencia de rotura a del anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	509,52	kN

4.- RESUMEN DE RESULTADOS

	Resistencia de Servicio	Resistencia de Rotura	
PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DE LA RED DE BULONES	$Q =$	31,11	kN/m ²
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDA POR LA MALLA	$T_m =$	77,78	kN/m
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDO POR EL CABLE DE REFUERZO	$T_C =$	152,55	kN
CARGA DE TRABAJO NECESARIA DE LOS ANCLAJES LATERALES	$Z_{dwr} =$	305,10	kN

(1) Puesto que la carga del bulón ya se ha minorado un 60% el resto de cargas requeridas se consideran de trabajo, no de rotura
(2) Es habitual que lleven 2 cables
(3) Valores recomendados en base a medidas empíricas (entre 25-35°)

- Diámetro $\Phi 40$, con una longitud total de 8 m de los cuales 4 m corresponden al bulbo y 4 m a la longitud libre. El diámetro mínimo de perforación será de 0,105 mm.
- El procedimiento de inyección será mediante Inyección única de lechada de cemento de una resistencia característica de 25 MPa.

8.2.1. Tramo 1: Aspectos Complementarios

Teniendo en consideración los aspectos relacionados con la ejecución de estos sostenimientos, la alternativa óptima sería la instalación mediante una grúa situada al pie de la vía y ubicada en el área industrial del propio puerto de Bermeo.

No obstante, aunque el espacio entre las edificaciones podría ser suficiente, la existencia de una embarcación ocupando parte del espacio disponible imposibilita dicha maniobra.

Es por ello por lo que la instalación se deberá realizar mediante un patín instalado en un sobreecho de la carretera BI-2235, sobre la acera, que discurre varios metros por encima de la vía.

A continuación, se muestran unas imágenes y vistas, tanto de la solución como de la implantación necesaria para llevarla a cabo.

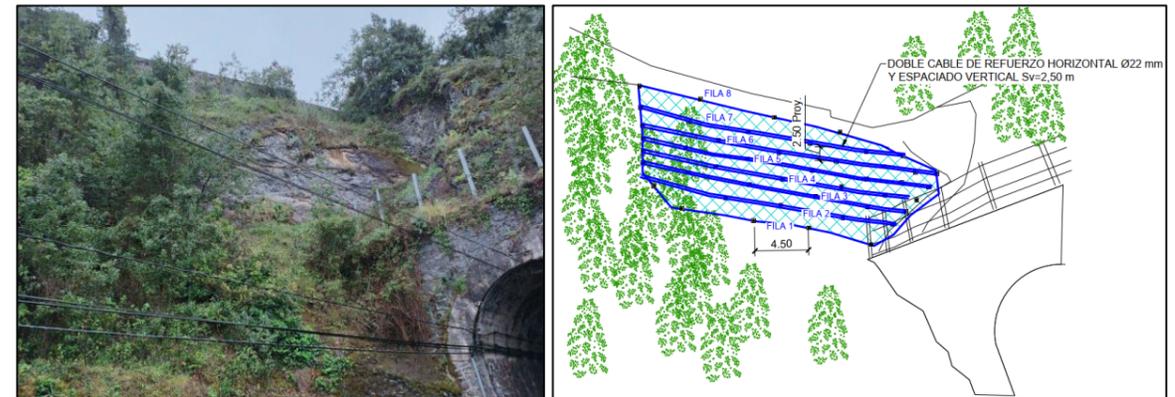
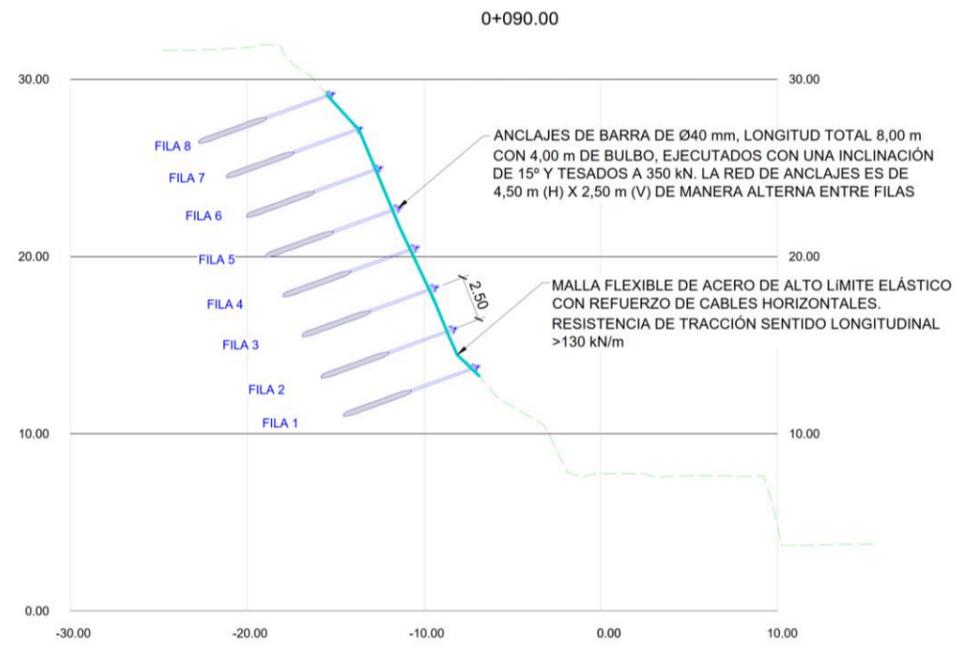


Imagen de la zona de actuación en el tramo 1

Detalle de la malla flexible del tramo 1

Por otra parte, en cuanto a la red de bulones propuesta presentaría las mismas características que las del Tramo 2, variando únicamente el espaciado entre ellas. Para el caso del tramo 1, sería suficiente una malla de 4,5 (H):2,5 (V). Las características de estos bulones se muestran nuevamente a continuación:



Sección tipo del tramo 1

9. CONCLUSIONES

El objetivo del presente anejo es analizar y determinar la problemática existente en los taludes de la línea Amorebieta-Bermeo de Euskotren.

Para ello, tras realizar una recopilación de la información disponible de la zona de estudio se ha realizado un análisis de la estabilidad individualizado para cada talud, para lo cual se ha dispuesto de un levantamiento exhaustivo de las discontinuidades. De esta forma, se han discretizado los siguientes tramos:

- **Tramo 2: Emboquille Este del túnel 12.** Consta de un talud lateral bajo el cual existe un muro con un cierto despeje y un talud frontal que presenta una pequeña berma. La tensión de sostenimiento requerida para obtener un factor de seguridad igual o superior a 1,5 es de 40 kN/m².

Esta tensión de sostenimiento se obtiene mediante un bulonado sistemático y malla flexible de alto límite elástico. No obstante, la presencia de unos micropilotes pertenecientes a la vivienda existente sobre el talud frontal imposibilita la ejecución de anclajes, por lo que se ha propuesto la instalación de una barrera dinámica que recoja los bloques que pudieran caer sobre la vía.

De esta forma, se propone el siguiente sostenimiento:

- **Talud Lateral**

- Bulonado sistemático consistente en anclajes de barra tipo Gewi Φ 40, en una malla de 4,0 (H) x 2,5 (V) m, con una longitud total de 8 m de los cuales 4 m corresponden al bulbo y 4 m a la longitud libre. El diámetro mínimo de perforación será de 0,105 mm.
- El procedimiento de inyección será mediante inyección única de lechada de cemento de una resistencia característica de 25 MPa.
- Malla elástica de alto límite elástico de resistencia a tracción superior a 165 kN/m. (tipo Deltax G80/4, Spider S3-130 o similar)
- Cables de refuerzo de resistencia a rotura a tracción superior a 300 kN y diámetro nominal de 22 mm (tipo 6x36+AM DIN 3064 o similar)
- Anclajes laterales de resistencia a rotura superior a 570 kN (tipo GA-7001 T-IV o similar).
- La malla irá acompañada de una geomalla volumétrica de PEAD (polietileno de alta densidad).

- **Talud Frontal**

- Barrera dinámica con capacidad de absorción de 1.000 kJ
- Al tratarse de una zona de tan solo 10 metros lineales (ml) es suficiente con 2 postes de 4,0 m de altura anclados lateralmente, así como al propio talud. Este anclaje al terreno se efectúa mediante la perforación de bulones con barras de acero tipo S500 y 2,0 m de longitud inyectadas con lechada. La malla entre los postes es de 4 mm de grosor y 80 mm de apertura de rombo.

- **Tramo 1: Emboquille Este del túnel 11.** Se trata de la zona entre el talud frontal del emboquille (el cual dispone de una barrera estática) y el talud lateral. Se observa una gran cantidad de bloques caídos y chineos.

Se establece que para este desmonte es necesaria una tensión de sostenimiento de 30 kN/m² con lo que para su contención se propone la siguiente contención.

- Bulonado sistemático consistente en anclajes de barra tipo Gewi Φ 40, en una malla de 4,5 (H) x 2,5 (V) m, con una longitud total de 8 m de los cuales 4 m corresponden al bulbo y 4 m a la longitud libre. El diámetro mínimo de perforación será de 0,105 mm.

- Malla elástica de alto límite elástico de resistencia a tracción superior a 130 kN/m. (tipo Tecco G65/3 o similar)
- Cables de refuerzo de resistencia a rotura a tracción superior a 255 kN y diámetro nominal de 22 mm (tipo 6x36+AM DIN 3064 o similar)
- Anclajes laterales de resistencia a rotura superior a 510 kN (tipo GA-7001 T-III o similar).
- La malla irá acompañada de una geomalla volumétrica de PEAD (polietileno de alta densidad).

Leioa, julio 2023

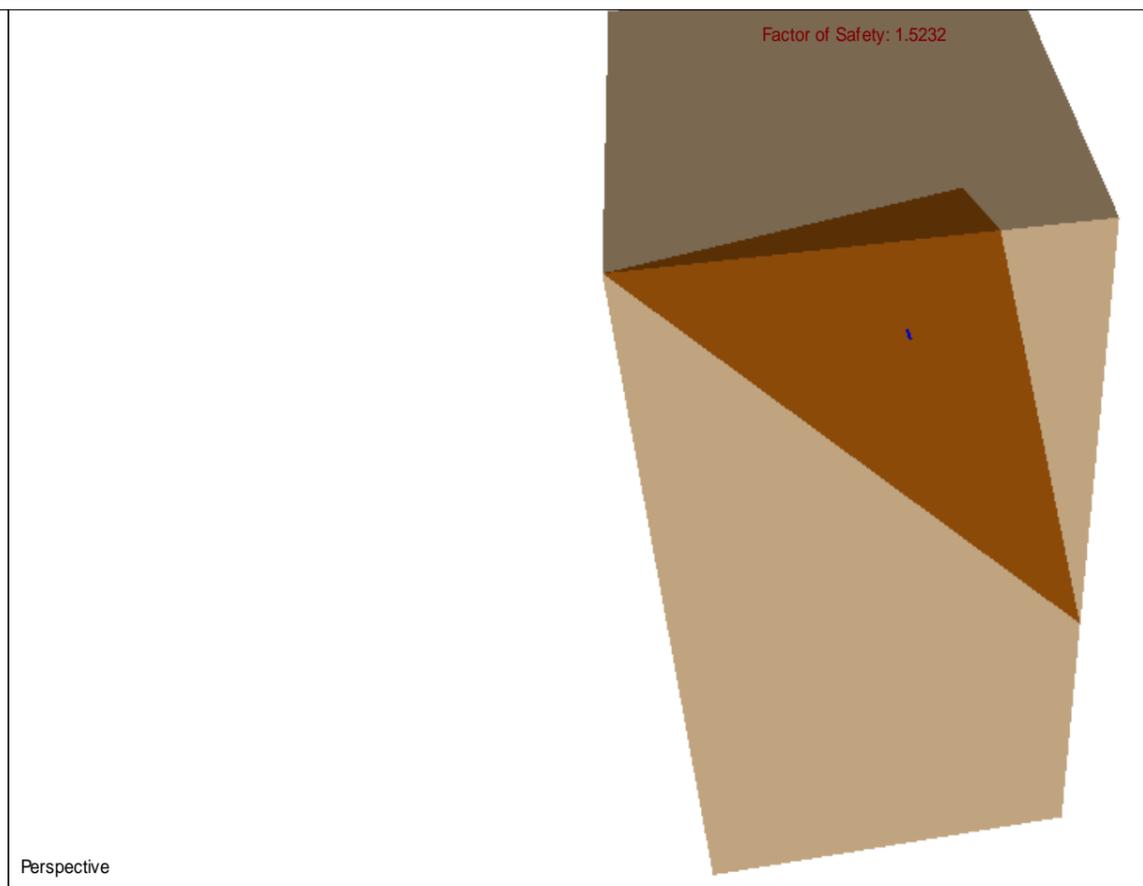
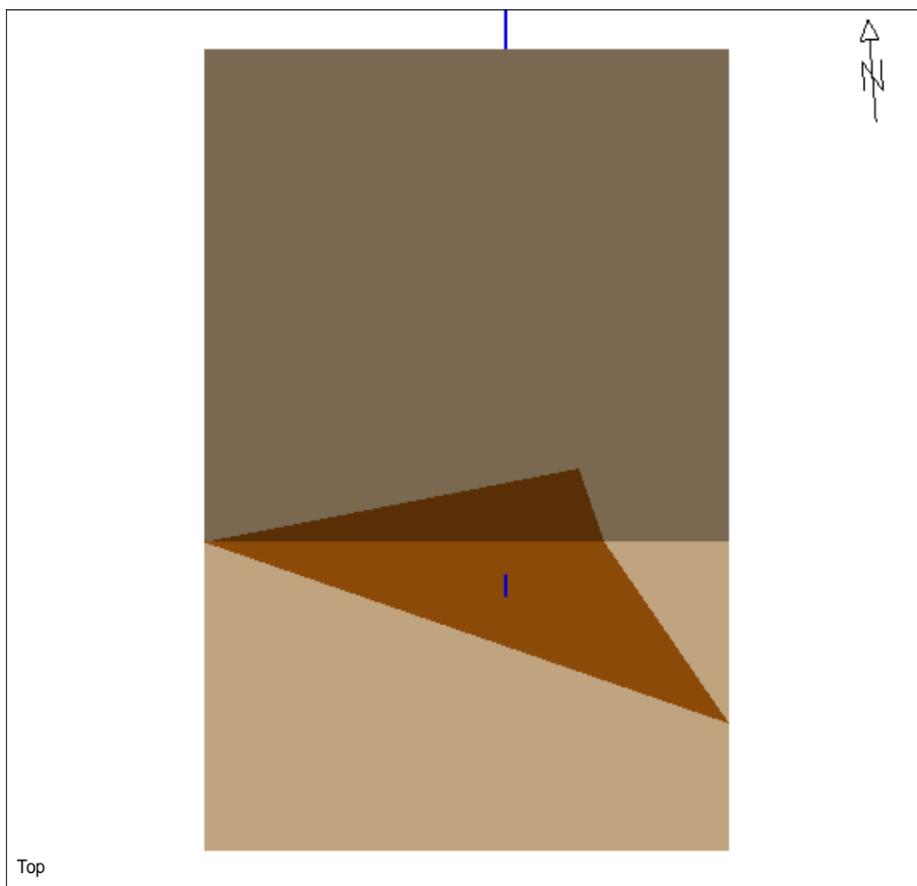
El autor del proyecto

TYPSA

APÉNDICES

APÉNDICE 1. CÁLCULOS

SALIDAS GRÁFICAS



Combination Analysis
 Number of Combinations: 3403
 Number of Valid Wedges=15
 Number of Invalid Wedges=3388
 Number of Failed Wedges=14
 Number of Stable Wedges=1

Min FS Wedge Data
 Factor of Safety: 1.5232
 Volume: 48.663 m³
 Weight: 1265.237 kN
 Area (joint1): 83.275 m²
 Area (joint2): 13.779 m²
 Area (slope face): 81.766 m²
 Area (upper face): 10.796 m²
 Normal Force (joint1): 2683.016 kN
 Normal Force (joint2): 237.139 kN
 Normal Stress (joint1): 32.219 kPa
 Normal Stress (joint2): 17.210 kPa
 Shear Strength (joint1): 11.727 kPa
 Shear Strength (joint2): 6.264 kPa
 Driving Force: 697.779 kN
 Resisting Force: 1062.849 kN
 Mode: Sliding on Joints 1&2

Sliding Direction
 Plunge: 59.942 deg
 Trend: 151.750 deg

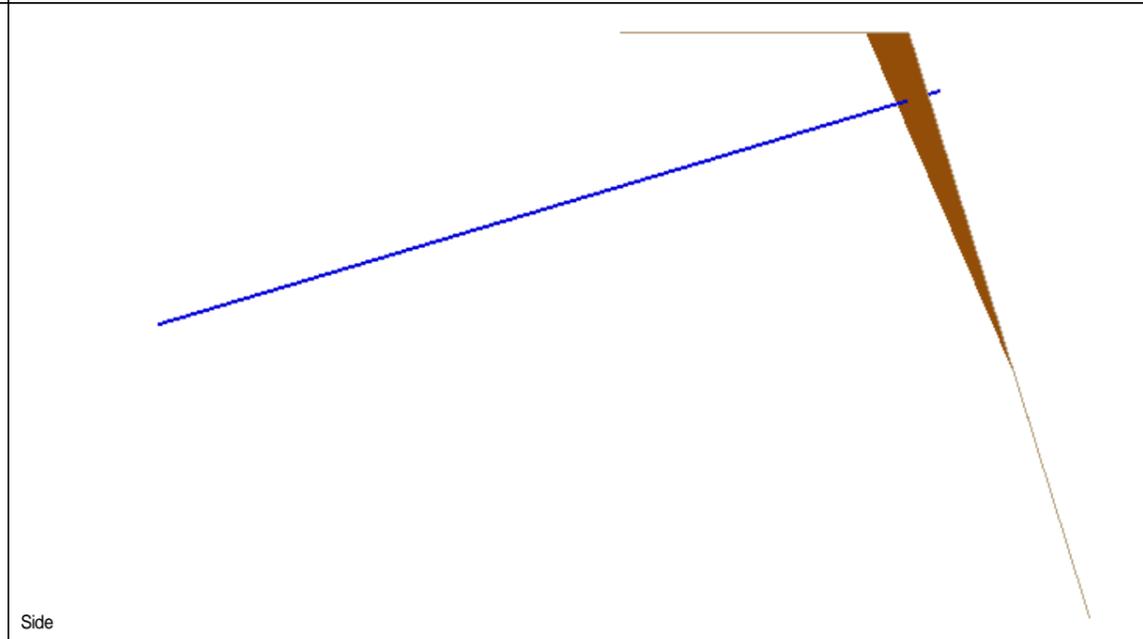
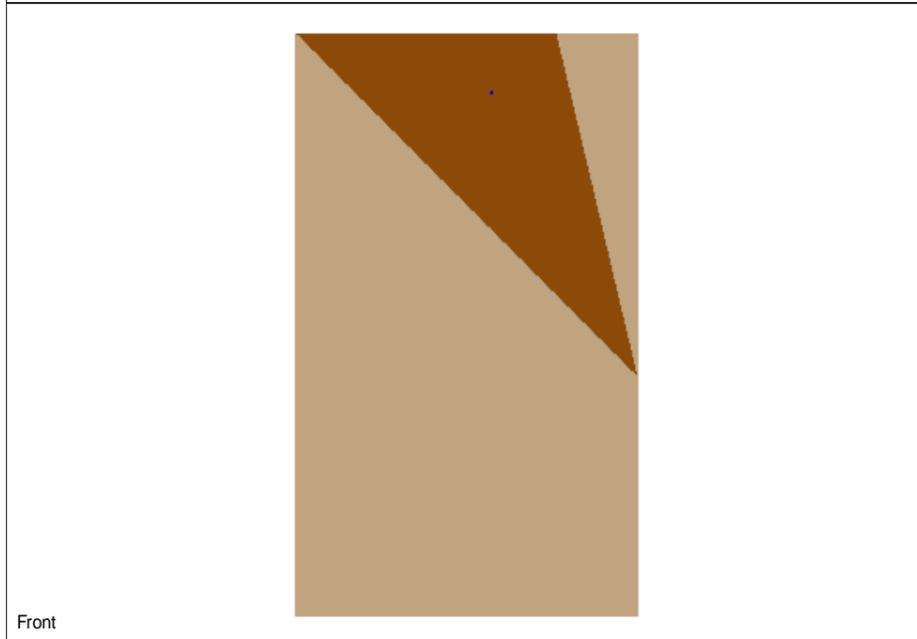
Line of Intersection
 Plunge: 59.942 deg
 Trend: 151.750 deg
 Length: 15.624 m

Slope Input Data
 Height: 23.000 m
 Length: 15.000 m
 Dip: 71.000 deg
 Dip Direction: 185.000 deg

Trace Length
 Joint1: 20.726 m
 Joint2: 14.740 m

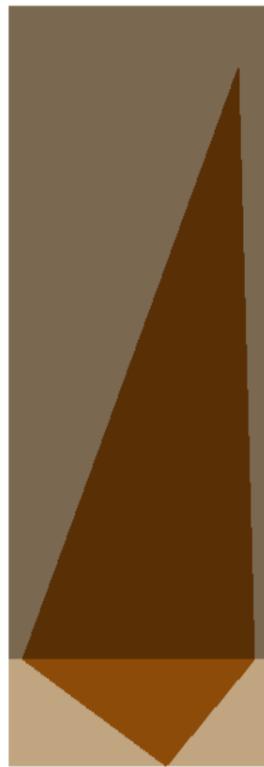
Persistence
 Joint1: 20.726 m
 Joint2: 15.624 m

Combination Info
 Dip (joint1): 62.000 deg
 Dip Direction (joint1): 175.000 deg
 Dip (joint2): 83.000 deg
 Dip Direction (joint2): 74.000 deg

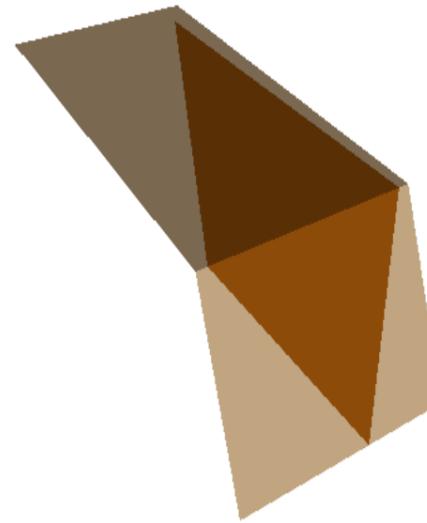


SALIDAS GRÁFICAS

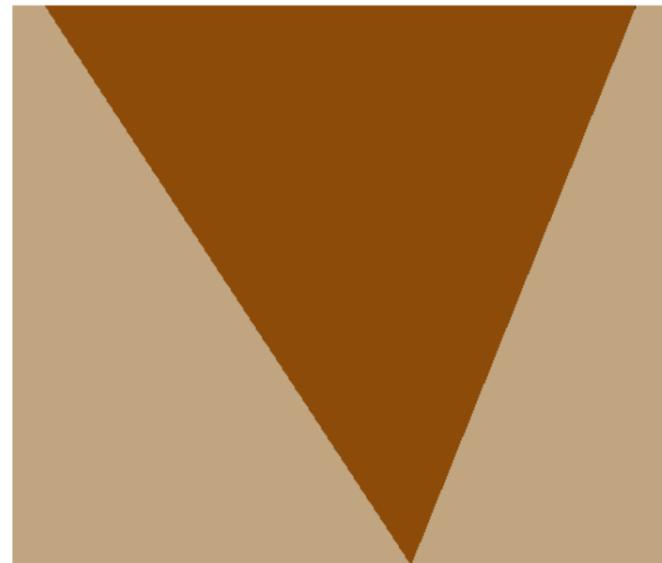
Factor of Safety: 1.8765



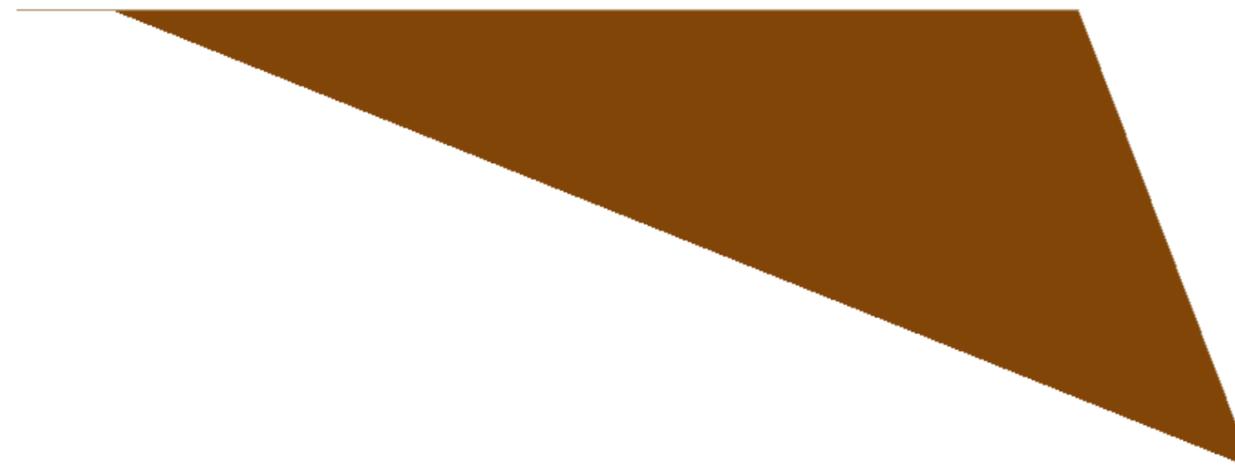
Top



Perspective



Front



Side

Combination Analysis

Number of Combinations: 3403
Number of Valid Wedges=7
Number of Invalid Wedges=3396
Number of Failed Wedges=0
Number of Stable Wedges=7

Min FS Wedge Data

Factor of Safety: 1.8765
Volume: 608.786 m³
Weight: 15828.448 kN
Area (joint1): 152.964 m²
Area (joint2): 207.038 m²
Area (slope face): 75.272 m²
Area (upper face): 182.636 m²
Normal Force (joint1): 10681.795 kN
Normal Force (joint2): 13556.762 kN
Normal Stress (joint1): 69.832 kPa
Normal Stress (joint2): 65.480 kPa
Shear Strength (joint1): 25.417 kPa
Shear Strength (joint2): 23.833 kPa
Driving Force: 4701.250 kN
Resisting Force: 8822.113 kN
Mode: Sliding on Joints 1&2

Sliding Direction

Plunge: 17.278 deg
Trend: 94.520 deg

Line of Intersection

Plunge: 17.278 deg
Trend: 94.520 deg
Length: 33.669 m

Slope Input Data

Height: 10.000 m
Length: 15.000 m
Dip: 64.000 deg
Dip Direction: 87.000 deg

Trace Length

Joint1: 27.012 m
Joint2: 29.786 m

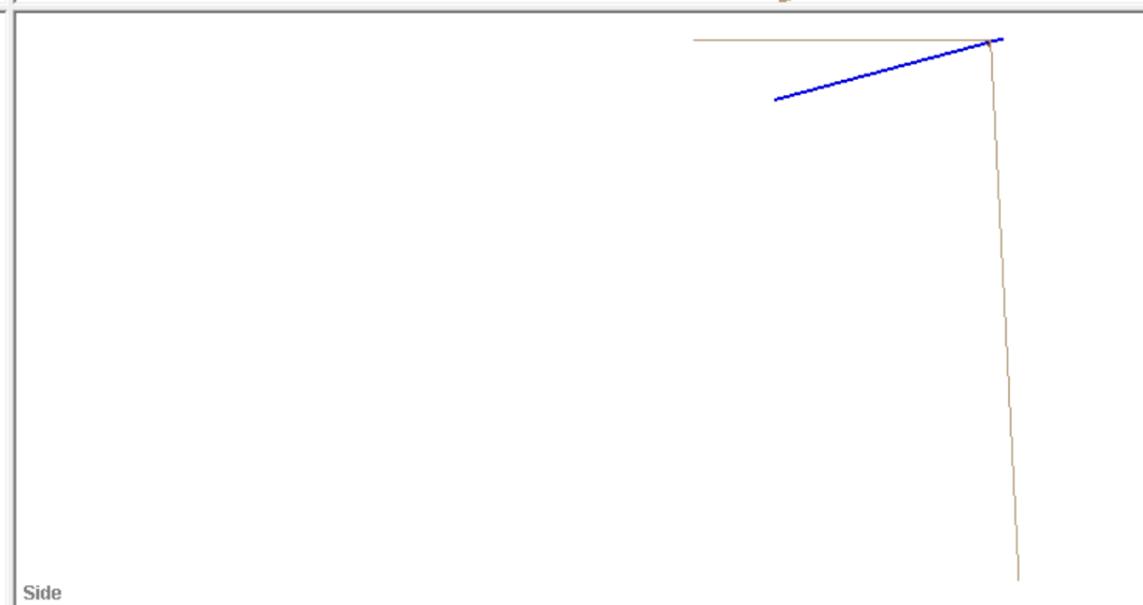
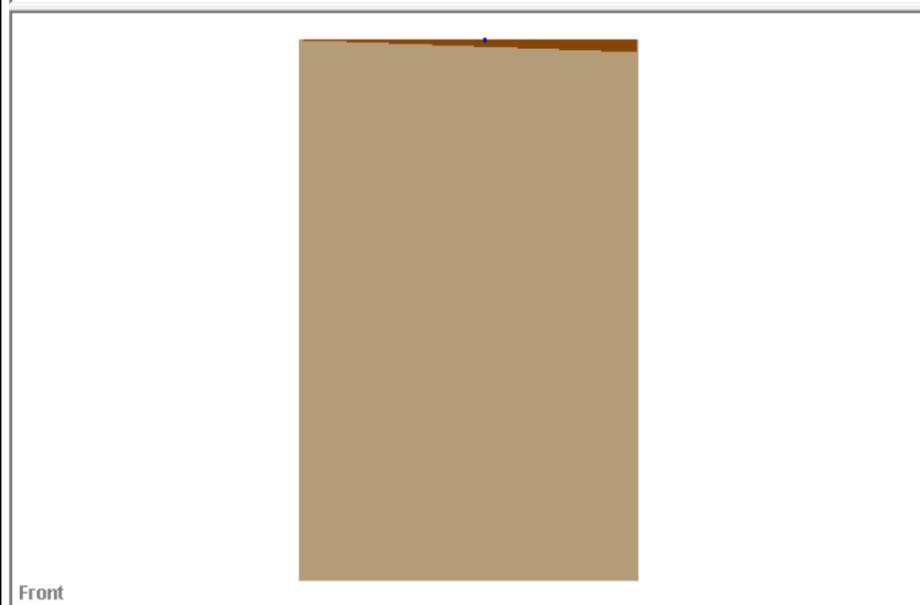
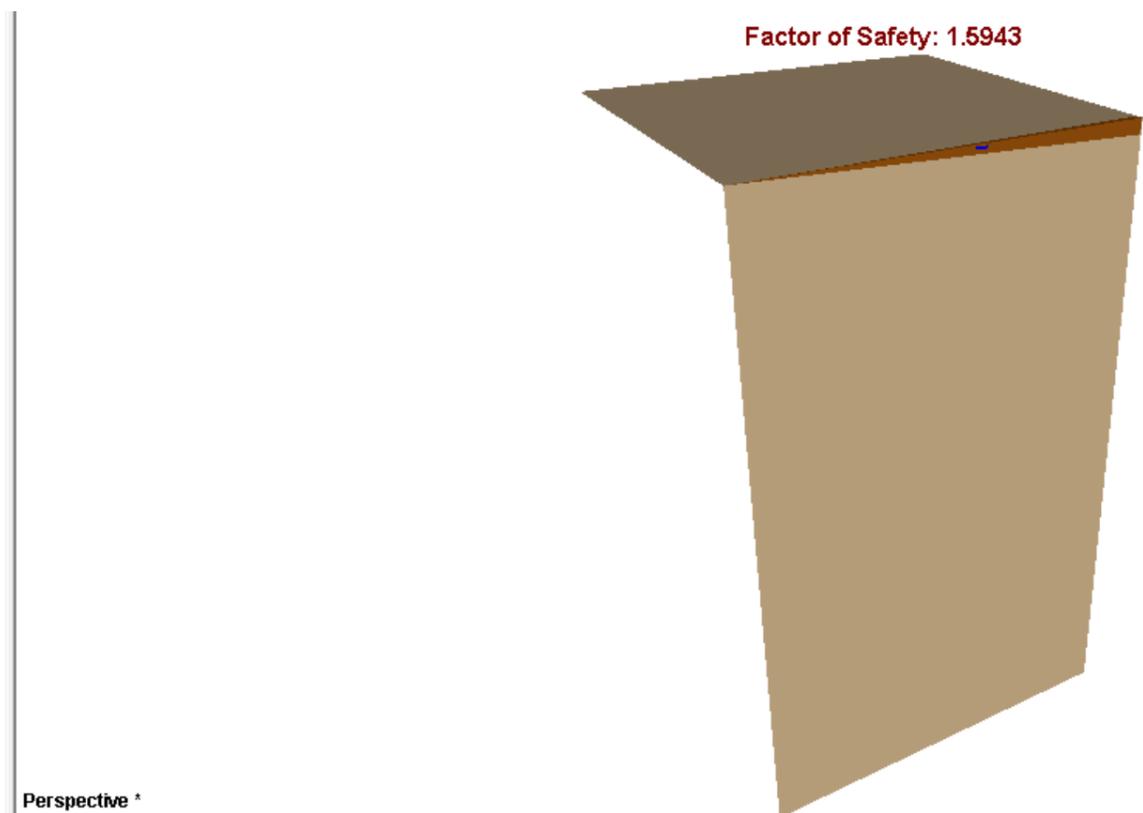
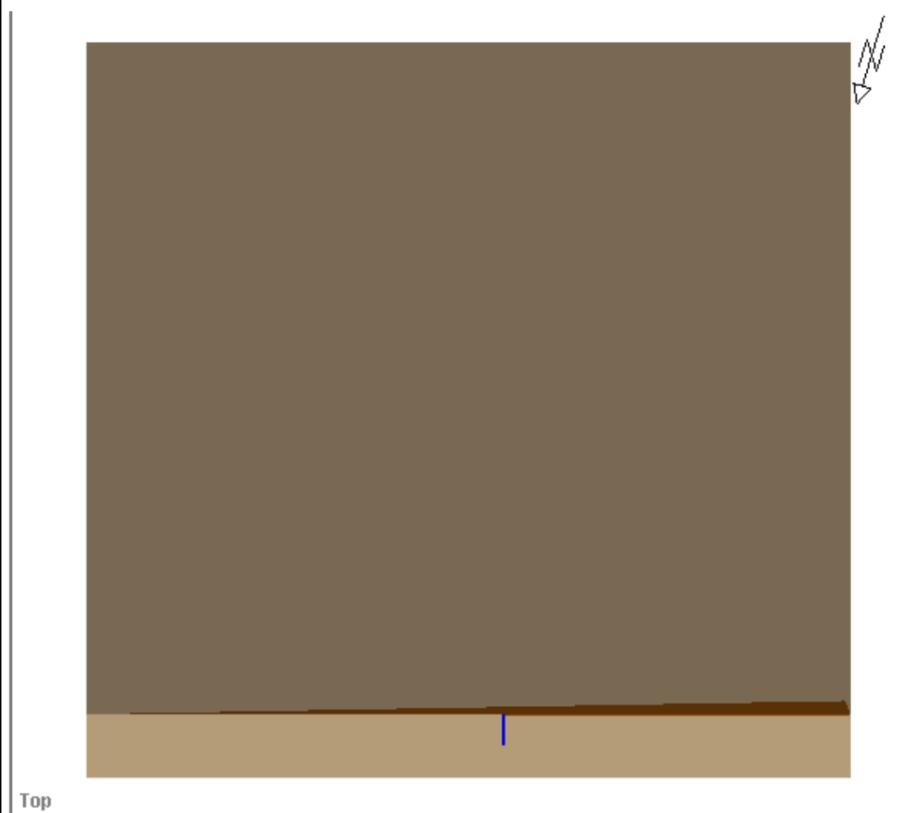
Persistence

Joint1: 33.669 m
Joint2: 33.669 m

Combination Info

Dip (joint1): 62.000 deg
Dip Direction (joint1): 175.000 deg
Dip (joint2): 46.000 deg
Dip Direction (joint2): 22.000 deg

SALIDAS GRÁFICAS



Combination Analysis

Number of Combinations: 2628
Number of Valid Wedges=139
Number of Invalid Wedges=2489
Number of Failed Wedges=65
Number of Stable Wedges=74

Min FS Wedge Data

Factor of Safety: 1.5943
Volume: 0.354 m³
Weight: 9.215 kN
Area (joint1): 0.076 m²
Area (joint2): 4.600 m²
Area (slope face): 4.094 m²
Area (upper face): 1.951 m²
Normal Force (joint1): 0.000 kN
Normal Force (joint2): 19.914 kN
Normal Stress (joint1): 0.000 kPa
Normal Stress (joint2): 4.329 kPa
Shear Strength (joint1): 0.000 kPa
Shear Strength (joint2): 1.576 kPa
Driving Force: 4.546 kN
Resisting Force: 7.248 kN
Mode: Sliding on Joint2

Sliding Direction

Plunge: 61.811 deg
Trend: 334.785 deg

Line of Intersection

Plunge: 61.415 deg
Trend: 329.373 deg
Length: 0.621 m

Slope Input Data

Height: 24.000 m
Length: 15.000 m
Dip: 87.000 deg
Dip Direction: 343.000 deg

Trace Length

Joint1: 0.547 m
Joint2: 14.980 m

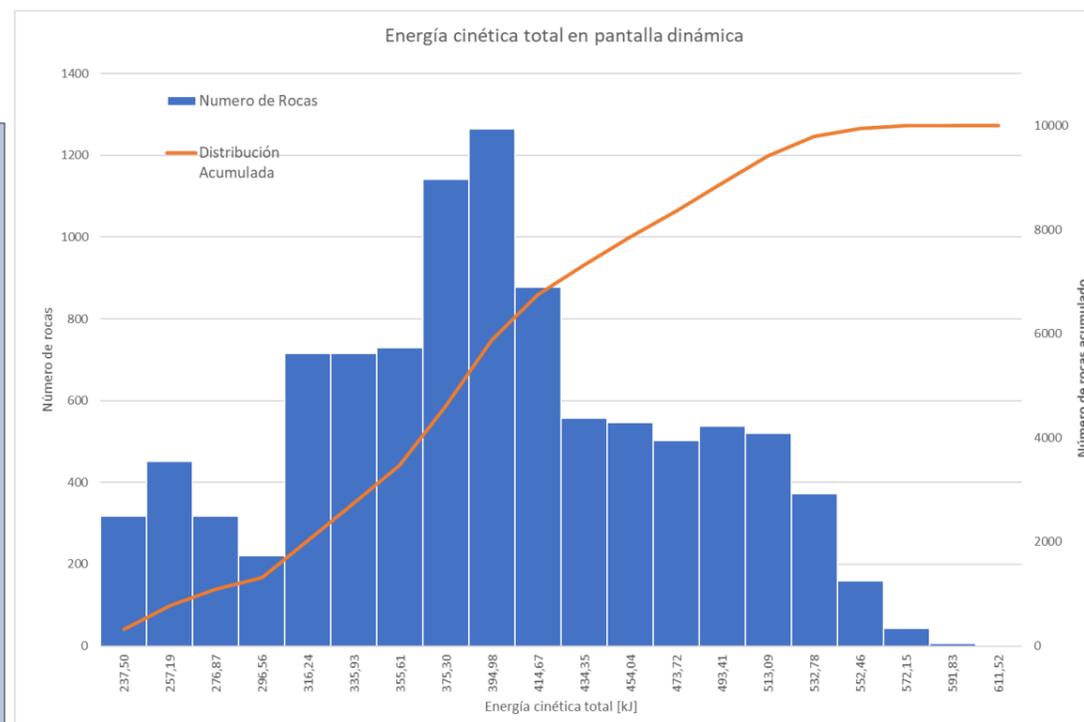
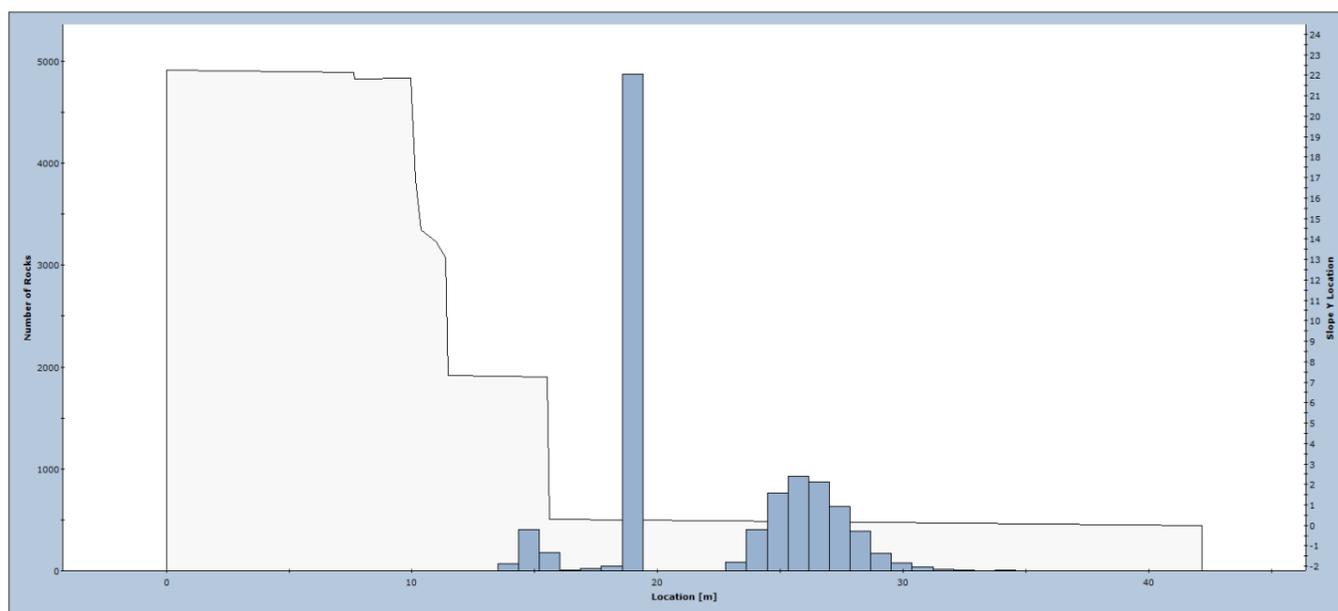
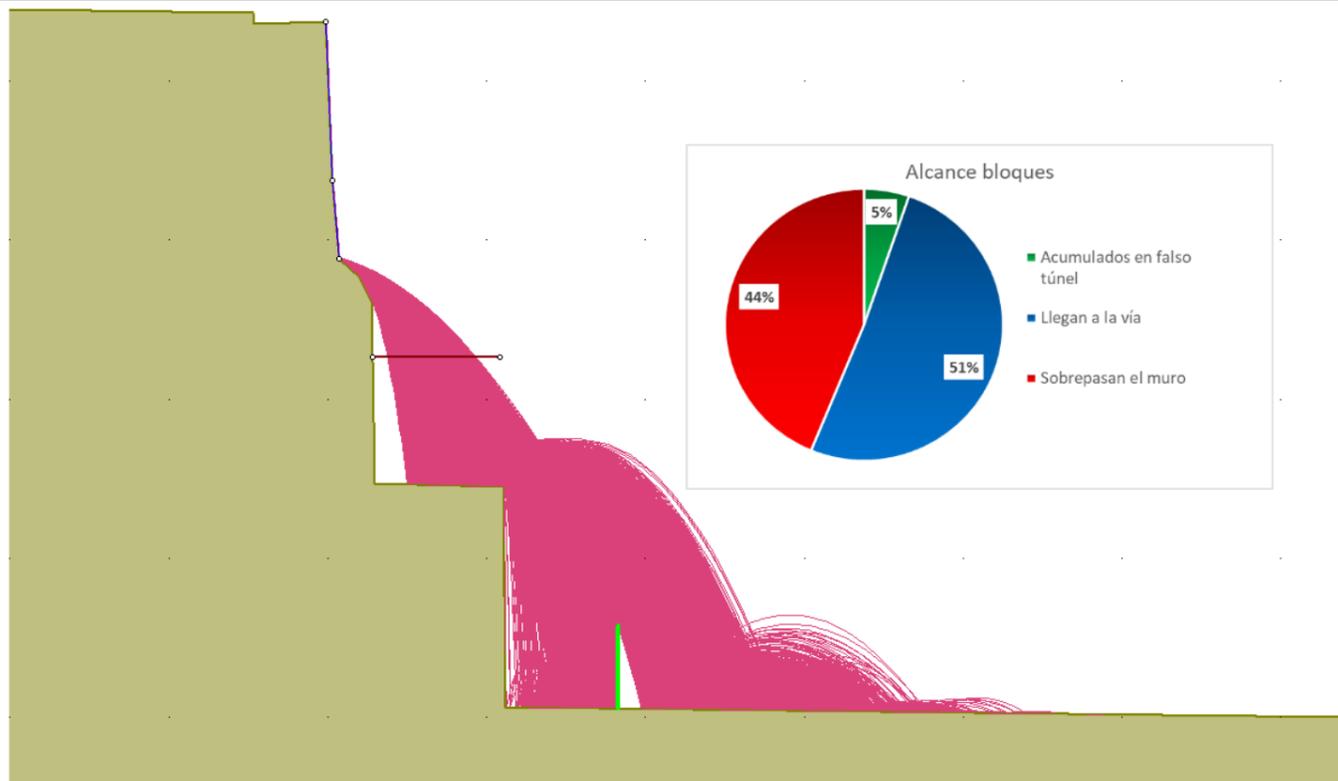
Persistence

Joint1: 0.621 m
Joint2: 14.980 m

Combination Info

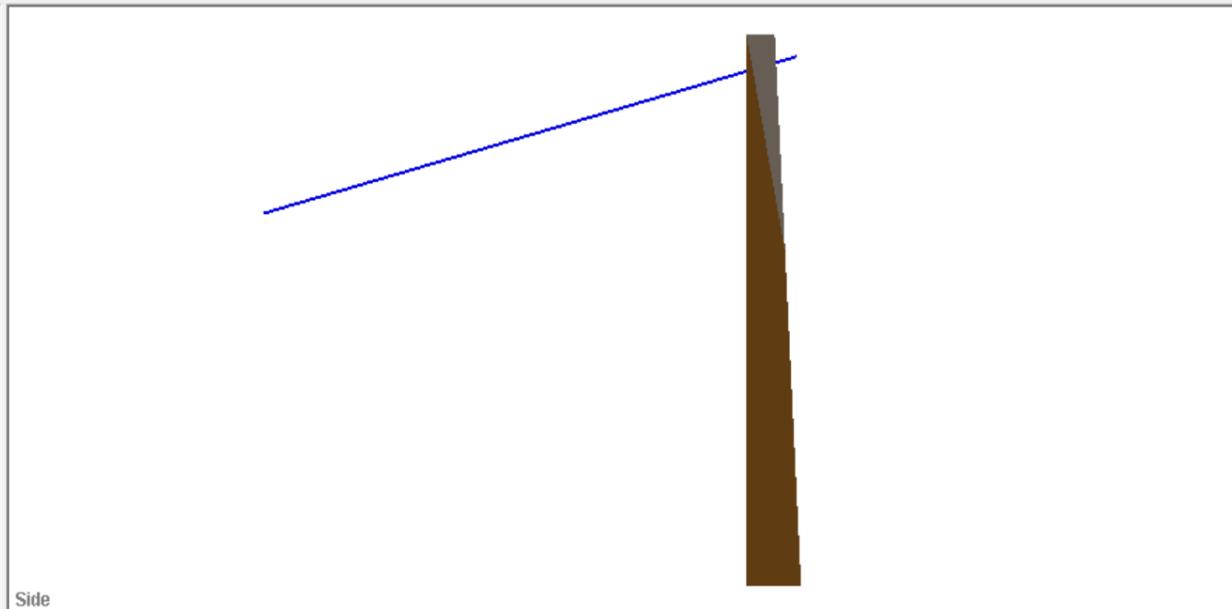
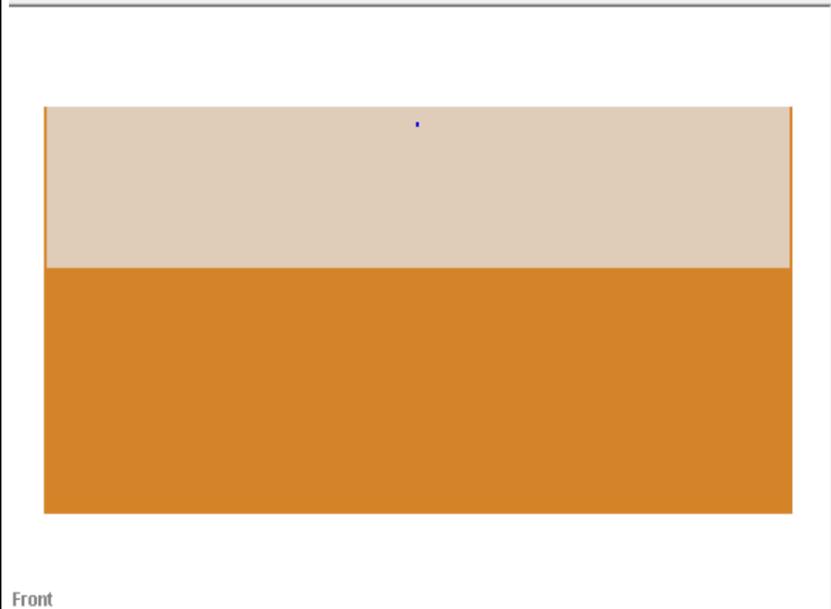
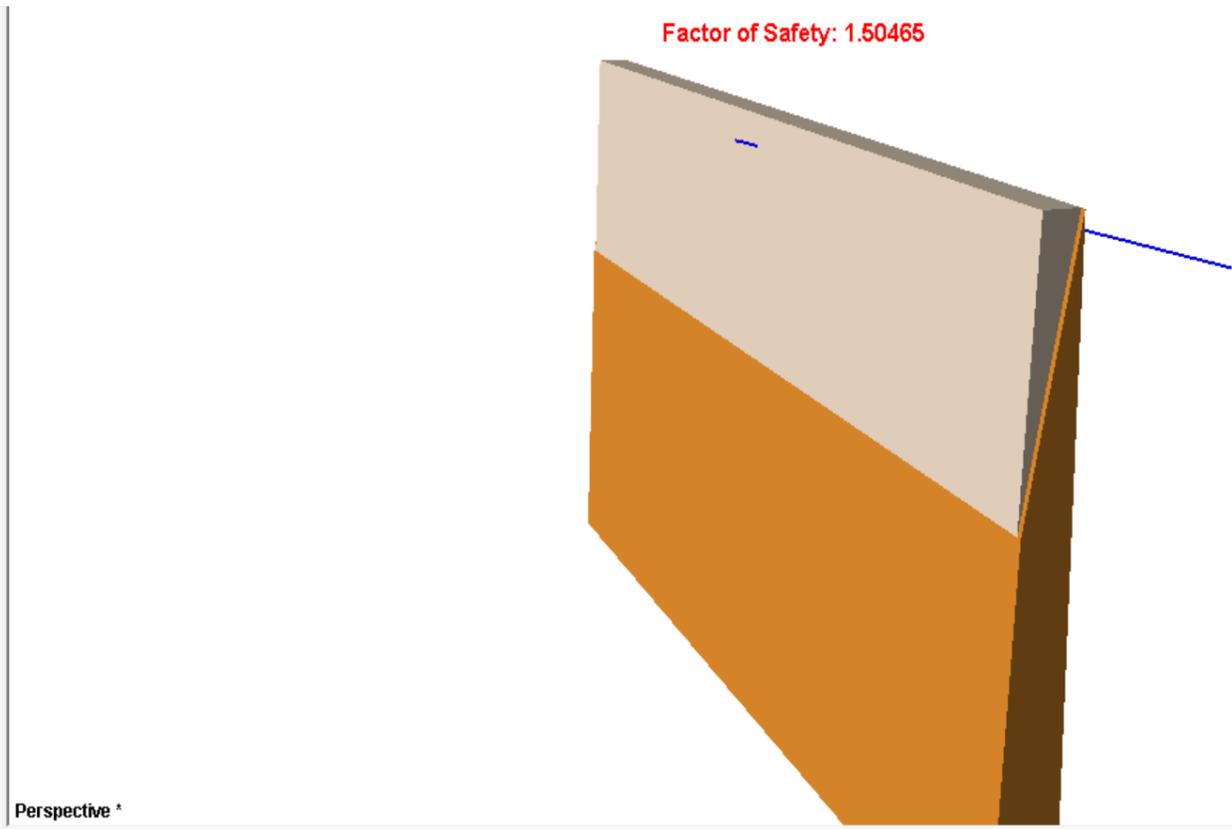
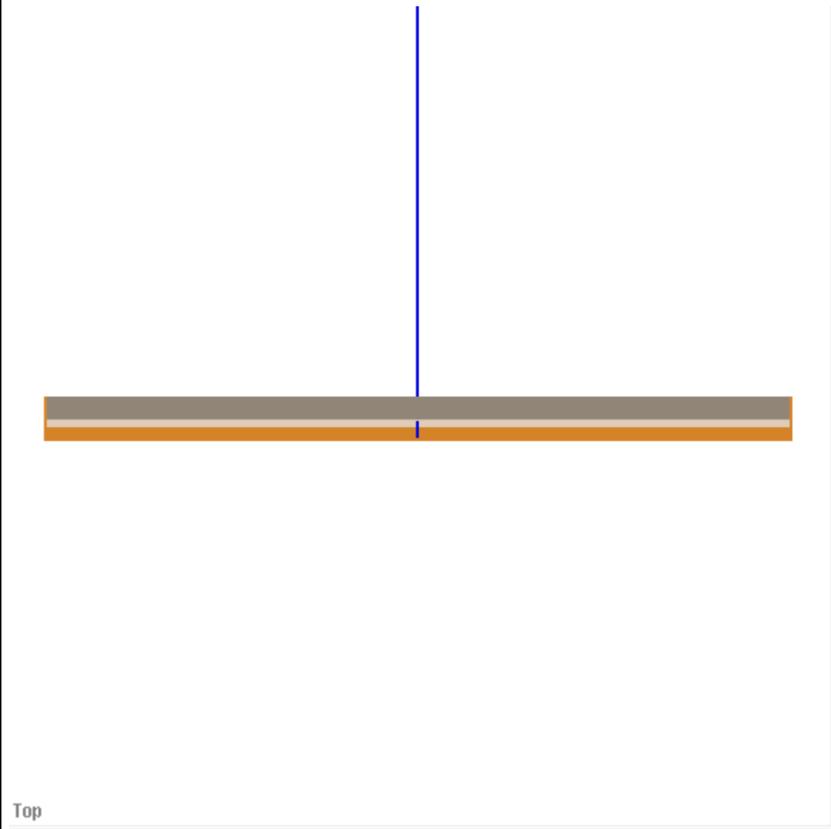
Dip (joint1): 86.000 deg
Dip Direction (joint1): 52.000 deg
Dip (joint2): 62.000 deg
Dip Direction (joint2): 342.000 deg

SALIDAS GRÁFICAS



Distribución de energía de bloques sobre pantalla

SALIDAS GRÁFICAS



<p>Deterministic Analysis Factor of Safety: 1.50465 Normal Force: 939.626 kN/m Normal Stress: 97.0001 kPa Shear Strength: 35.3051 kPa Driving Force: 227.293 kN/m Resisting Force: 341.996 kN/m</p> <p>Geometry Slope Height: 24 m Wedge Weight: 166.881 kN/m Wedge Volume: 6.4185 m³/m Wedge Height: 9.50888 m Unit Weight: 26 kN/m³ Slope Angle: 87 deg Failure Plane Angle: 79 deg Upper Face Angle: 0 deg Bench Width: 1.35 m Wedge Height: 9.50888 m Waviness: 0 deg Upper Face Length: 1.35 m Failure Plane Length: 9.68686 m Wedge Slope Length: 9.52193 m</p> <p>Strength Shear Strength Model: Mohr-Coulomb Friction Angle: 20 deg Cohesion: 0 kPa Shear Strength: 35.3051 kPa Shear Resistance: 341.996 kN/m</p> <p>Bolt Force Resultant Active Bolt Force: 910 kN/m Active Bolt Angle: 15 deg Resultant Passive Bolt Force: 0 kN/m Passive Bolt Angle: 0 deg #1 Bolt Property: Bolt Property 1 Capacity: 910 kN/m, Angle: 15 deg, Length: 24 m, Anchored Length: 23.0213 m, Active type Efficiency Factor: 1</p>

SALIDAS GRÁFICAS

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD 28+304 a 28+329 DE LA LÍNEA AMOREBIETA-BERMEO DE EUSKAL TREN BIDE SAREA (BERMEO)
Diseño de Mallas flexibles**



TALUD: LATERAL/FRONTAL Emboquille E del túnel 11. (TRAMO 1)

1. TENSIÓN PROPORCIONADA POR LA RED DE BULONES

Carga de Trabajo del Bulón	$T_b =$	350,00	kN	(1)
Espaciado horizontal	$S_x =$	4,50	m	
Espaciado vertical	$S_y =$	2,50	m	
Presión de Sostenimiento	$Q =$	31,11	kN/m ²	

2.- DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA FLEXIBLE

Resistencia a tracción longitudinal requerida por la malla	$T_m =$	77,78	kN/m
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	
Resistencia longitudinal de rotura de la malla	$T_{CR} =$	129,89	kN/m

3.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS CABLES DE REFUERZO

Número de cables	$n =$	2,00	Ud.	(2)
Ángulo debido a irregularidades en la cara del talud	$\alpha =$	35,00	°	(3)
Resistencia a tracción del cable	$T_c =$	152,55	kN	
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67		
Resistencia de rotura a tracción del cable	$T_{CR} =$	254,76	kN	

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES LATERALES

Carga de trabajo de cada anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	305,10	kN
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	%
Resistencia de rotura a del anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	509,52	kN

4.- RESUMEN DE RESULTADOS

	Resistencia de Servicio	Resistencia de Rotura	
PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DE LA RED DE BULONES	$Q =$	31,11	kN/m ²
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDA POR LA MALLA	$T_m =$	77,78	129,89 kN/m
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDO POR EL CABLE DE REFUERZO	$T_c =$	152,55	254,76 kN
CARGA DE TRABAJO NECESARIA DE LOS ANCLAJES LATERALES	$Z_{dwr} =$	305,10	509,52 kN

(1) Puesto que la carga del bulón ya se ha minorado un 60% el resto de cargas requeridas se consideran de trabajo, no de rotura
(2) Es habitual que lleven 2 cables
(3) Valores recomendados en base a medidas empíricas (entre 25-35°)

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD 28+304 a 28+329 DE LA LÍNEA AMOREBIETA-BERMEO DE EUSKAL TREN BIDE SAREA (BERMEO)
Diseño de Mallas flexibles**



TALUD: LATERAL Emboquille E del túnel 12. (TRAMO 2)

1. TENSIÓN PROPORCIONADA POR LA RED DE BULONES

Carga de Trabajo del Bulón	$T_b =$	389,70	kN	(1)
Espaciado horizontal	$S_x =$	4,00	m	
Espaciado vertical	$S_y =$	2,50	m	
Presión de Sostenimiento	$Q =$	38,97	kN/m ²	

2.- DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA FLEXIBLE

Resistencia a tracción longitudinal requerida por la malla	$T_m =$	97,43	kN/m
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	
Resistencia longitudinal de rotura de la malla	$T_{CR} =$	162,70	Kn/m

3.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS CABLES DE REFUERZO

Número de cables	$n =$	2,00	Ud.	(2)
Ángulo debido a irregularidades en la cara del talud	$\alpha =$	35,00	°	(3)
Resistencia a tracción del cable	$T_c =$	169,86	kN	
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67		
Resistencia de rotura a tracción del cable	$T_{CR} =$	283,66	kN	

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES LATERALES

Carga de trabajo de cada anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	339,71	kN
Factor de mayoración	$F_{may} =$	1,67	%
Resistencia de rotura a del anclaje lateral	$Z_{dwr} =$	567,32	kN

4.- RESUMEN DE RESULTADOS

	Resistencia de Servicio	Resistencia de Rotura	
PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DE LA RED DE BULONES	$Q =$	38,97	kN/m ²
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDA POR LA MALLA	$T_m =$	97,43	162,70 kN/m
RESISTENCIA A TRACCIÓN REQUERIDO POR EL CABLE DE REFUERZO	$T_c =$	169,86	283,66 kN
CARGA DE TRABAJO NECESARIA DE LOS ANCLAJES LATERALES	$Z_{dwr} =$	339,71	567,32 kN

(1) Puesto que la carga del bulón ya se ha minorado un 60% el resto de cargas requeridas se consideran de trabajo, no de rotura
(2) Es habitual que lleven 2 cables
(3) Valores recomendados en base a medidas empíricas (entre 25-35°)

SALIDAS GRÁFICAS

DISEÑO DE ANCLAJES

REF: GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES AL TERRENO EN OBRAS DE CARRETERAS

PROYECTO: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD 28+304 a 28+329 DE LA LÍNEA AMOREBIETA-BERMEO DE EUSKAL TREN BIDE SAREA

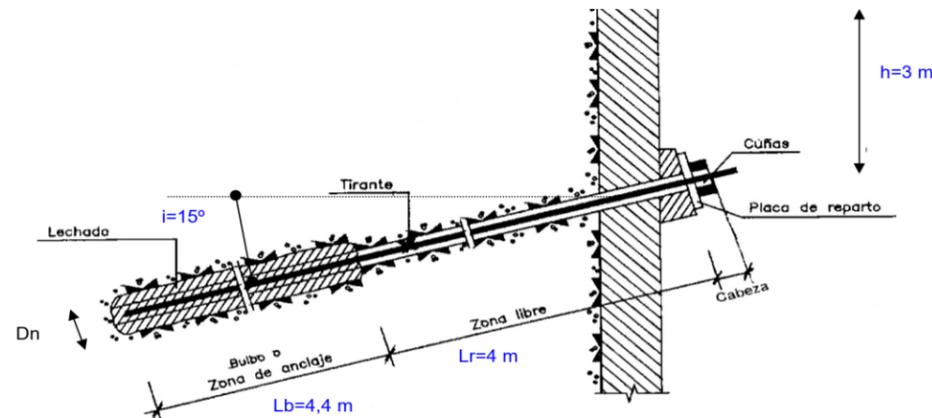
TRAMO / SECCIÓN : TALUD: Emboquille E del túnel 12.

DATOS DE ENTRADA

TIPO DE ANCLAJE ELEGIDO:	BARRAS TIPO GEWI	VIDA ÚTIL DEL ANCLAJE:	PERMANENTE
TIPO DE INYECCIÓN:	INYECCIÓN ÚNICA (IU)	DIÁMETRO DE LAS BARRAS:	40 mm
MATERIAL DE INYECCIÓN:	CEMENTO	RES. CARACT. INYECCIÓN (MPa):	25
		TIPO DE ANCLAJE:	TIPO 7

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL ANCLAJE

PROFUNDIDAD ANCLAJE h (m):	3,0	INCLINACIÓN ANCLAJE i (°):	15
LONGITUD LIBRE Lr (m):	4	LONGITUD DEL BULBO Lb (m):	4,4
LONGITUD TOTAL DE LA BARRA O CABLES (m):	8,4		
DIÁMETRO DE PERFORACIÓN (mm):	105		



CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO DE ANCLAJE

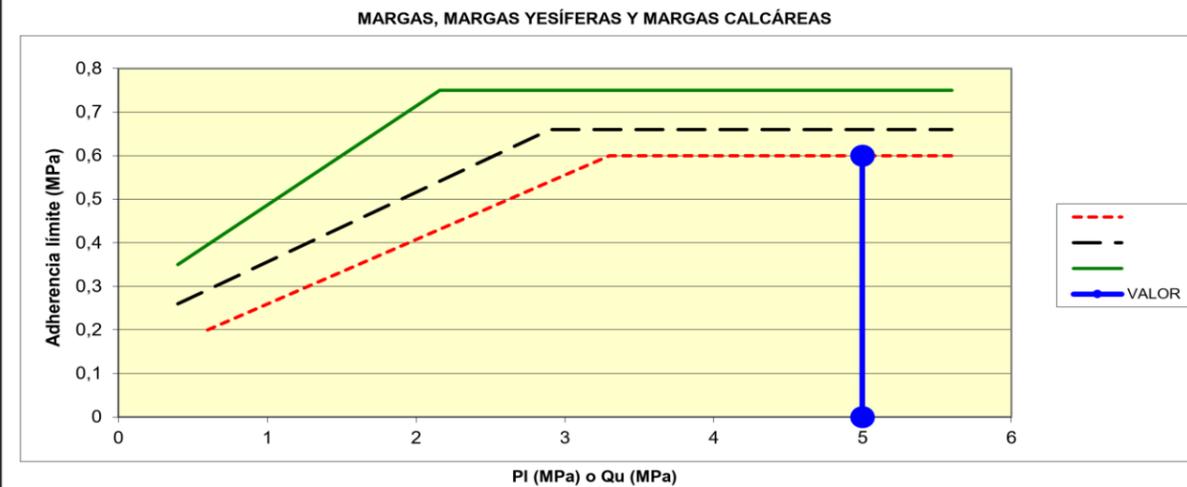
COHESIÓN EFECTIVA c' (t/m ²):	1,5	ÁNGULO DE ROZ. INT. EFEC. (°):	31
PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO (m):	0,5	DENSIDAD APARENTE (t/m ³):	2,10

DETERMINACIÓN DE LA ADHERENCIA ADMISIBLE DEL TERRENO

EXISTEN ENSAYOS DE TESADO: NO

ADHERENCIA ADMISIBLE EMPLEANDO FORMULACIÓN DEFINIDA EN LA GUÍA (MPa): 0,06

EMPLEO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS:



ADHERENCIA ADMISIBLE POR MÉTODOS SEMI - EMPÍRICOS (MPa): 0,36

ADHERENCIA ADMISIBLE FINAL (MPa): 0,36

COMPROBACIONES

TENSIÓN ADMISIBLE DEL ACERO

La carga nominal mayorada debe cumplir las condiciones exigidas en la página 25 de la guía

Relación carga nominal con límite elástico:	55,70%	Relación carga mayorada con límite elástico:	83,56%	CUMPLE
Relación carga nominal con carga rotura:	50,64%	Relación carga mayorada con carga rotura:	75,96%	CUMPLE

DESPLAZAMIENTO DEL TIRANTE EN LA LECHADA

Condición impuesta en la página 26 de la guía

Factor de seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo, carga nominal:	11,69	CUMPLE
Factor de seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo, carga mayorada:	7,80	CUMPLE

ARRANCAMIENTO DEL BULBO

Condición impuesta en la página 26 de la guía

Factor de seguridad frente a arrancamiento, carga nominal y adherencia límite (sin minorar):	2,49	CUMPLE
Factor de seguridad frente a arrancamiento, carga mayorada y adherencia admisible:	1,01	CUMPLE

ANEJO Nº 02 – PLAN DE OBRA

