



Facultad de Ciencias Geológicas



Universidad Complutense de Madrid

## MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA GEOLÓGICA

# Incremento del riesgo de colapso en macizos prefacturados por terremotos

Diego Alejandro Peña Gil  
MADRID, CURSO 2020-2021

TUTORES DEL TRABAJO: FRANCISCO JAVIER CASTANEDO  
SONIA BAUTISTA CARRASCOSA



Facultad de Ciencias Geológicas



Universidad Complutense de Madrid

## MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA GEOLÓGICA

# Incremento del riesgo de colapso en macizos prefacturados por terremotos

DIEGO ALEJANDRO PEÑA GIL  
MADRID, CURSO 2020-2021

TUTORES DEL TRABAJO:

FRANCISCO CASTANEDO

Fdo.: FRANCISCO  
CASTANEDO

SONIA BAUTISTA

Fdo.: SONIA BAUTISTA

## DECLARACIÓN DE NO PLAGIO

D. DIEGO ALEJANDRO PEÑA GIL, con NIE Y8230892B, estudiante de Máster en la Facultad de Ciencias Geológicas de la Universidad Complutense de Madrid en el curso 2020 – 2021, como autor del trabajo de fin de máster titulado “INCREMENTO DEL RIESGO DE COLAPSO EN MACIZOS PREFACTURADOS POR TERREMOTOS” y presentado para la obtención del título correspondiente, cuyos tutores son MSc. Francisco Javier Castanedo Navarro y Sonia Bautista Carrascosa.

### DECLARO QUE:

El trabajo de fin de máster que presento está elaborado por mí y es original. No copio, ni utilizo ideas, formulaciones, citas integrales e ilustraciones de cualquier obra, artículo, memoria, o documento (en versión impresa o electrónica), sin mencionar de forma clara y estricta su origen, tanto en el cuerpo del texto como en la bibliografía. Así mismo declaro que los datos son veraces y que no he hecho uso de información no autorizada de cualquier fuente escrita de otra persona o de cualquier otra fuente.

De igual manera, soy plenamente consciente de que el hecho de no respetar estos extremos es objeto de sanciones universitarias y/o de otro orden.

En Madrid, a 01 de junio de 2021



Fdo.: Diego Alejandro Peña Gil

## INDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>III</b>
<b>1. GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Objetivos .....	2
<b>2. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>3</b>
2.1. Tipos de colapso en túneles.....	3
2.2. Riesgo de colapso en arcos con carga asimétrica.....	5
<b>3. CONSIDERACIONES EN EL CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>8</b>
3.1. Ubicación del proyecto .....	8
3.2. Geometría de inestabilidades en la ladera .....	8
3.3. Sismicidad.....	13
<b>4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA.....</b>	<b>15</b>
4.1. Criterios fundamentales .....	15
4.2. Parámetros de los materiales utilizados en los análisis .....	15
<b>5. RESULTADOS .....</b>	<b>23</b>
5.1. Caso 1. Considerando las grietas subverticales en el macizo rocoso.....	23
5.2. Caso 2. Sin considerar las grietas subverticales en el macizo rocoso .....	29
5.3. Caso 3. Sección en zona de deslizamiento de ladera PK 0+320 .....	35
<b>6. DISCUSIÓN .....</b>	<b>40</b>
<b>7. CONCLUSIONES .....</b>	<b>42</b>
<b>8. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>44</b>

## RESUMEN

Los terremotos, el régimen de aguas subterráneas y las condiciones desfavorables del terreno pueden causar graves problemas, incluso el colapso, durante la construcción de un túnel. Este estudio se centra en la comprensión de las razones que pueden motivar el colapso de un túnel, cuando las acciones del terreno actuantes sobre la estructura no están ajustadas a las reales. Un caso de este tipo relativamente usual, es la existencia de fracturación previa del macizo, que se puede producir en zonas de sismicidad elevada como, por ejemplo, el desfiladero del Río Chenab, en cuya margen izquierda discurrirá el Túnel de Doda, ubicado al norte de la India. Para comprender la respuesta del túnel y las acciones del terreno sobre la estructura, se simula la secuencia de construcción mediante modelos numéricos bidimensionales de elementos finitos, considerando tres casos de estudio. El caso 1, considera el fracturamiento previo del macizo en el portal sur de emboquille; el caso 2, solo considera el talud del portal sur; el caso 3 estudia la zona con mayor cantidad de deslizamientos a lo largo del tiempo y mayor cobertera sobre la clave del túnel. Se determinó para cada caso los desplazamientos tanto en la periferia de excavación, como en el talud; las fuerzas y los momentos actuantes en el hormigón proyectado, así como las cargas en bulones, y se realizaron las comparaciones correspondientes. Por tanto, la comprobación al realizar las trincheras de emboquille con la existencia previa de fracturas verticales muy abiertas en el macizo, condicionó de forma fundamental las necesidades de refuerzo de la cavidad y su diseño.

**Palabras clave:** colapso, túnel, talud, soporte, fracturamiento.

## **1. GENERALIDADES**

### **1.1. Introducción**

La construcción de túneles en los últimos años en todo el mundo está aumentando debido a las necesidades de transporte y a consideraciones medioambientales. La excavación de una estructura subterránea, como un túnel provoca una redistribución local en las proximidades de la excavación, de manera que las fuerzas que antes soportaba la roca excavada deben ahora transmitirse o arquearse alrededor de la abertura. En muchos casos, la resistencia del medio alrededor de la periferia puede ser insuficiente para soportar estos cambios, y puede producirse una deformación excesiva o el colapso de las paredes.

El colapso de un túnel es la rotura del soporte con caída parcial del terreno soportado cubriendo parcial o totalmente el espacio hasta entonces transitable del mismo. Por tanto, para que se produzca el colapso de un túnel tiene que haber fracasado el soporte, con lo que este problema puede considerarse fundamentalmente como fallo de contención.

El fallo de la contención de un talud, túnel o cualquier otro tipo de estructura relacionada con el terreno, puede tener diversas causas, pero que fundamentalmente se agrupan en dos familias:

- Fallo estructural por errónea concepción o cálculo de la misma, aunque las cargas actuantes están bien consideradas y representan fielmente el empuje del terreno.
- Acciones del terreno actuantes sobre la estructura no ajustadas a las reales, bien sea por errores reconocibles en la estimación, o porque hay matices de comportamiento difícilmente predecibles en el terreno, con las metodologías usuales de reconocimiento del mismo.

Un caso de este tipo relativamente usual que aparece en valles escarpados (tipo graven), o desfiladeros en zonas de sismicidad elevada es la existencia de fracturación previa del macizo según un tipo de fracturación que no sería el predecible sin considerar acción sísmica.

La existencia de esta fracturación y cavidades es de difícil detección y en muchos casos se reconoce al realizar las excavaciones de los portales, obligando a un rediseño y refuerzo del soporte fundamentalmente orientado a la contención de mayores acciones horizontales.

Se realiza en la presente investigación, el análisis de cómo esta situación puede modificar los criterios de diseño y las necesidades de soporte, debido a la diferencia de esfuerzos en el soporte del túnel con o sin fracturación previa. Estos conceptos se aplican al diseño del Túnel de Doda en Kashmir, que atraviesa un lado de un desfiladero con un importante historial de grandes desprendimientos durante o inmediatamente después de la aparición de terremotos.

Para tratar de conseguir este objetivo, en primer lugar, se realiza una revisión de información, referente a los tipos de colapsos en túneles y sus geometrías, disponibles en la bibliografía. En segundo lugar, se plantea la geometría de inestabilidades en la ladera y algunas consideraciones de la zona de estudio, como su ubicación, geología del túnel y sismicidad.

En tercer lugar, se analizarán la sección transversal del portal sur de emboquille y la sección del sostenimiento que atraviesa un lado del desfiladero con un importante historial de grandes desprendimientos mediante una modelización numérica con un programa de elementos finitos.

Finalmente, con estos datos se tratará de establecer, una serie de conclusiones que ayuden a los equipos de supervisión y asistencias técnicas a prevenir en el futuro este tipo de incidencias o a reducir el riesgo de que se produzcan en zonas de características similares a las estudiadas en la presente investigación.

## **1.2. Objetivo**

Analizar cómo en valles escarpados o desfiladeros en zonas de sismicidad elevada, esta situación puede modificar los criterios de diseño y las necesidades de soporte, debido a la diferencia de esfuerzos en el soporte del túnel con o sin fracturación previa. Para ello, se pretende simular la respuesta del talud y el túnel mediante una modelización numérica con un programa de elementos finitos.

## 2. ESTADO DEL ARTE

### 2.1. Tipos de colapso en túneles

Como descripción general, el soporte de un túnel está constituido por un arco de hormigón con múltiples anclajes que pueden no existir o estar con espaciamentos de 1.0 a 2.0 m.

La función de estos anclajes normalmente cortos sería:

- Mejorar una corona de terreno perimetral con la cavidad.
- Reducir los esfuerzos de flexión y cortante en el soporte (*lining*), del contorno del túnel a base de hormigón (proyectado), armado con *lattice girders* (armaduras de barras preformada), o cerchas (perfiles metálicos).

En la figura 2.1, se representa el esquema básico de transmisión de cargas e inicio del colapso de un túnel según la teoría clásica del N.A.T.M. (*New Austrian Tunnelling Method*), y de acuerdo con la publicación de Rabcewicz (1964).

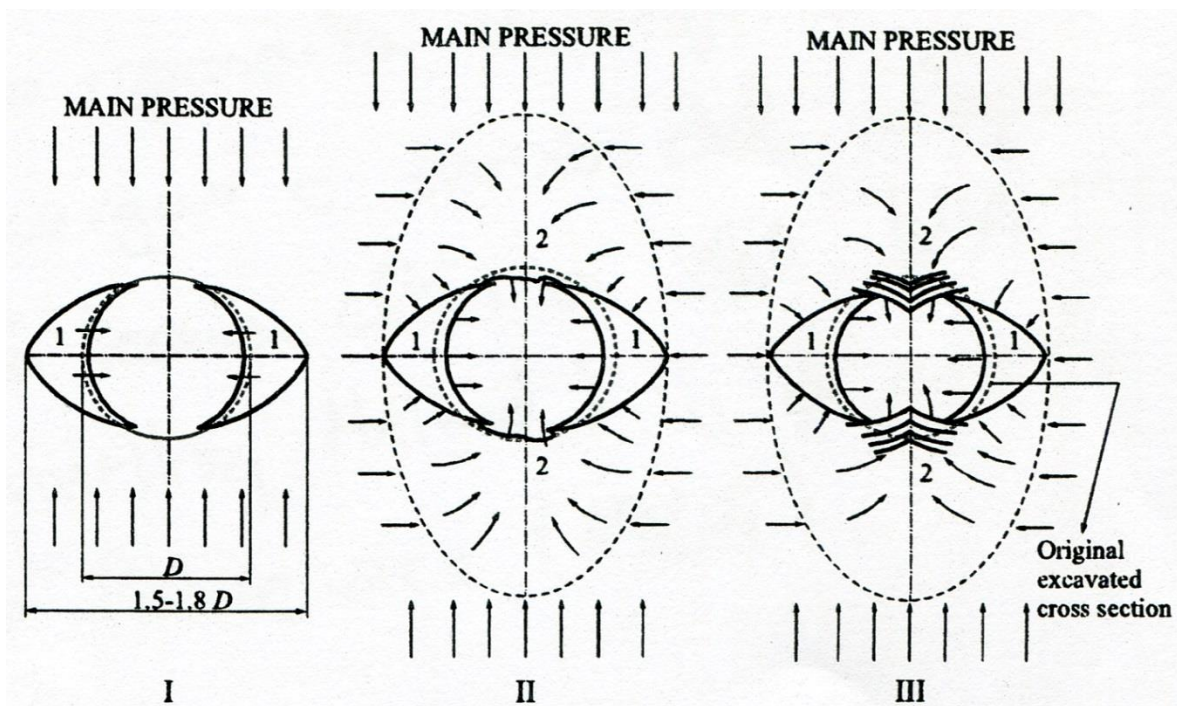


Figura 2.1 Secuencia de colapso por carga vertical (Rabcewicz, 1964)

Sin embargo, las geometrías de los posibles colapsos pueden ser muy diferentes, tal y como se muestra en la tabla elaborada por Marinos (2014), que se refleja en la figura 2.2.



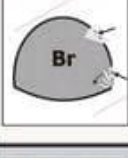



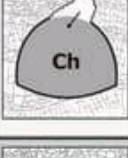

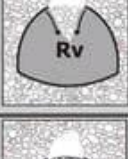

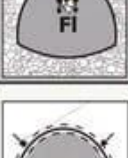









TUNNEL BEHAVIOUR TYPES			
St	<b>Stable ground:</b> Stable tunnel section with local gravity failures. Rock mass is compact with limited and isolated discontinuities		
Br	<b>Brittle failure:</b> Brittle failure or rock bursting at great depths		
Wg	<b>Wedge failure:</b> Wedge sliding or gravity driven failures. Insignificant strains. The rock mass is blocky to very blocky, blocks can fall or slide. The stability is controlled by the geometrical and mechanical characteristics of the discontinuities. The ratio of rock mass strength to the in situ stress ( $\sigma_{cm}/p_o$ ) is high ( $>0.6-0.7$ ) and there are very small strains ( $\epsilon < 1\%$ )		
Ch	<b>Chimney type failure:</b> Rock mass is highly fractured, maintaining most of the time its structure (or at least that of the surrounded rock mass). Rock mass does not have good interlocking (open structure) and in combination with low confinement (lateral stress) can tend to block falls which develop to larger overbreaks of chimney type. The overbreaks may be stopped and "bridged" by better quality rock masses, depending on the in situ conditions. This type may be applied also in cases of brecciated and disintegrated rock mass in ground with high confinement (high lateral stress)		
Rv	<b>Ravelling ground:</b> The rock mass is brecciated and disintegrated or foliated with practically zero cohesion and depending on the intact rock interlocking (Rv1 case: without infilling) and possible secondary hosted geomaterial, (Rv2 case: with infilling, e.g. clay), rock mass can generate immediate rock mass ravelling in face and tunnel perimeter. The difference with Ch type lies in the block size, which is very small here, the self support timing, which is very limited here and the failure extension, where it is unrestricted due to the lack of better rock mass quality in the surrounding zone		
FI	<b>Flowing ground:</b> The rock mass is disintegrated with practically zero cohesion and intense groundwater presence along the discontinuities. Rock fragments flow with water inside the tunnel		
Sh	<b>Shear failure:</b> Minor to medium strains, with the development of shear failures close to the perimeter around the tunnel. Rock mass is characterized by low strength intact rocks ( $\sigma_{ci} < 15\text{MPa}$ ) while the rock mass structure reduces the overall the rock mass strength. Strains develop either at a small to medium tunnel cover (around 50-70m) in case of poor sheared rock masses, or in larger cover in case of better quality rock masses. The ratio of rock mass strength to the in situ stress ( $\sigma_{cm}/p_o$ ) is low ( $0.3 < \sigma_{cm}/p_o < 0.45$ ) and strains are measured or expected to be medium (1-2.5 %)		
Sq	<b>Squeezing ground:</b> Large strains, due to overstressing with the development of shear failures in an extended zone around the tunnel. Rock mass consists of low strength intact rocks while the rock mass structure reduces the overall rock mass strength. The ratio of rock mass strength to the in situ stress ( $\sigma_{cm}/p_o$ ) is very low ( $\sigma_{cm}/p_o < 0.3$ ) and strains are measured or expected to be $> 2.5\%$ , and they can be also take place at the face		
Sw	<b>Swelling ground:</b> Rock mass contains a significant amount of swelling minerals (montmorillonite, smectite, anhydrite) which swell and deform in the presence of groundwater. Swelling often occurs in the tunnel floor when the support ring is not fully closed		
San	<b>Anisotropic strains:</b> The rock mass is stratified or schistose or consists of specific weak zones and develops increased strain characteristics along a direction defined by the schistosity.		

Figura 2.2 Tipo de comportamiento de un túnel (Marinos, 2014)

De cara a la contención de estas posibles geometrías del colapso de un túnel, debe tenerse en cuenta que los elementos del soporte (bulones), interiores al volumen del colapso solo pueden tener una finalidad difícilmente valorable de aumentar la dilatancia y el *interlocking* entre fragmentos de roca.

## 2.2. Riesgo de colapso en arcos con carga asimétrica

Una estructura en arco con carga de tierra trabaja adecuadamente si la carga es cuasi simétrica, esto es, que no hay grandes diferencias de carga a uno y otro lado del arco, ya que en esta situación las secciones del mismo trabajan a compresión compuesta.

En el caso de los túneles artificiales se suele realizar relleno final hasta la misma cota, incluso en medias laderas y se indica en planos la máxima sobreelevación durante la construcción de relleno de un lado respecto al otro. Todo esto es para evitar que las secciones del túnel trabajen a flexión compuesta (Castanedo, 2015).

Cuando se sobreeleva la altura de relleno de un lado respecto a otro, como el caso que puede verse en la foto 2.1 a, con una clara asimetría de cargas, a pesar de la menor altura de relleno, el riesgo de colapso de la estructura es mayor. En estas condiciones no puede descartarse que se produzca el colapso de la estructura, como así sucedió y se ve en la foto 2.1 b.



Foto 2.1 a) Relleno claramente asimétrico sobre túnel artificial. b) Túnel colapsado (Castanedo, 2015)

Claramente, el comportamiento estructural del soporte pesado de un túnel es el mismo que el de un falso túnel y en resumen el de cualquier arco (únicamente que el sostenimiento es un arco biarticulado ya en los apoyos no está impedido el giro), por tanto, incrementando progresivamente la carga vertical se obtendría:

- Evolución de desplazamientos en todo el soporte.
- Progresión del soporte o mecanismo por formación de rótulas plásticas.

Como resultado, el comportamiento del soporte pesado del túnel es perfectamente modelizable, y conociendo los desplazamientos de unos pocos puntos (3), puede garantizarse el grado de agotamiento de las secciones de hormigón y si por formación de rótulas la estructura ha pasado a mecanismo. El comportamiento estructural como mecanismo es un paso previo al colapso del túnel (Castanedo, 2015).

Si conocemos la deformada real de la sección, se puede determinar:

- Cargas actuantes.
- Numero de rótulas formadas, esto es, grado de plastificación debiendo tenerse en cuenta que dos rótulas ya es mecanismo y que, aunque el mecanismo esté en equilibrio indiferente se ha perdido la estructura.
- Riesgo de colapso si se modifica:
  - Nivel de cargas, como por ejemplo si se inyecta agua en el trasdós.
  - Desplazamientos en apoyos, como si se desconfinan el apoyo del sostenimiento del avance al realizar la destroza.

Las causas de la asimetría de cargas y movimientos pueden ser:

- a) Con desplazamiento sección hacia el valle. Sería falta de confinamiento del valle respecto al monte, esto es, efecto graven (Figura 2.3).

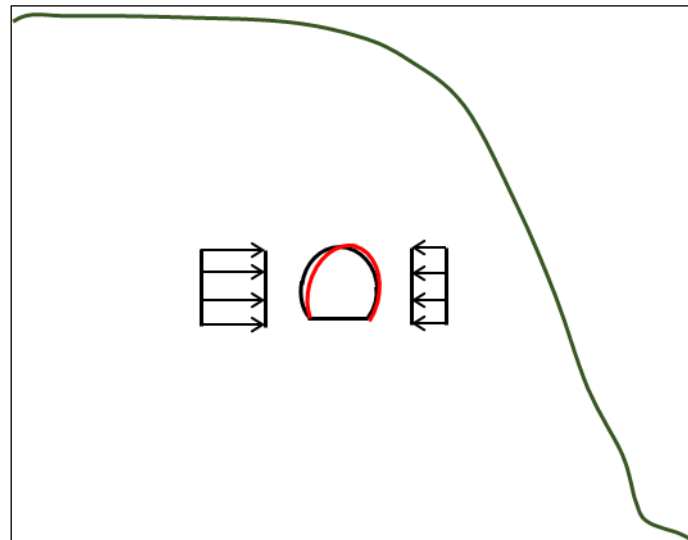


Figura 2.3 Desplazamiento de la sección hacia el valle (Castanedo, 2015)

En este caso, si no se deja deformar excesivamente el soporte, puede ser recuperable la seguridad de la sección con bulones largos en el lado monte, que pueden absorber parte de la diferencia de empujes (incluso se han empleado anclajes activos de cable para descargar la sección porque tuviera ya excesiva deformación asimétrica). Los bulones deben perforarse

sin agua (aire comprimido), o en caso contrario duplicar perforaciones dejando la mitad abiertas para drenar.

b) Con desplazamiento sección hacia el monte (Figura 2.4).

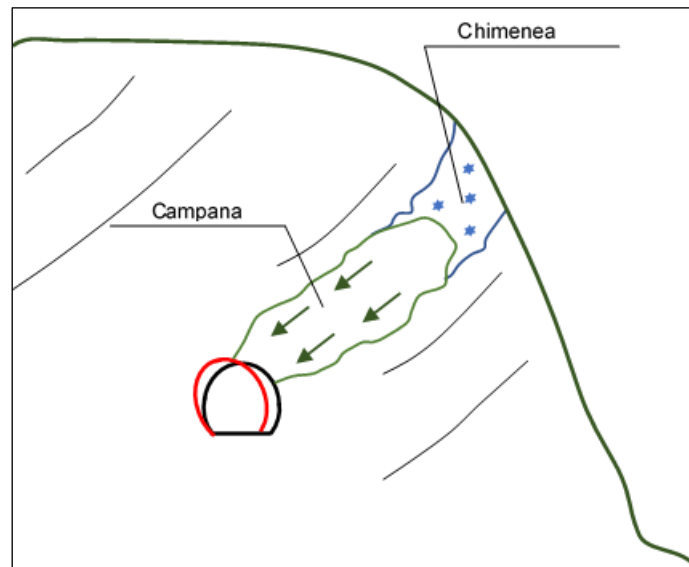


Figura 2.4 Desplazamiento de la sección hacia el monte (Castanedo, 2015)

Solo puede ser debida a una gran campana o chimenea cuyo peso actúa sobre el hombro lado valle, y cuya formación y geometría está generalmente favorecida por la estratificación o esquistosidad de la estructura del macizo.

### 3. CONSIDERACIONES EN EL CASO DE ESTUDIO

#### 3.1. Ubicación del proyecto

El área del proyecto está situada al norte de la India en el estado de Jammu y Cachemira. El túnel de Doda tiene una longitud de 495 m y está alineado en el portal norte, situado a una elevación de 1007.0 m.s.n.m, en el PK 0+623. El portal sur está situado en la carretera de Kishtwar, a una elevación de 1007.5 m.s.n.m, en el PK 0+121.

Se propone que el túnel sea de un solo tubo con dos carriles para el tráfico bidireccional. El túnel ofrece un espacio adecuado para el tráfico bidireccional con un espacio libre de 8.0 m de anchura y 5.5 m de altura.

El terreno atravesado por el túnel es una montaña escarpada limitada entre una ladera escarpada o desfiladero, como se muestra en el plano de Google Earth de la figura 3.1, en el lado izquierdo del valle de Chenab. La altitud varía entre 930 m y unos 1660 m y la mayor parte de la zona está expuesta por roca in situ.

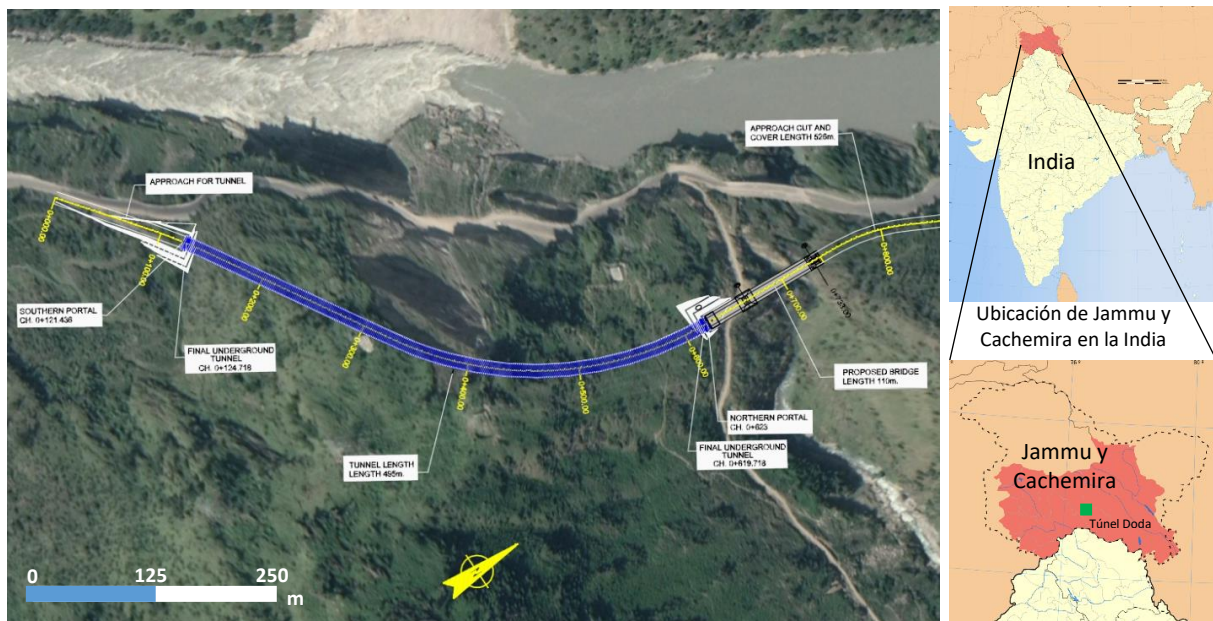


Figura 3.1 Ubicación del túnel de Doda (Google Earth, 2021)

#### 3.2. Geometría de inestabilidades en la ladera

La geometría de las inestabilidades de laderas o tipo de deslizamientos está reflejada en la tabla clásica de Varnes (1978), que se refleja en la figura 3.2.

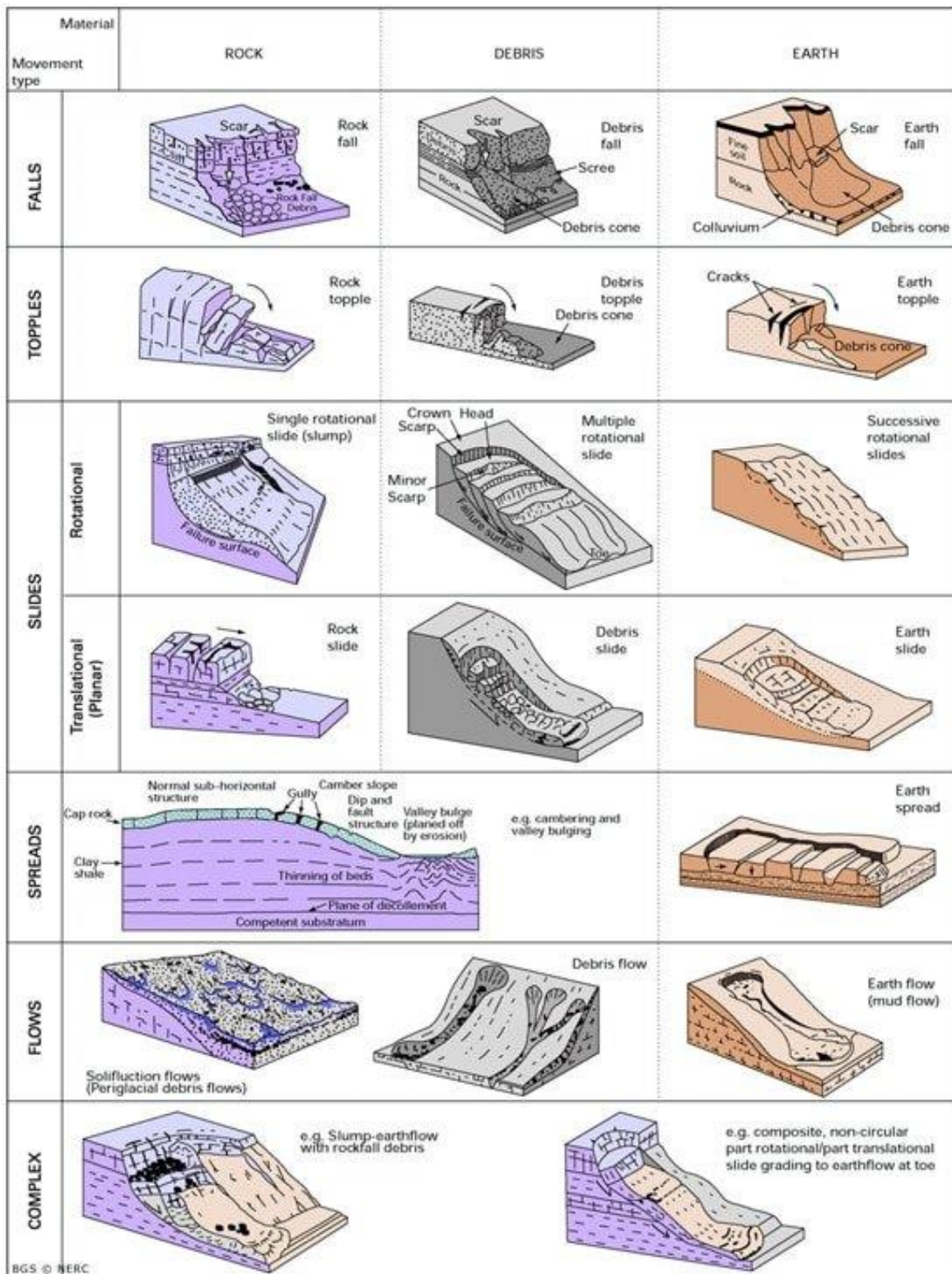


Figura 3.2 Clasificación de deslizamiento (Varnes, 1978)

En el caso de un desfiladero en el que se han presentado fenómenos de inestabilidad, el tipo de la rotura puede condicionar la estructura del terreno que empujaría al túnel.

En la foto 3.1, puede verse una vista según dirección Sur del Desfiladero del Río Chenab, en cuya margen izquierda discurrirá el Túnel de Doda.



Foto 3.1 Vista general del desfiladero (Space & EPSA, 2020)

En este desfiladero, y coincidente con los episodios sísmicos, se han producido varios, aparentemente, *rockfalls* (deslizamientos según planos de debilidad), que han dejado la cicatriz que puede verse en la foto 3.2, y la invasión del cauce del río que puede verse en la foto 3.3.



Foto 3.2 Vista cicatriz deslizamientos anteriores (Space & EPSA, 2020)



Foto 3.3 Vista acumulación derrubios invadiendo cauce (Space & EPSA, 2020)

La disposición de juntas en el tramo de ladera izquierda que va a ser atravesada por el túnel, según las medidas de afloramientos, de acuerdo a los puntos de observación geotécnica del estudio realizado por Space & EPSA (2020), para el proyecto de construcción del túnel, sería la representada en el diagrama estereográfico de la figura 3.3.

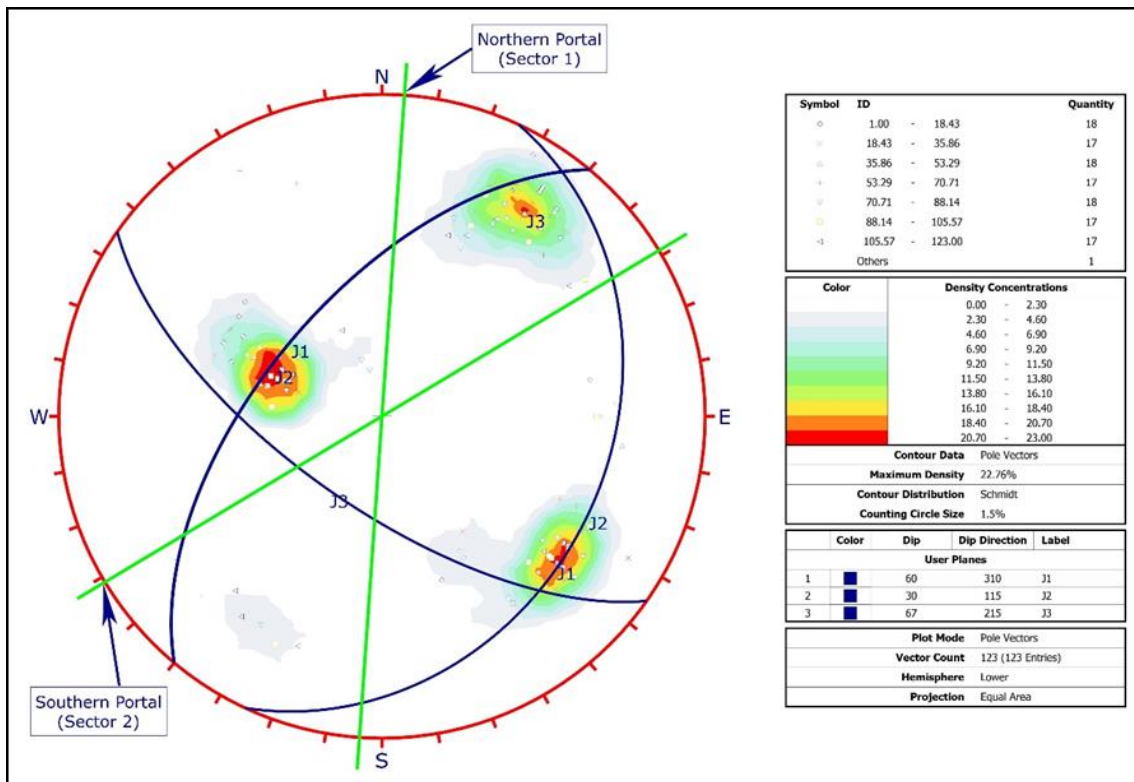


Figura 3.3 Diagrama estereográfico de la disposición de juntas (Space & EPSA, 2020)

Por tanto, parece deducirse que las roturas se han producido según las superficies de juntas, y la inestabilidad sería de tipo *rockfall*, manteniéndose el macizo sano por detrás de la superficie de rotura según el esquema de la figura 3.4 a.

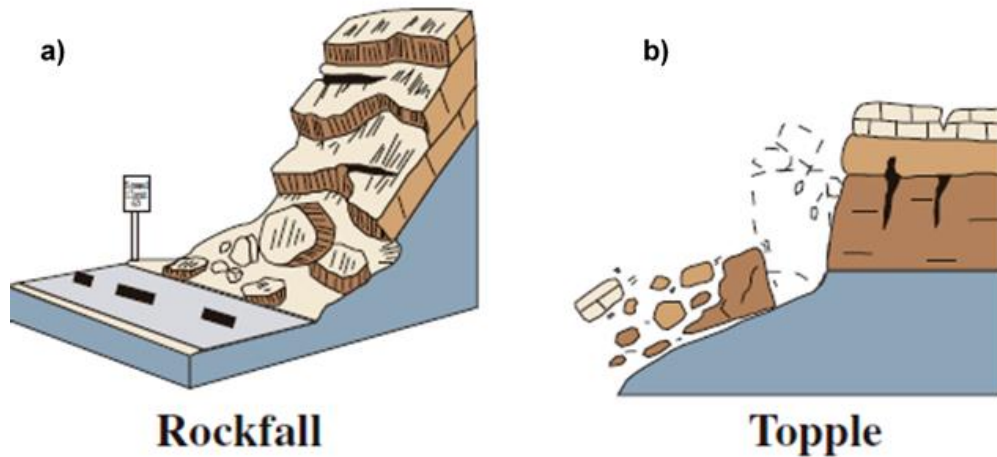


Figura 3.4 Esquema deslizamiento a) tipo *rockfall* b) tipo *topple* (Varnes, 1978)

Como se puede ver en la figura 3.4 a, con este tipo de inestabilidad, no va a haber grietas detrás y más allá de la superficie de inestabilidad. Por lo tanto, si se construye el túnel lo suficientemente lejos de la caída de rocas, se podría asumir que esta solución sería estable a largo plazo.

Sin embargo, al realizar la excavación de los portales, se comprobó la presencia de grietas muy abiertas (en torno a 10.0 cm), por encima de los 4.0 m sobre la clave del túnel, como puede verse en la foto 3.4.



Foto 3.4 Grietas abiertas en el macizo de la margen izquierda del río (Space & EPSA, 2020)

El aspecto de las grietas abiertas y la apertura de las mismas, no puede deberse únicamente a los desprendimientos anteriores incluso más allá del túnel.

De acuerdo con esto, en la figura 3.5, se muestra la sección transversal principal obtenida con la geología y las grietas indicadas.

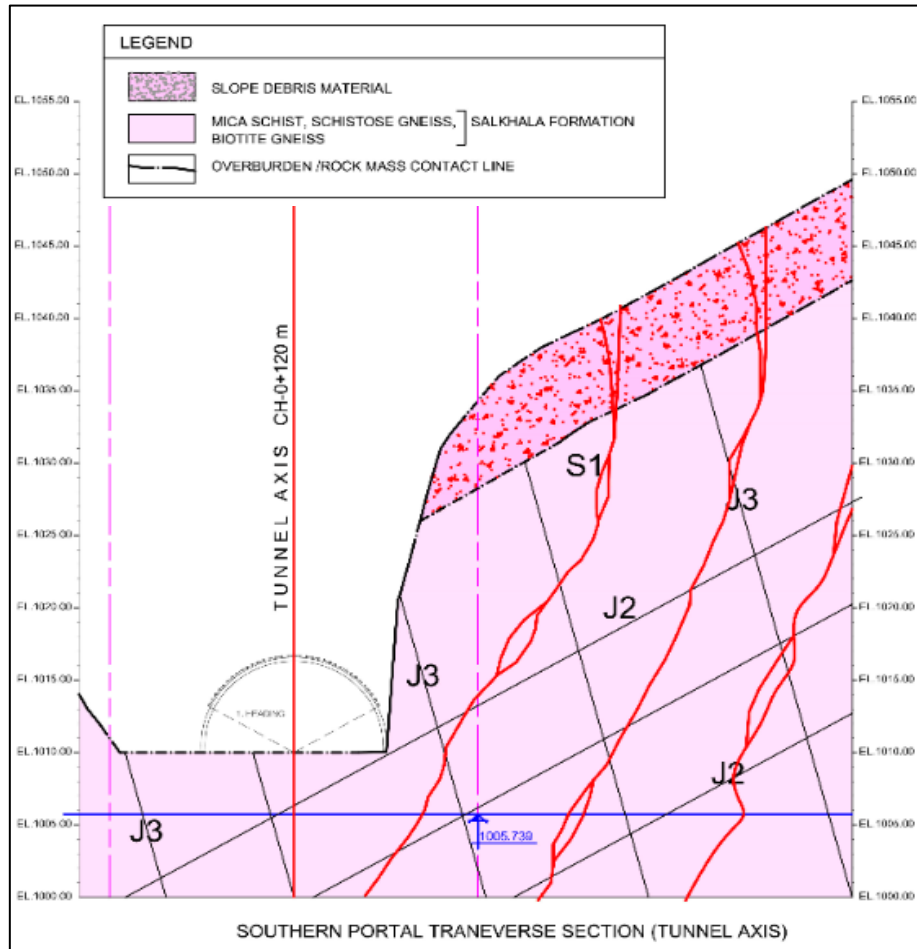


Figura 3.5 Perfil transversal portal sur P.K. 0+126 (Space & EPSA, 2020)

***Esto indicaría que, debido a las cargas sísmicas además de los desprendimientos, se produjo también el agrietamiento del macizo rocoso según planos subverticales cuasi paralelos a la dirección del desfiladero, como se aprecia en la figura 3.5.***

Esta situación sería más característica de una inestabilidad tipo *topple* (Figura 3.4 b), aunque la disposición de las juntas sea buzando hacia el valle, distintiva de la inestabilidad tipo *rockfall* (Figura 3.4 a), inicialmente supuesta. Por lo tanto, en la ladera en la que se va a construir el túnel existen grietas previas abiertas, que pueden afectar a las cargas que actúan sobre el soporte del túnel.

### 3.3. Sismicidad

La zona del proyecto se encuentra en una región sísmicamente activa afectada por varios terremotos de distinta magnitud. Según el Mapa de Zonas Sísmicas de la India, [IS: 1893 (Parte - I) 2016], el área del proyecto se encuentra en la Zona Sísmica-IV (Figura 3.6). Se

propone un coeficiente sísmico apropiado basado en la sismicidad, que será considerado en el diseño de los componentes del proyecto realizado por Space & EPSA (2020).

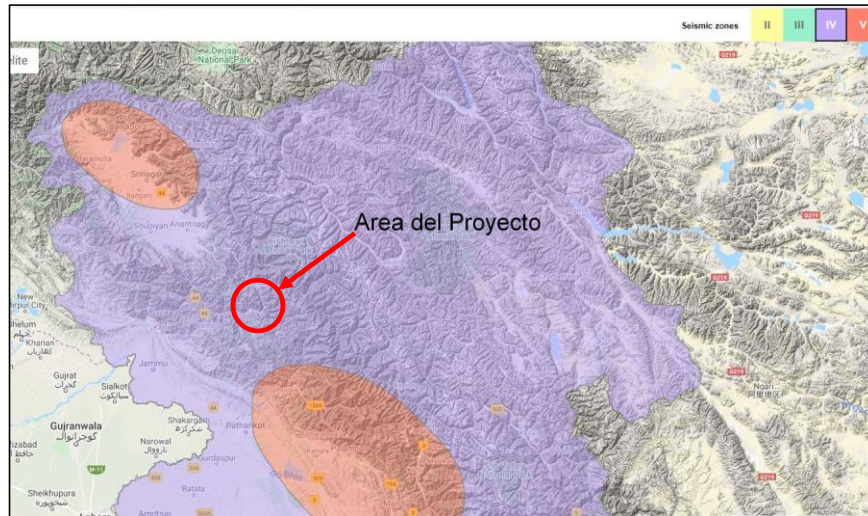


Figura 3.6 Detalle Mapa de zonificación sísmica de la India (Space & EPSA, 2020)

El coeficiente sísmico horizontal de diseño  $A_h$  y el valor espectral de diseño o los movimientos verticales  $A_v$  (nivel del suelo), se tomarán de acuerdo a la ecuación 3.1, como:

$$A_h = \frac{\left(\frac{Z}{2}\right)\left(\frac{S_a}{g}\right)}{\left(\frac{R}{I}\right)} ; A_v = \frac{\left(\frac{2}{3} \times \frac{Z}{2}\right)\left(\frac{S_a}{g}\right)}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Ecuación 3.1 Parámetros sísmicos de cálculo

Donde:

- Z: Factor de zona
- I: factor de importancia
- R: Factor de reducción de replicación
- $S_a/g$ : media del coeficiente de aceleración de replicación
- $A_h$ : Coeficiente sísmico horizontal de cálculo
- $A_v$ : Coeficiente sísmico vertical de cálculo

Obteniéndose, los coeficientes sísmicos de diseño descritos en la figura 3.7.

IS 1893 (Part 1) : 2016				
Factor	Denomination	Features	Rating	
Z	Seismic Zone Factor	IV	0.24	
$S_a/g$	Design Acceleration Coefficient	Soil Type I	2.5	
R	Response Reduction Factor	Structural Walls Systems	3	
I	Importance Factor	Critical and lifeline structures	1.5	
$A_h$	Design horizontal seismic coefficient	Above ground	0.15	
$A_v$	Design Seismic Acceleration Spectral or Vertical motions		0.1	
<b>Design Seismic acceleration values for underground structures (&gt; 30m depth)</b>				
$A_h$		Underground structures	0.075	
$A_v$		Underground structures	0.05	

Figura 3.7 Coeficientes sísmicos de diseño (Space & EPSA, 2020)

## **4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA**

### **4.1. Criterios fundamentales**

Para alcanzar el objetivo de esta investigación, el análisis numérico se realizará utilizando el programa de elementos finitos Zsoil versión V.9.17, este un software suizo de ingeniería geotécnica, de cimentación y de flujos subterráneos continuamente actualizado, comercializado por la empresa Zace (2009).

Se realizará el cálculo del sostenimiento con criterio de rotura multilaminata (1 dirección de debilidad con un buzamiento aparente de  $57^\circ$  según una dirección transversal), al igual que no se tendrá en cuenta la presión de las aguas subterráneas sobre el soporte.

La excavación del túnel se simulará mediante la eliminación de elementos dentro de un límite de excavación. La aplicación del hormigón proyectado se implementará mediante elementos de viga en los análisis numéricos 2D. El revestimiento final se aplicará básicamente con fines estéticos en el enfoque NATM. Dado que el objetivo de este estudio es evaluar la estabilidad estructural durante la construcción del túnel, el revestimiento final se omite en los modelos.

El coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ), es un parámetro fundamental en el análisis, en el ámbito de este trabajo, el valor de  $K_0$  se toma como 0.5, considerando la información geológica disponible en la zona del proyecto.

### **4.2. Parámetros de los materiales utilizados en los análisis**

La sección de estudio del túnel de Doda, permanece dentro de la formación Salkhala de gneises y esquistos micáceos, según la cartografía geológica del informe geotécnico realizado por Space & EPSA (2020). Los parámetros geotécnicos de este material son de interés, ya que en este estudio se emplean modelos numéricos para investigar el comportamiento del túnel conducido en el macizo rocoso prefracturado.

Para obtener los parámetros de resistencia y elasticidad relevantes para esta investigación, se utiliza el software Roclab, de Rocscience (2007). Roclab sirve para realizar el análisis de la resistencia del macizo rocoso utilizando los criterios de rotura de Hoek-Brown con el fin de obtener los parámetros de Mohr-Coulomb que pueden utilizarse como entrada para los modelos numéricos.

Las propiedades del macizo rocoso se obtienen utilizando el criterio Hoek-Brown y se convierten en propiedades materiales equivalentes de Mohr-Coulomb, teniendo en cuenta la profundidad del túnel. Los parámetros geotécnicos utilizados en los análisis para el macizo rocoso y de los materiales que constituyen el soporte se muestran a continuación según cada caso de estudio:

## Caso 1 y 2

Para ambos casos se estudiará el talud del portal sur, a diferencia que en la modelización el caso 1, considera el fracturamiento del macizo rocoso según planos subverticales cuasi paralelos a la dirección del desfiladero, mientras en el caso 2, no se consideran. Para ambos escenarios la sección transversal es la misma, y se muestra en la figura 4.1.

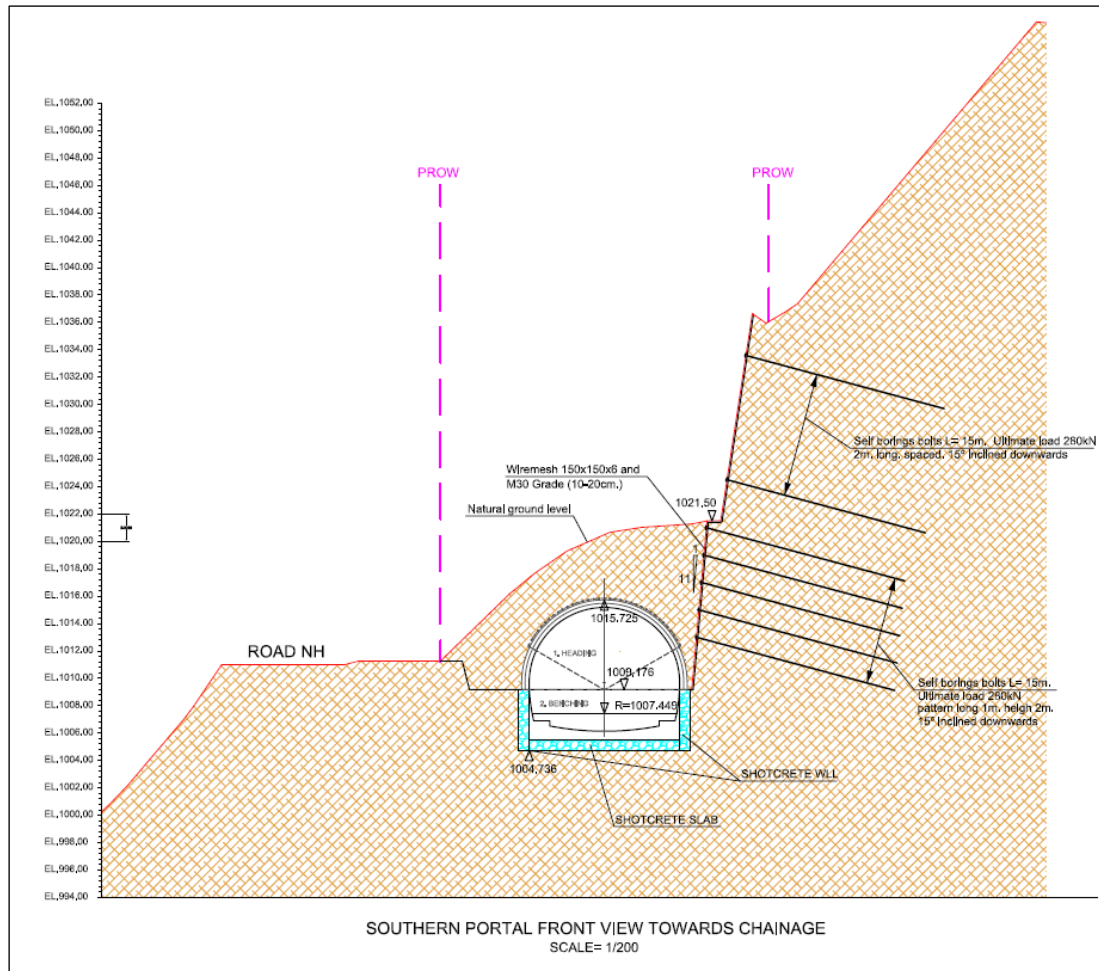


Figura 4.1 Perfil del talud en el portal sur, incluidos los elementos de estabilización (Space & EPSA, 2020)

Antes de realizar la excavación del portal, el talud lateral derecho se debe reforzar con las siguientes medidas:

- En la parte superior del talud, dos filas horizontales de bulones tipo autoperforante de 15.0 m de longitud, espaciados 2.0 m en la dirección longitudinal, inclinados 15° hacia abajo y carga máxima de 280 KN.
- En la parte inferior del talud, cinco filas horizontales de bulones tipo autoperforante de 15.0 m de longitud, espaciados 1.0 m en la dirección longitudinal, inclinados 15° hacia abajo y carga máxima de 280 KN.
- Hormigón proyectado GRADO M30 de 10-20 cm de espesor, con mallazo 150x150x6 mm.

Los parámetros intrínsecos del gneis ligeramente meteorizado y suelo coluvial granular de este tramo de túnel son:

- Densidad  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
- UCS = 35 MPa       $E_i = 18375 \text{ MPa}$        $MR (E/UCS) = 525$
- GSI = 50               $m_i = 10$

Para taludes de hasta 35 metros de altura, y según la salida del programa RocLab, se llega a los resultados mostrados en la figura 4.2.

$E = 1971.30 \text{ MPa}$

$\phi = 46.31^\circ$

$c = 0.213 \text{ MPa}$

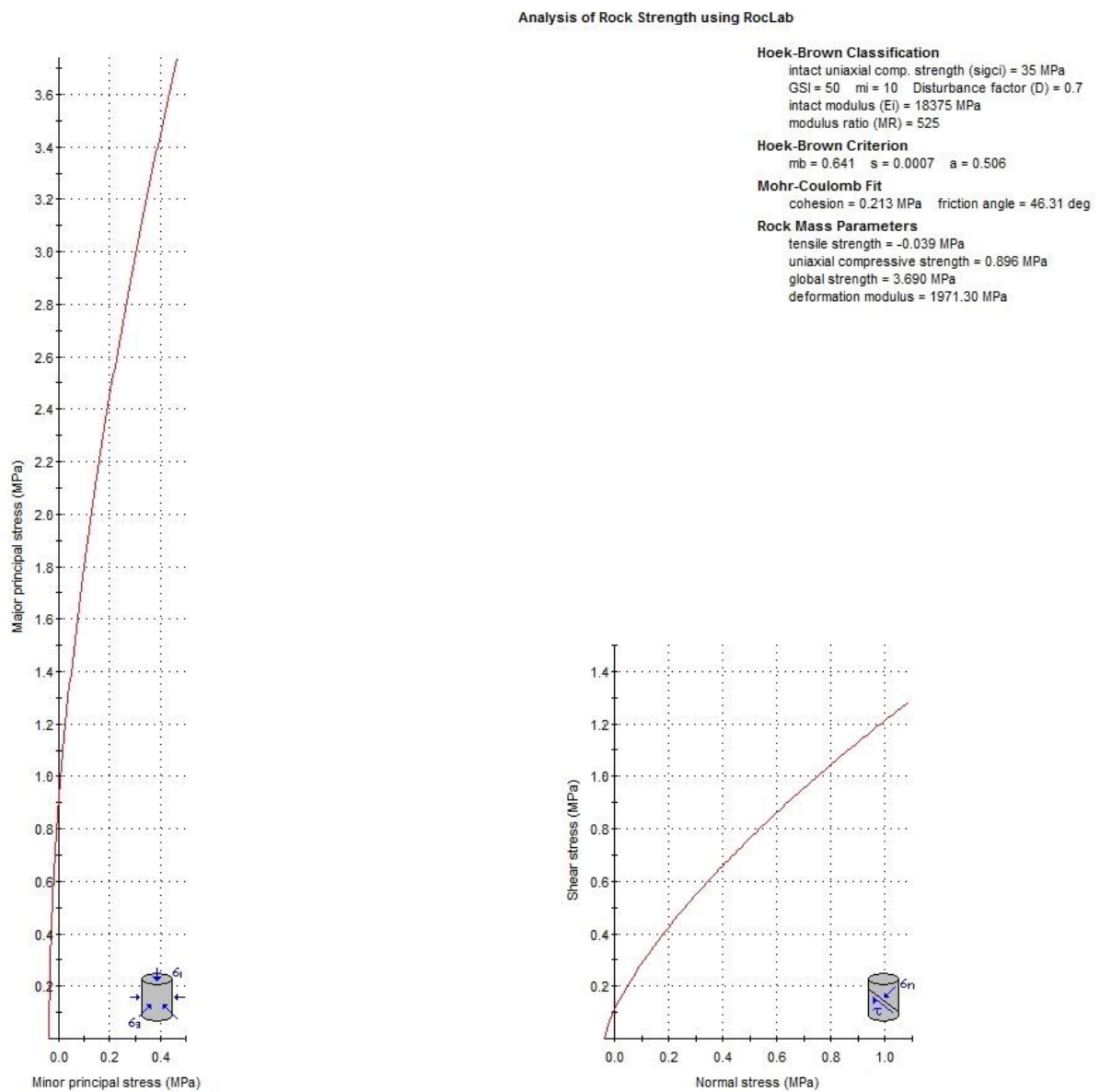


Figura 4.2 Criterios de rotura de Hoek & Brown y Mohr Coulomb del macizo rocoso



acodalados en la destroza bajo el arco de soporte del avance es un método clásico de sección partida de utilizado en túneles que deban soportar fuertes cargas horizontales.

En la foto 4.1, puede verse una vista del soporte de un túnel en la AP-7 (Valencia), y en la foto 4.2, el terreno superior con grandes fallas verticales longitudinales según la dirección del túnel.



Foto 4.1 Soporte del túnel con bóveda de hormigón encofrado sobre muros (Castanedo, 2015)



Foto 4.2 Ladera sobre el túnel con fracturas longitudinales abiertas (Castanedo, 2015)

Finalmente, los parámetros de los materiales utilizados en los posteriores análisis, tanto para el macizo rocoso como para los elementos del soporte, para el portal sur son los mostrados en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de los elementos del soporte

Grupo Geotécnico	$\gamma_{\text{saturado}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	E (MPa)	Buz. Juntas	UCS		Dilatancia $\psi$ (°)
					C (KPa)	$\phi$	
Gneis Micáceo	26	0.32	1971		213	46.3	23
	Juntas			57	152	27	14
				30	152	27	14
Paraguas	26	0.32	14503	-	-	-	-
Bulones	25		210000	-	-	-	-
Hormigón proyectado	25	0.25	25000	-	-	-	-

### Caso 3

El caso 3, considera la modelización de la sección de sostenimiento en el PK 0+320, con una cobertera de 130 m sobre la clave del túnel, representa la zona donde se producen grandes desprendimientos durante o inmediatamente después de la aparición de terremotos. La sección transversal se muestra en la figura 4.4.

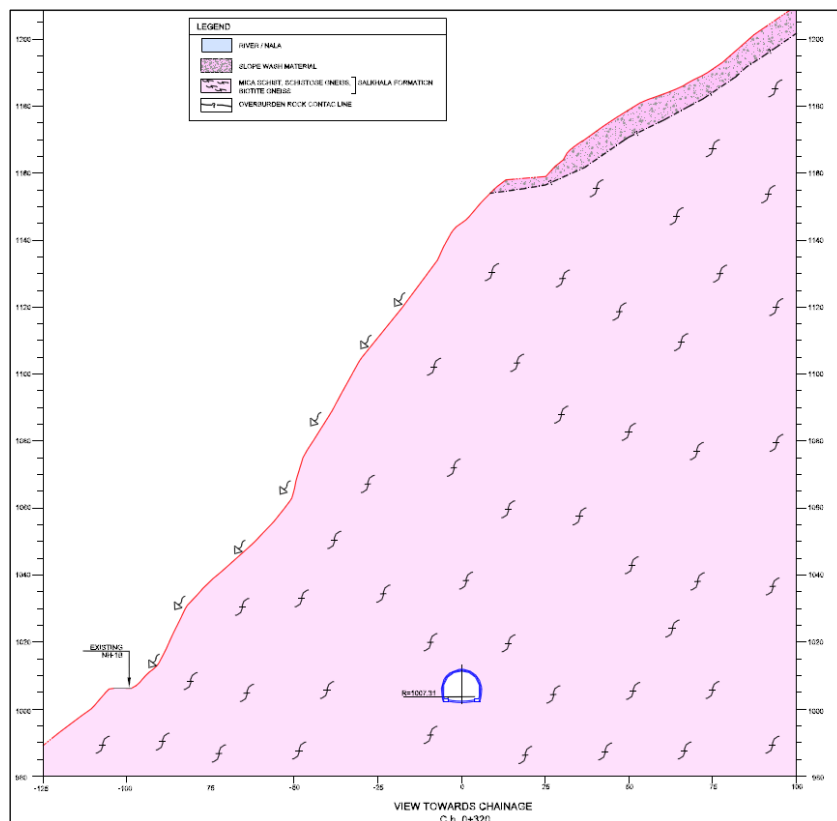


Figura 4.4 Perfil del talud en el PK 0+320 (Space & EPSA, 2020)

Los parámetros intrínsecos del gneis micáceo de este tramo de túnel son:

- Densidad  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
- UCS = 40 MPa  $E_i = 27000 \text{ MPa}$   $MR (E/UCS) = 675$
- GSI = 52  $m_i = 12$

En la figura 4.5, a partir de la salida del programa Roclab se ha mostrado el criterio de rotura para este tramo, obteniendo:

$$E = 3292.80 \text{ MPa}$$

$$\phi = 39.94^\circ$$

$$c = 0.494 \text{ MPa}$$

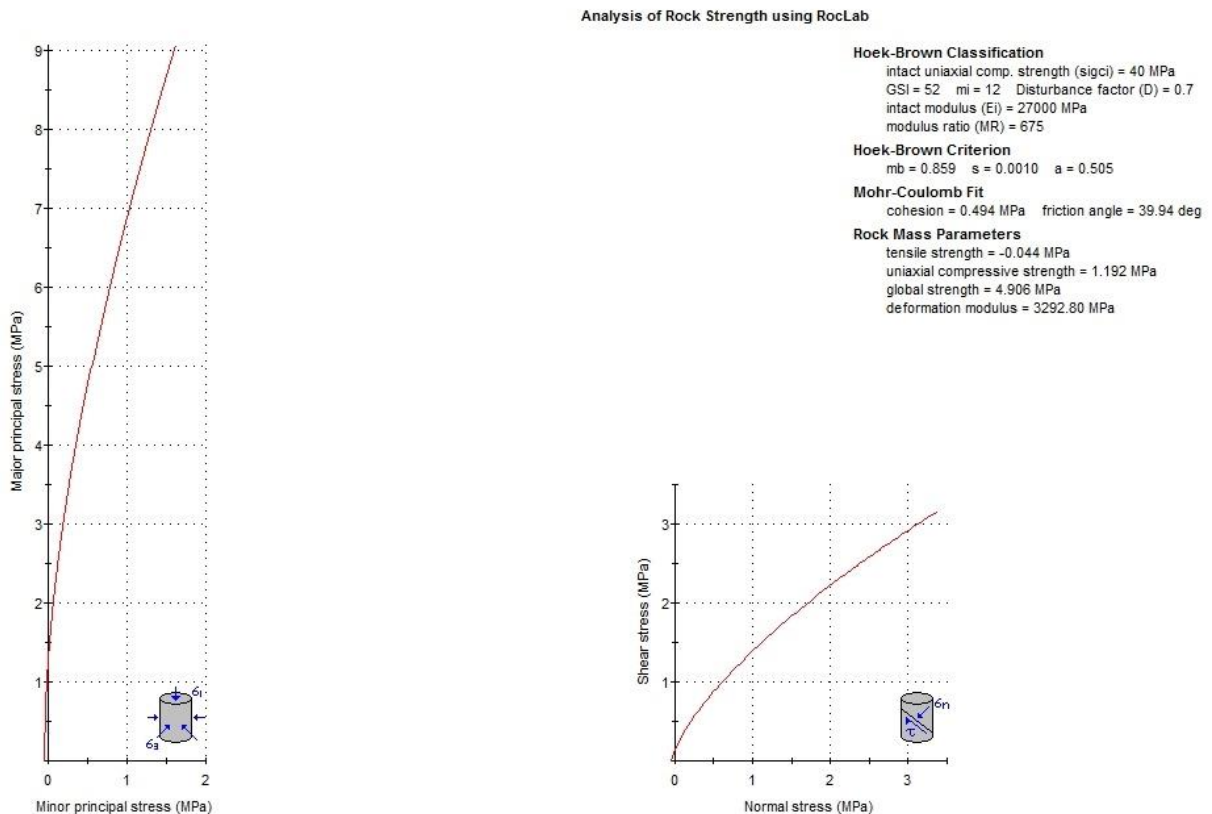


Figura 4.5 Criterios de rotura de Hoek & Brown y Mohr Coulomb del macizo rocoso

La sección de soporte empleada en este tramo del túnel, puede verse en la figura 4.6.

Consta de los siguientes elementos:

- Hormigón proyectado GRADO M30 de 6.0 cm de espesor y 0.30 m de revestimiento final de hormigón in situ.
- Colocación de bulones con diámetro de perforación  $\phi 4$  tipo autoperforante de 4.0 m de longitud en las paredes laterales, en una malla de 3.0 m (fuera del plano) x 2.5 m (en el plano).

Además, hay que seguir el siguiente procedimiento:

- La excavación y el soporte se pueden realizar en bancadas de longitud de 2.0 m respecto a la destroza (dos a tres veces el avance).
- Hormigón proyectado GRADO M30 de 80.0 cm de espesor en los hastiales.

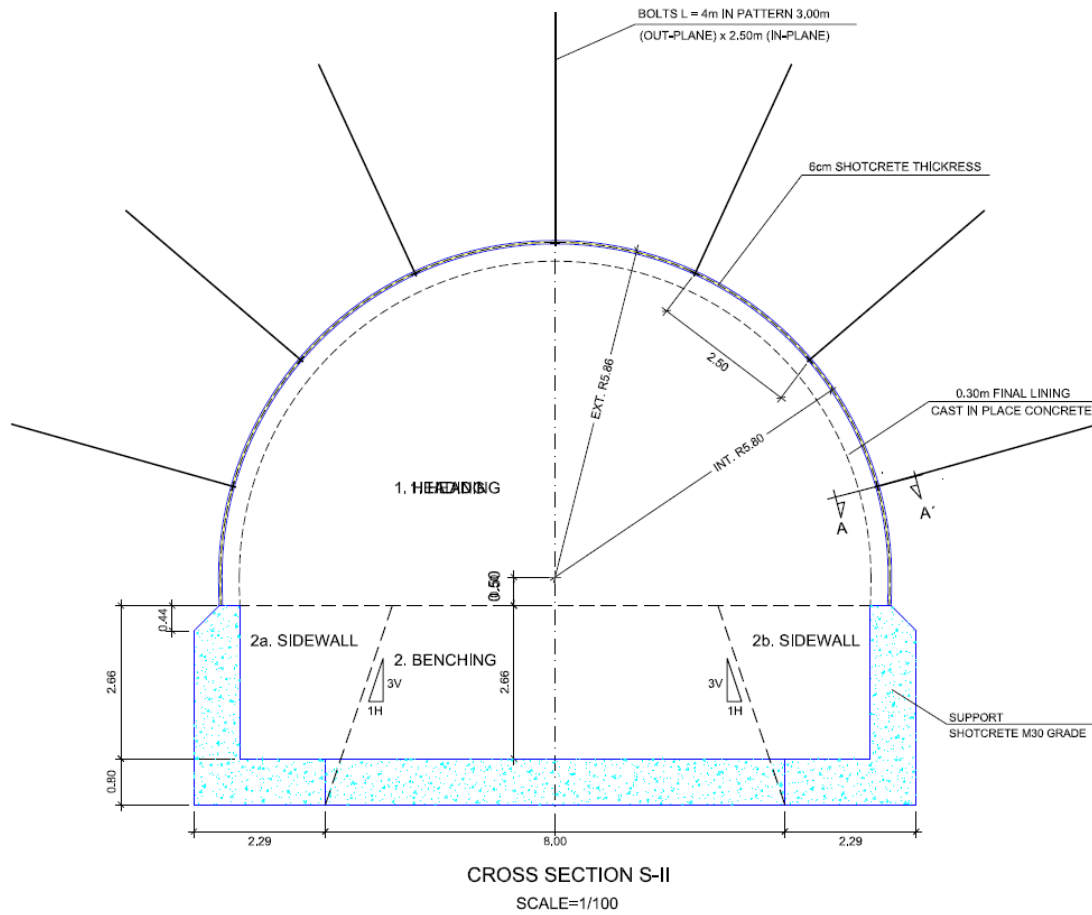


Figura 4.6 Sección de sostenimiento considerada en el PK 0+320 (Space & EPSA, 2020)

Finalmente, los parámetros de los materiales utilizados en los posteriores análisis, tanto para el macizo rocoso como para los elementos del soporte, en este tramo del túnel son los mostrados en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de los elementos del soporte

Grupo Geotécnico	$\gamma_{\text{sat}} (\text{KN/m}^3)$	$\nu$	E (MPa)	Buz. Juntas	UCS		Dilatancia $\psi$ (°)
					C (KPa)	$\phi$	
Gneis Micáceo	26	0.32	3292.8		494	39.9	20
	Juntas			57	152	26.3	13
				30	152	26.3	13
Bulones	25		210000	-	-	-	-
Hormigón proyectado	25	0.25	25000	-	-	-	-



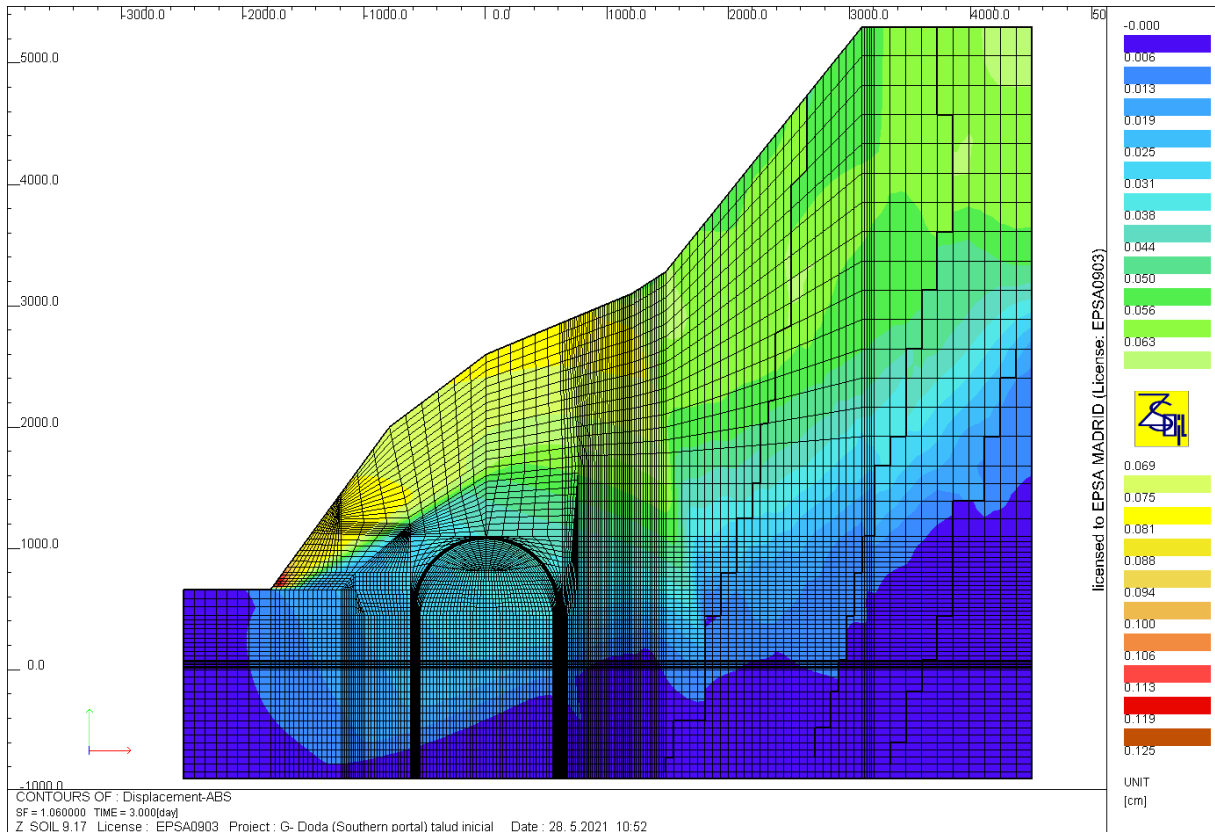


Figura 5.2 Distribución de los desplazamientos en rotura con SF=1.06

La figura 5.3, representa la discretización realizada después de la excavación.

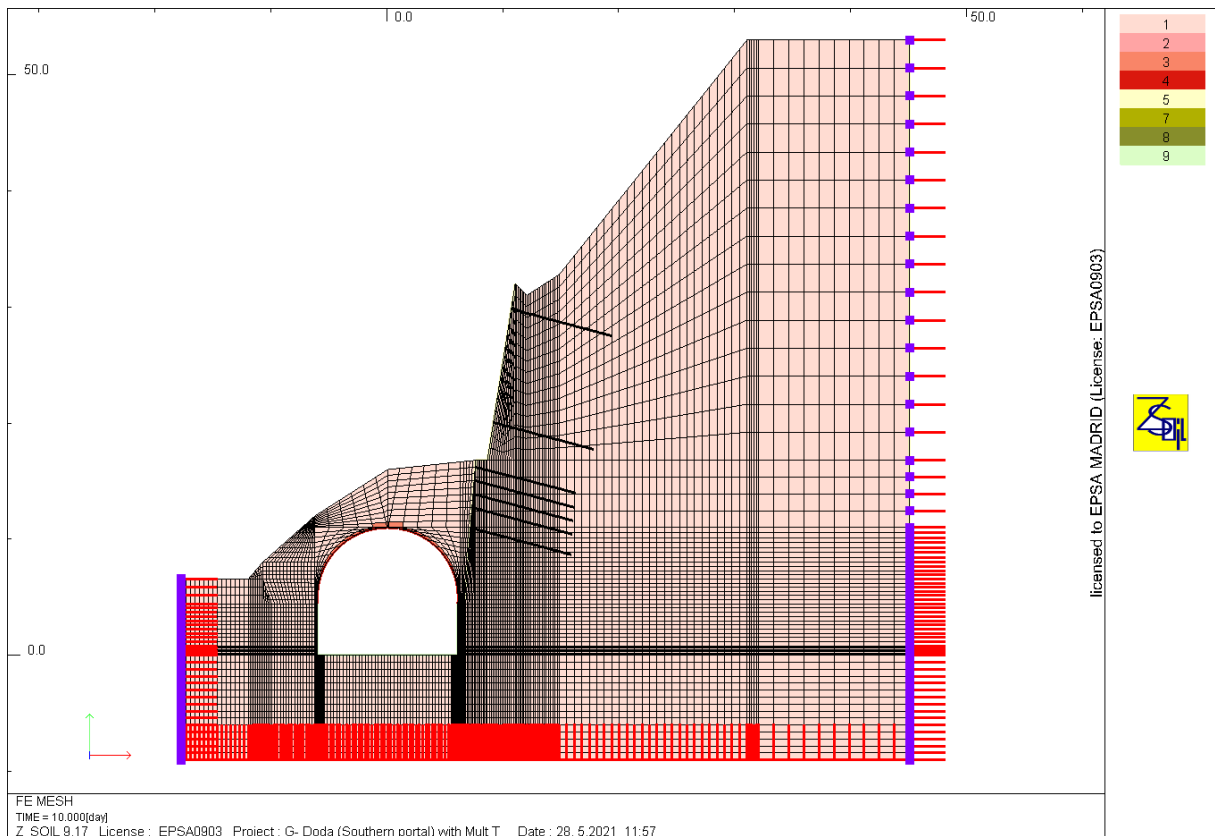


Figura 5.3 Discretización del talud realizada después de la excavación

En la figura 5.4, se representan la distribución de desplazamientos totales.

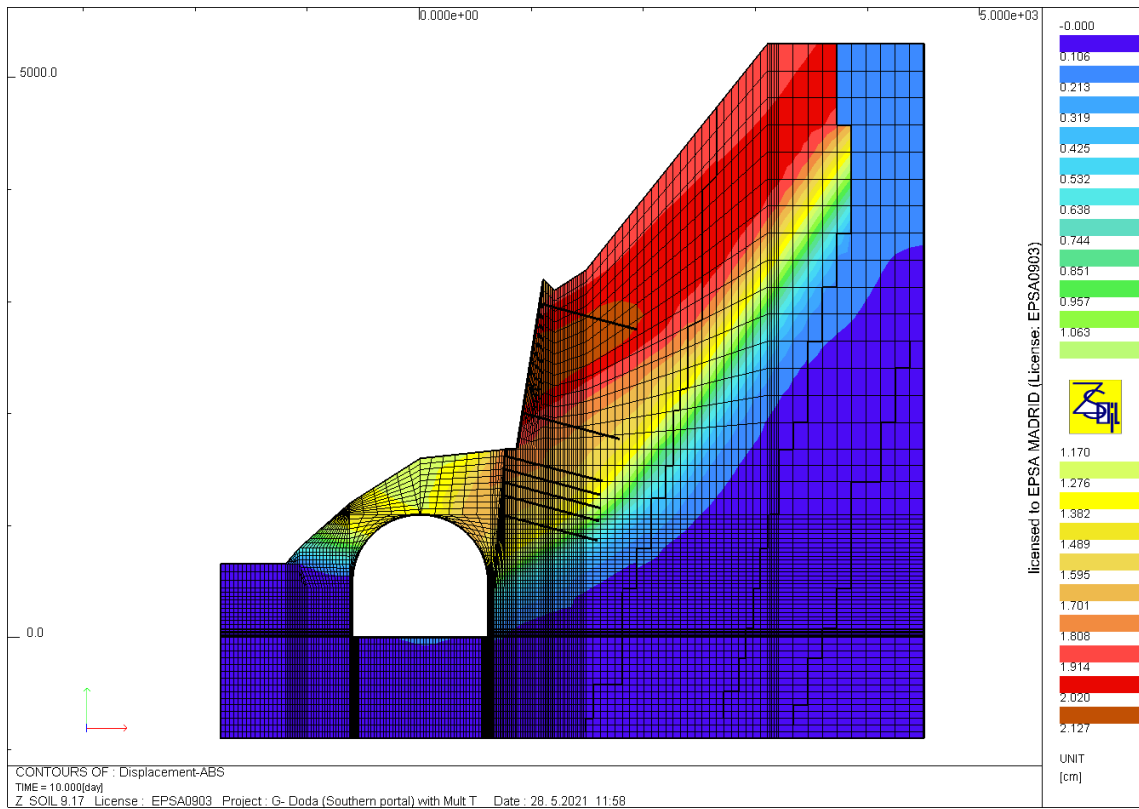


Figura 5.4 Distribución desplazamientos totales

En la figura 5.5, se representan la distribución de desplazamientos verticales.

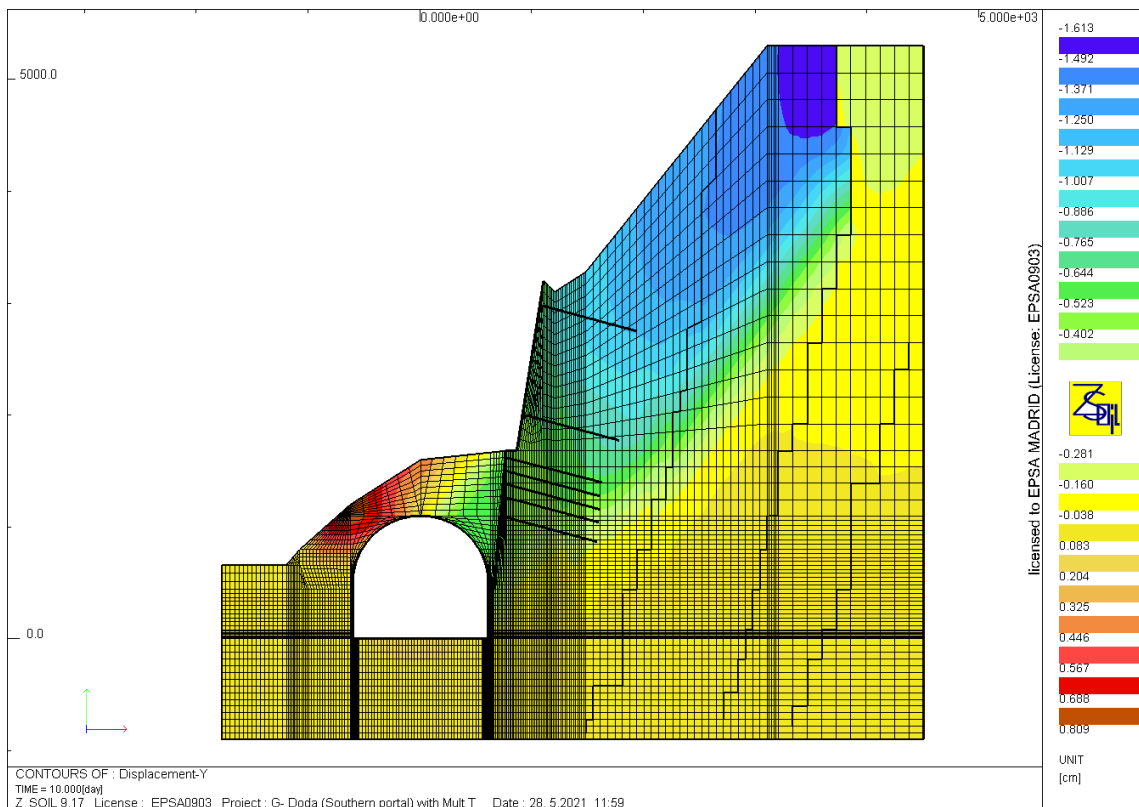


Figura 5.5 Distribución desplazamientos verticales

En la figura 5.6, se representan la distribución de desplazamientos horizontales.

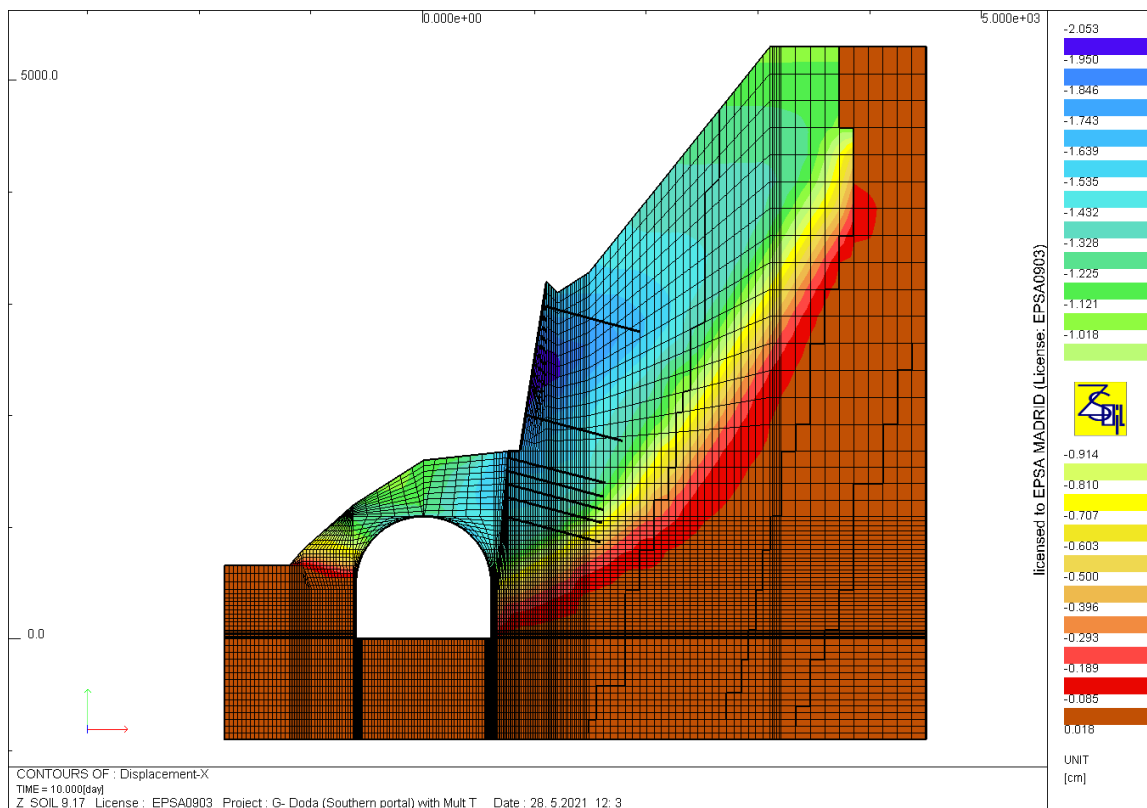


Figura 5.6 Distribución desplazamientos horizontales

La figura 5.7, representa las cargas que actúan sobre los bulones.

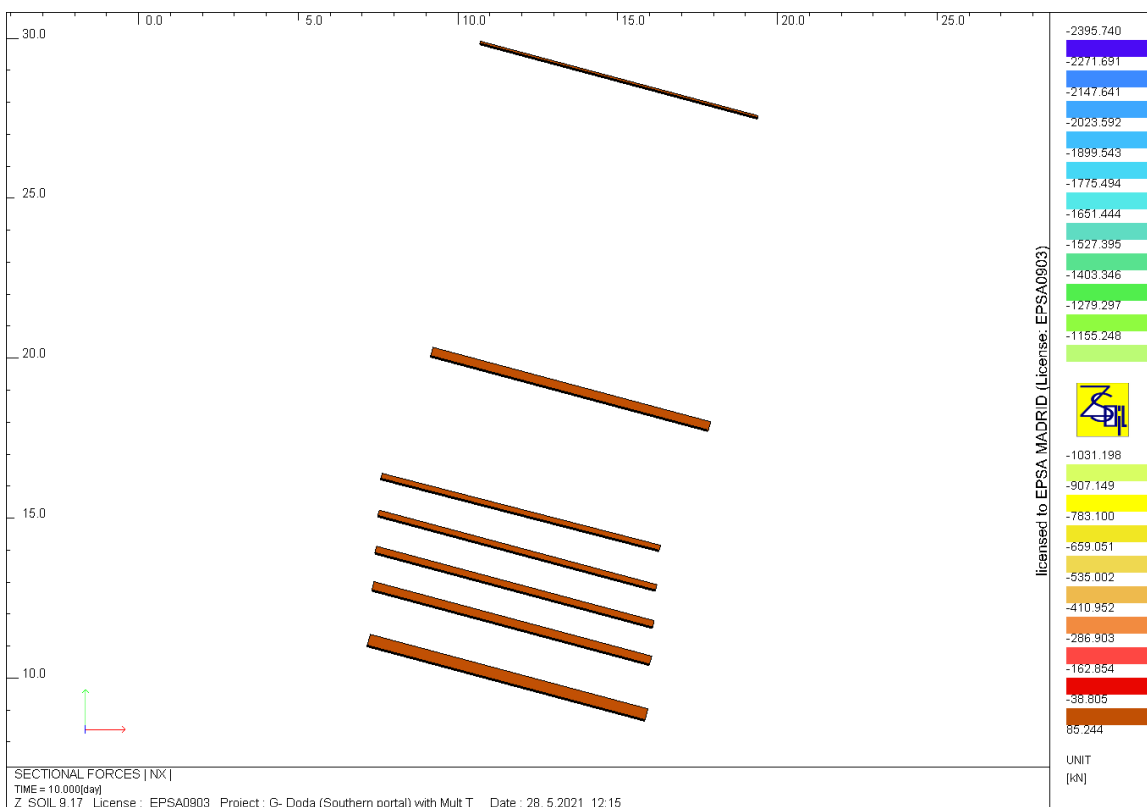


Figura 5.7 Distribución de la carga en los bulones una vez realizada la excavación

En la figura 5.8, se representan la distribución de axiles en el hormigón proyectado.

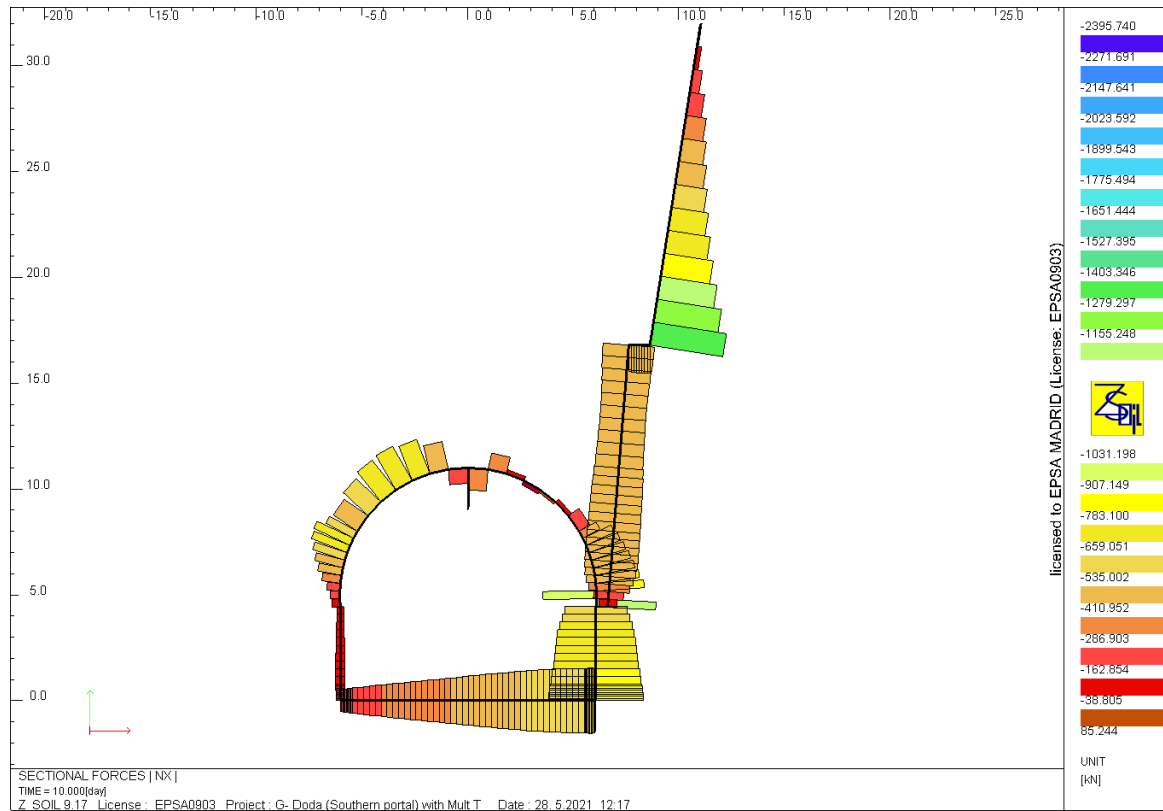


Figura 5.8 Distribución de axiles en el hormigón proyectado

En la figura 5.9, se representan la distribución de momentos flectores en el hormigón.

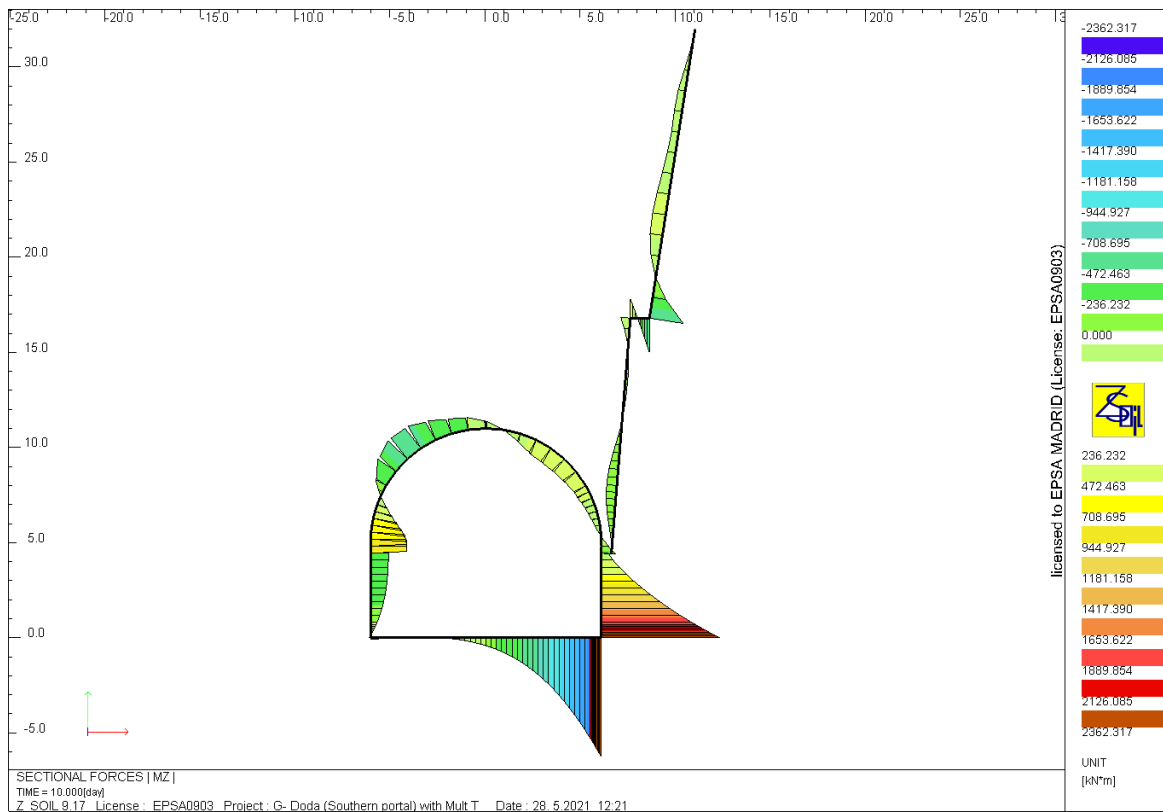


Figura 5.9 Distribución de momentos flectores en el hormigón proyectado

En la figura 5.10, se representan la distribución de cortantes en el hormigón proyectado.

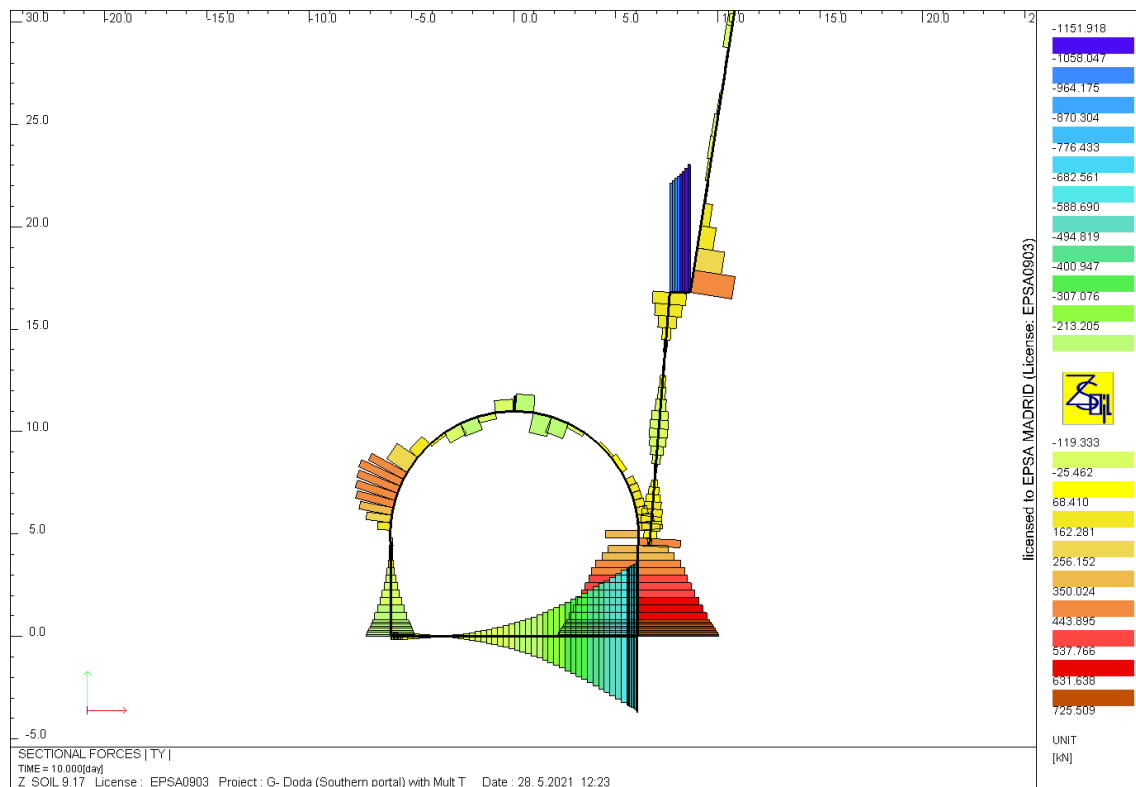


Figura 5.10 Distribución de cortantes en el hormigón proyectado

La figura 5.11, muestra la distribución de los desplazamientos en rotura con un factor de seguridad frente al colapso de SF=1.14.

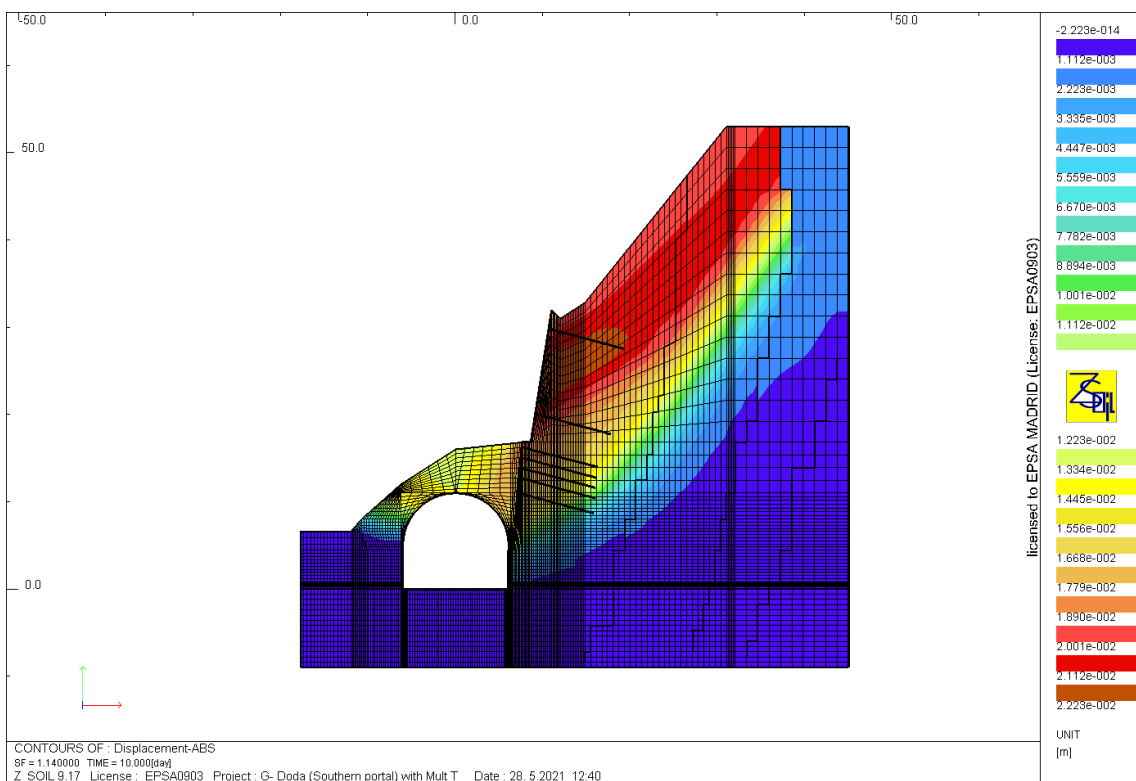


Figura 5.11 Distribución desplazamiento totales en rotura con SF = 1.14

La figura 5.12, muestra la geometría del colapso en la malla deformada.

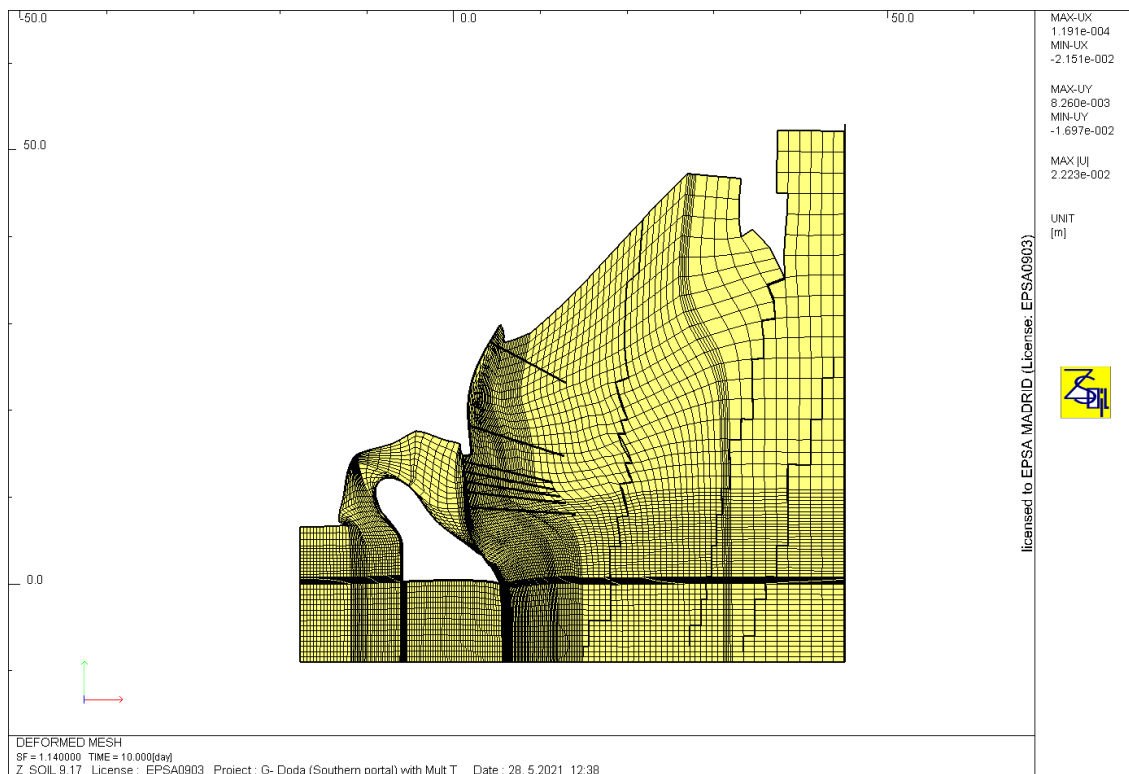


Figura 5.12 Malla deformada en la rotura con SF = 1.14

## 5.2. Caso 2. Sin considerar las grietas subverticales en el macizo rocoso

La figura 5.13, representa la discretización realizada después de la excavación.

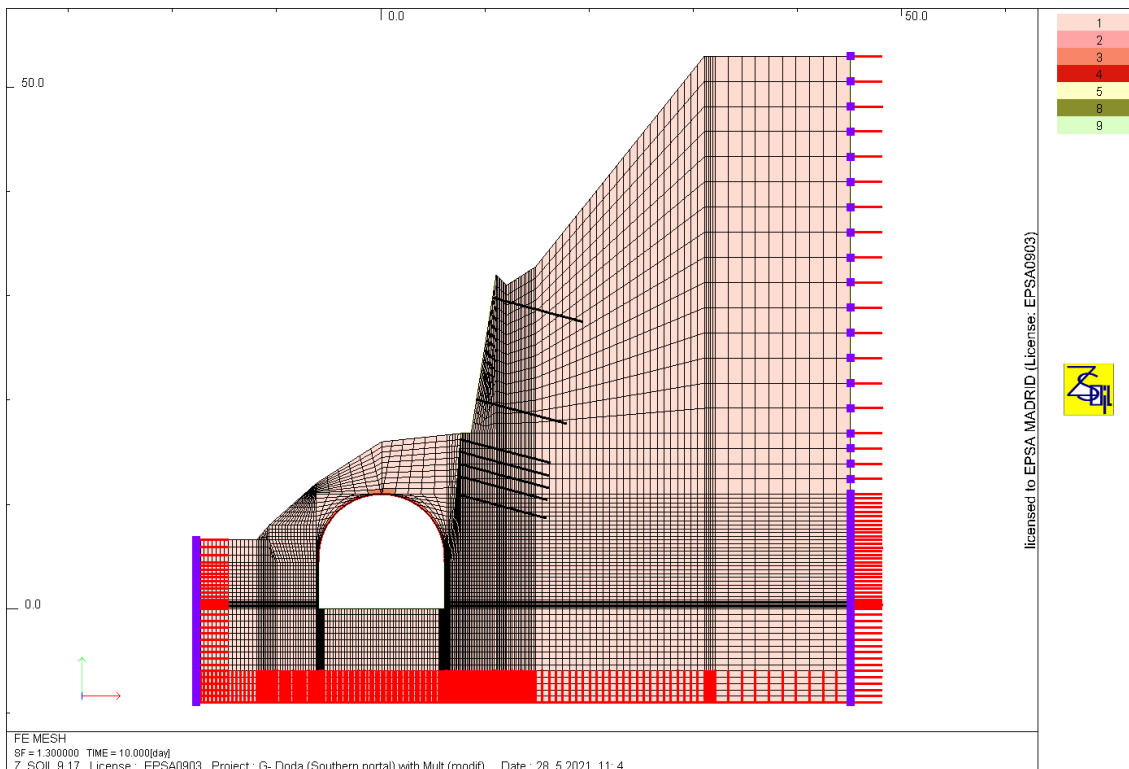


Figura 5.13 Discretización del talud realizada después de la excavación

Los parámetros de los materiales utilizados, tanto para el macizo rocoso como para los elementos del soporte, para el portal sur son los mostrados en la tabla 4.1.

En la figura 5.14, se representan la distribución de desplazamientos totales.

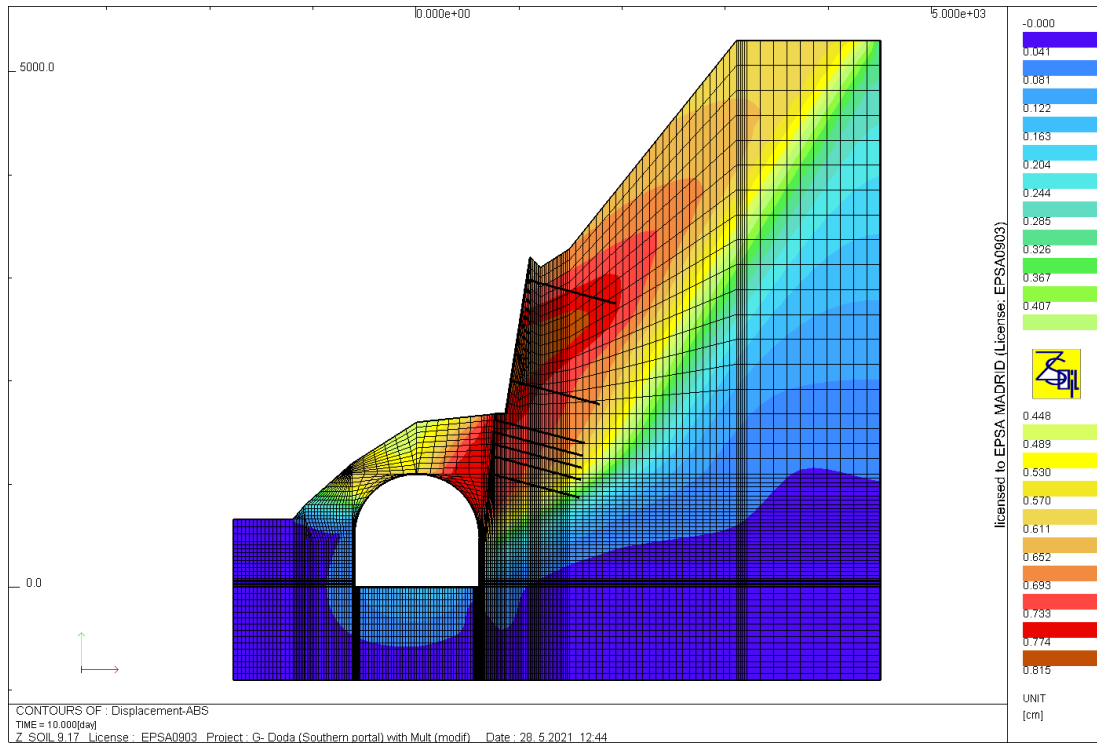


Figura 5.14 Distribución desplazamientos totales

En la figura 5.15, se representan la distribución de desplazamientos verticales.

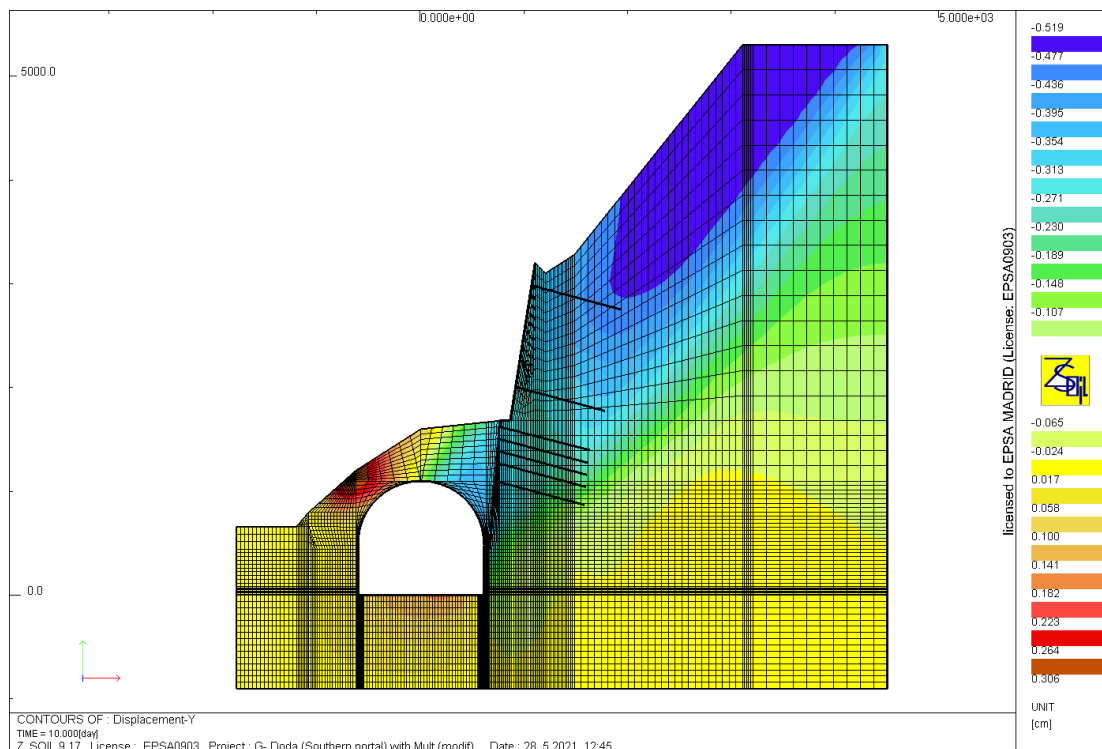


Figura 5.15 Distribución desplazamientos verticales

En la figura 5.16, se representan la distribución de desplazamientos horizontales.

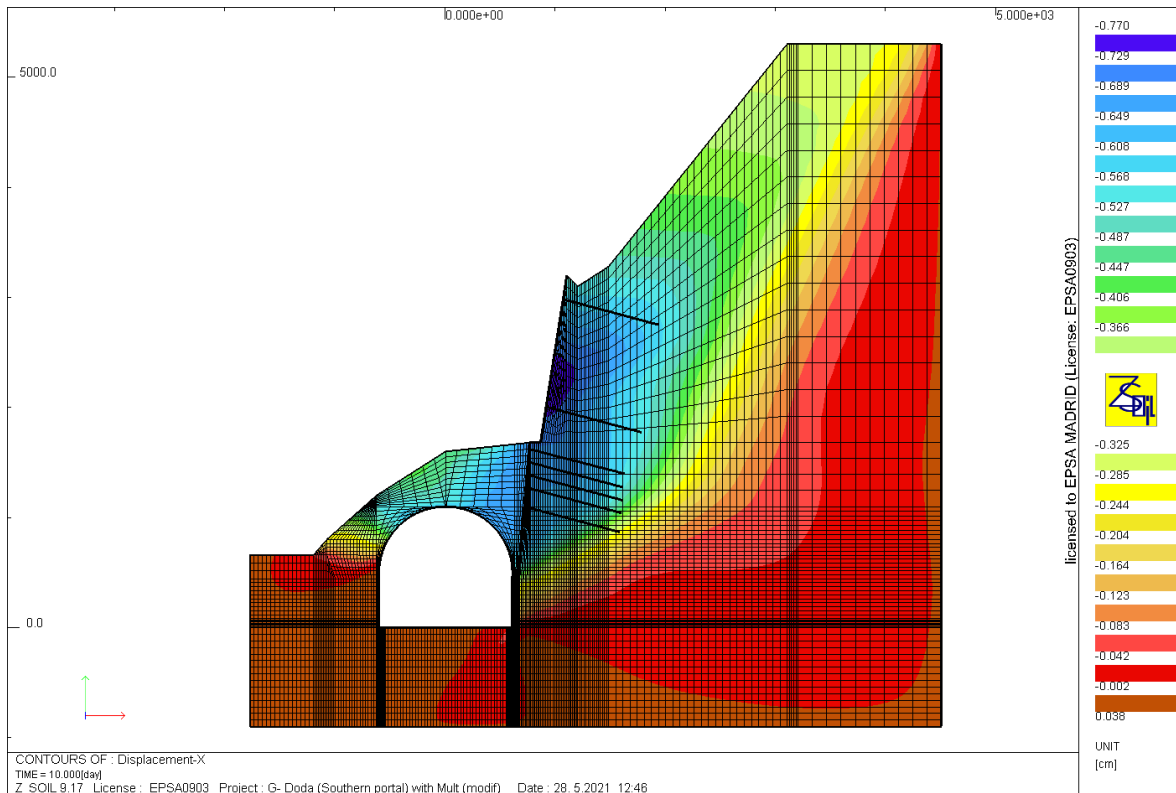


Figura 5.16 Distribución desplazamientos horizontales

La figura 5.17, representa la distribución de cargas que actúan sobre los bulones.

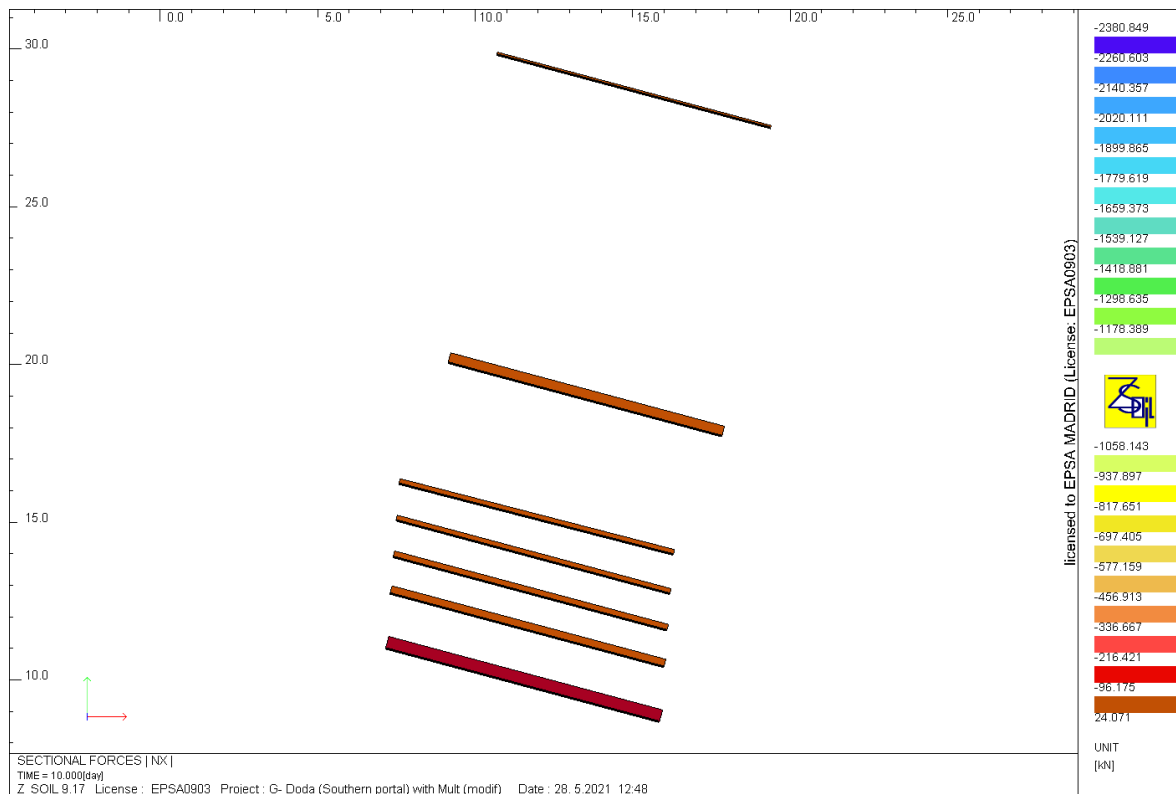


Figura 5.17 Distribuciones de carga en los bulones una vez realizada la excavación

En la figura 5.18, se representan la distribución de axiles en el hormigón proyectado.

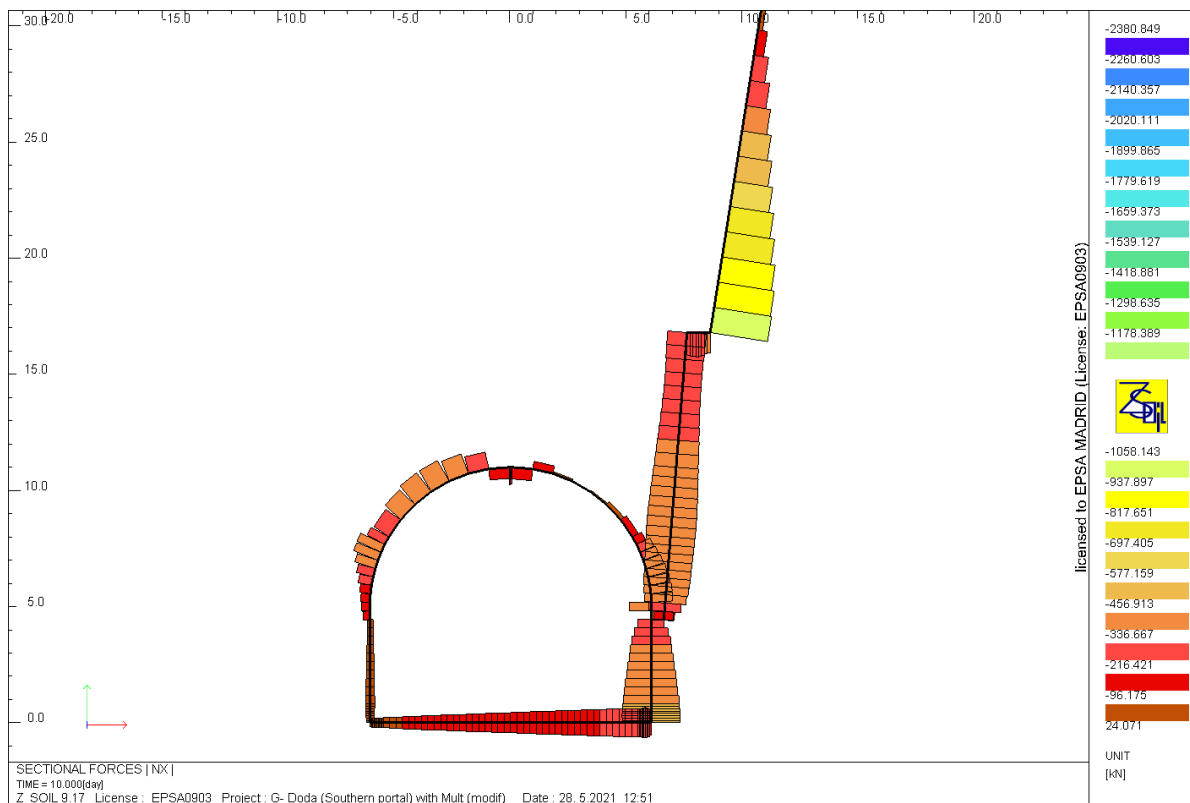


Figura 5.18 Distribución de axiles en el hormigón proyectado

En la figura 5.19, se representan la distribución de momentos flectores en el hormigón.

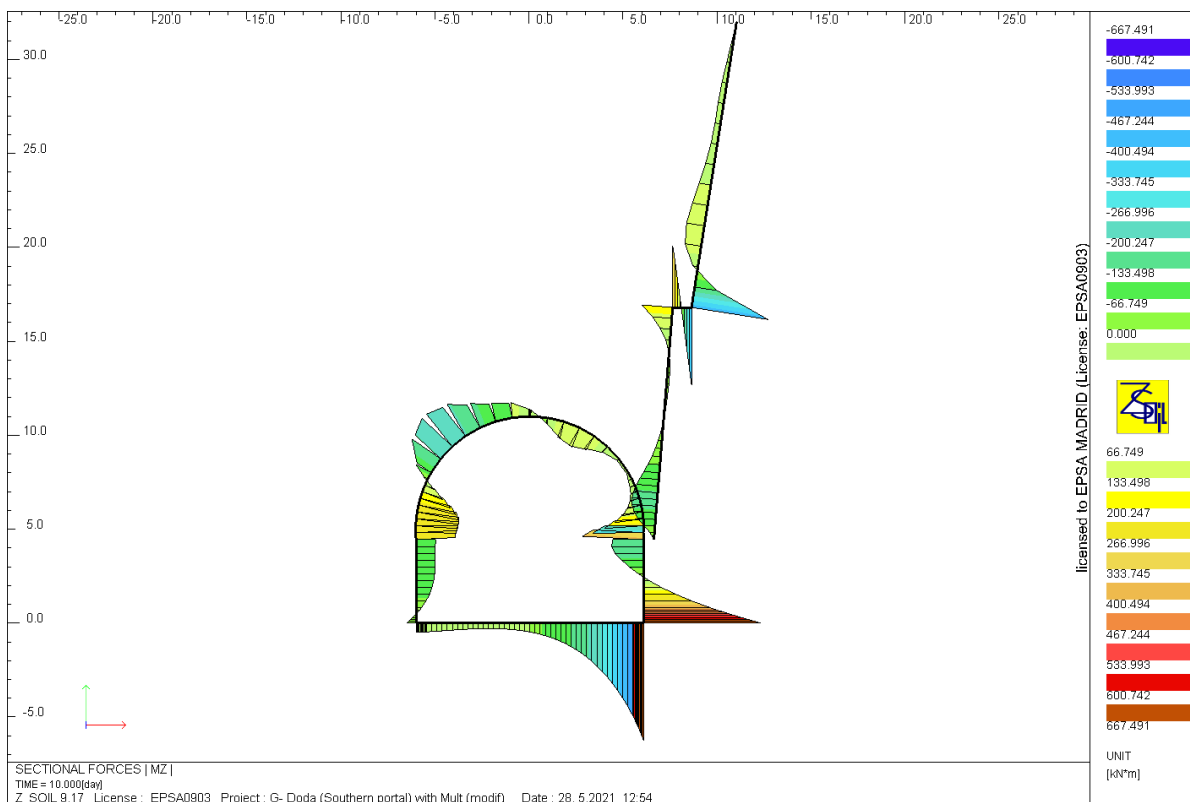


Figura 5.19 Distribución de momentos flectores en el hormigón proyectado

En la figura 5.20, se representan la distribución de cortantes en el hormigón proyectado.

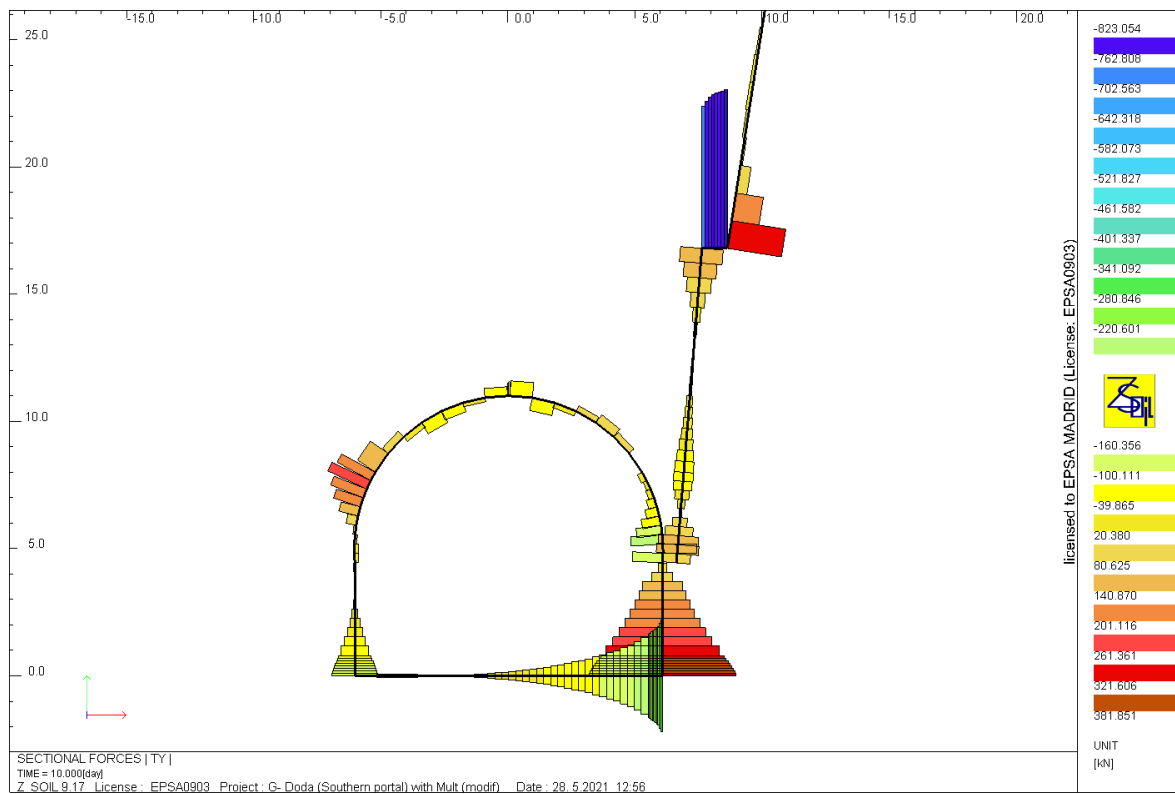


Figura 5.20 Distribución de cortantes en el hormigón proyectado

La figura 5.21, muestra la distribución de los desplazamientos en rotura con un factor de seguridad frente al colapso de S.F=1.30.

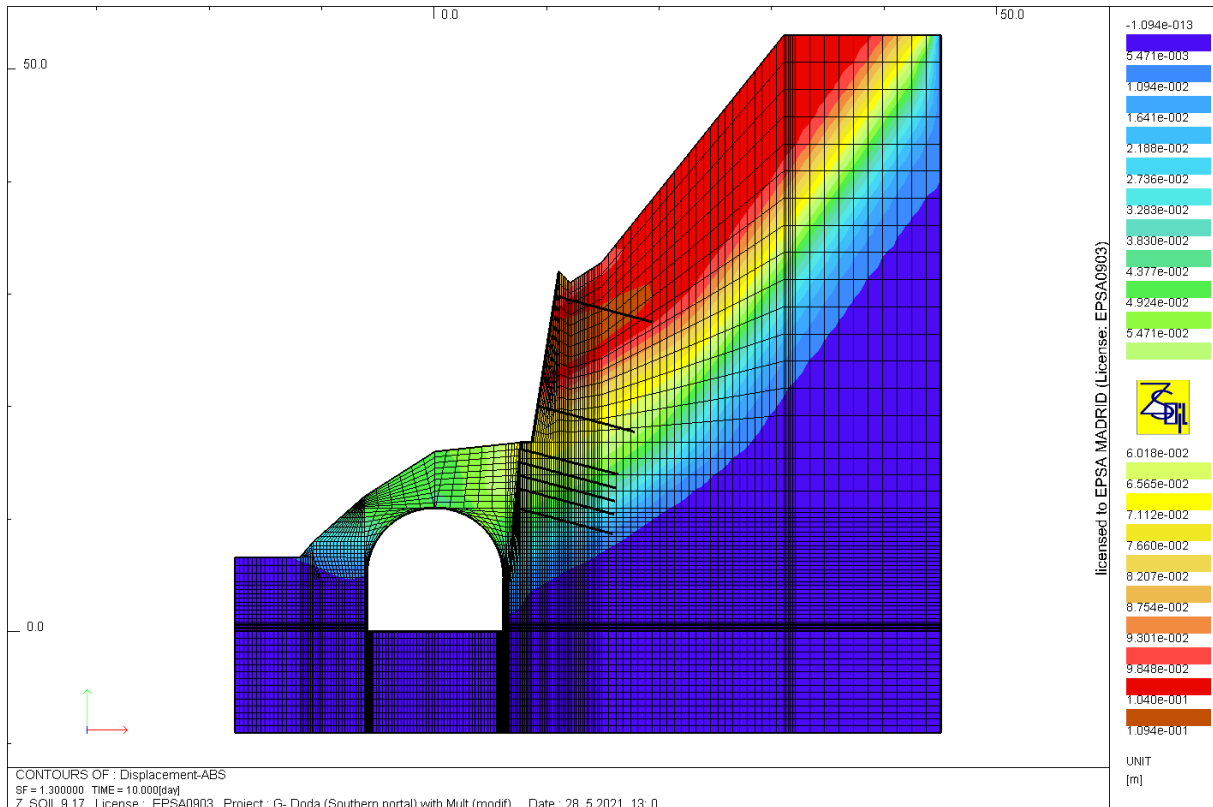


Figura 5.21 Distribución desplazamiento totales en rotura con SF = 1.30

La figura 5.22, muestra la geometría del colapso en la malla deformada.

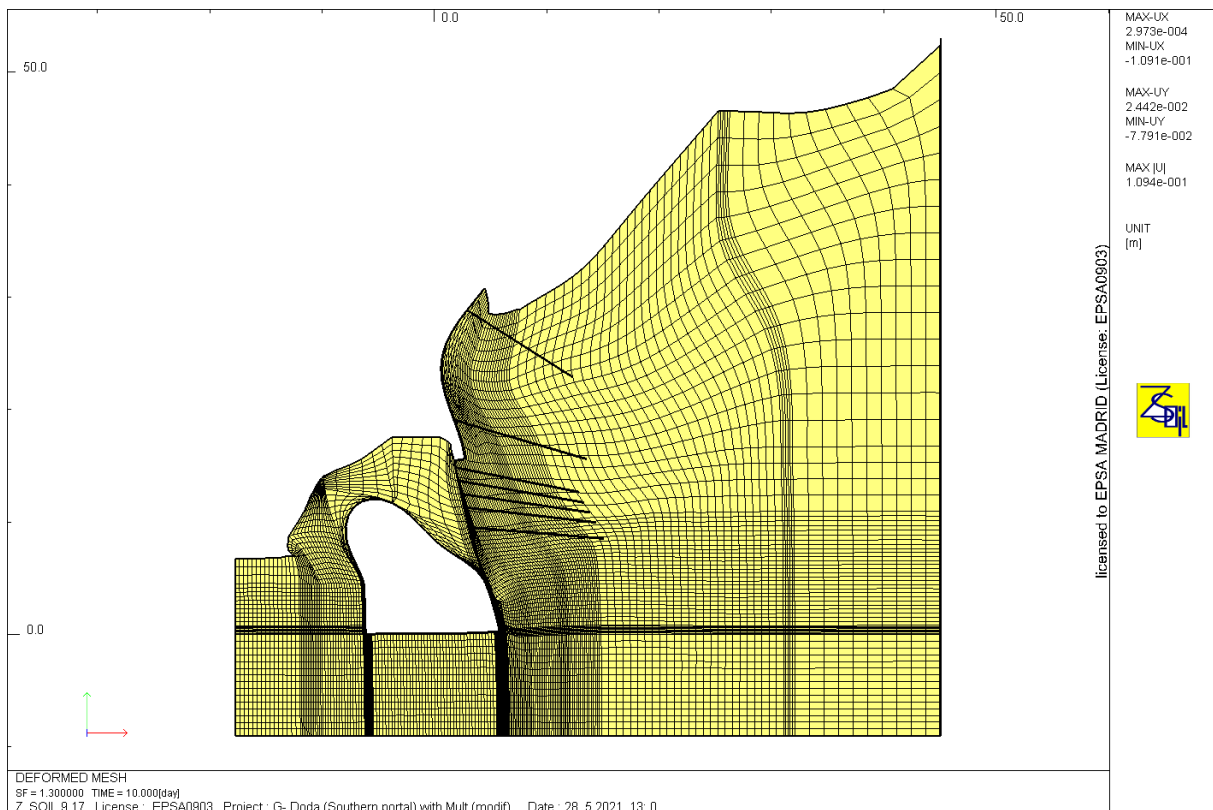


Figura 5.22 Malla deformada en la rotura con SF = 1.30

### 5.3. Caso 3. Sección en zona de deslizamiento de ladera PK 0+320

La figura 5.23, representa la discretización realizada.

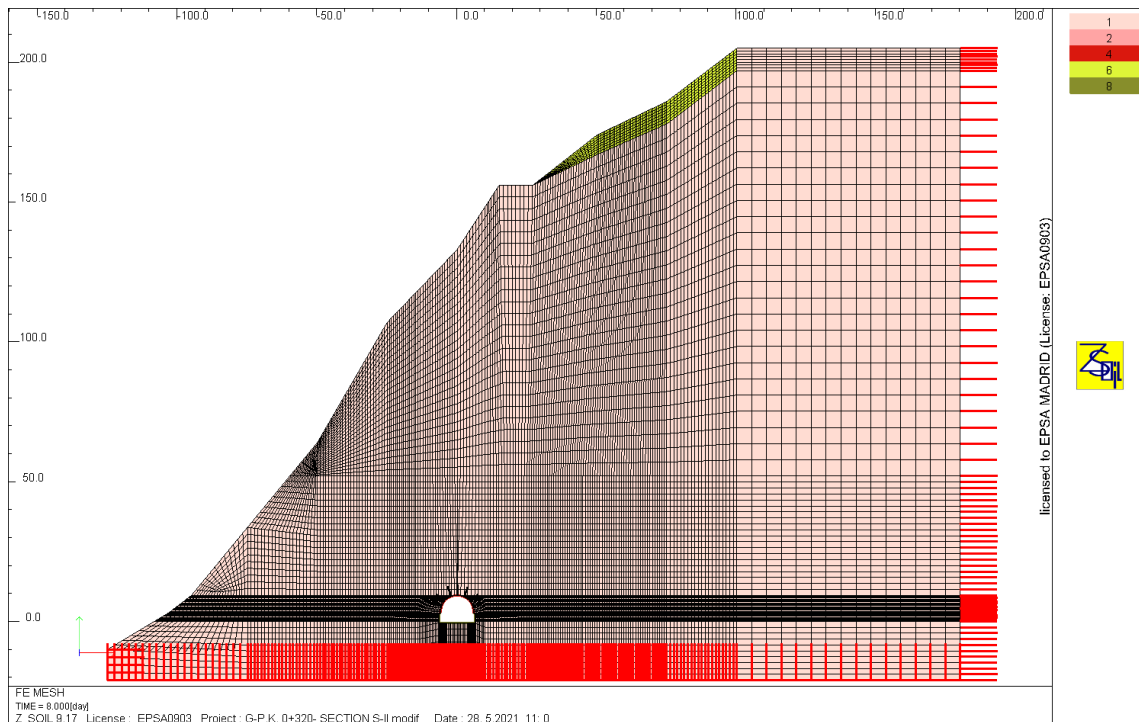


Figura 5.23 Discretización del talud realizada

Los parámetros de los materiales utilizados, tanto para el macizo rocoso como para los elementos del soporte, de esta sección son los mostrados en la tabla 4.2. La figura 5.24, representa la distribución de desplazamientos totales.

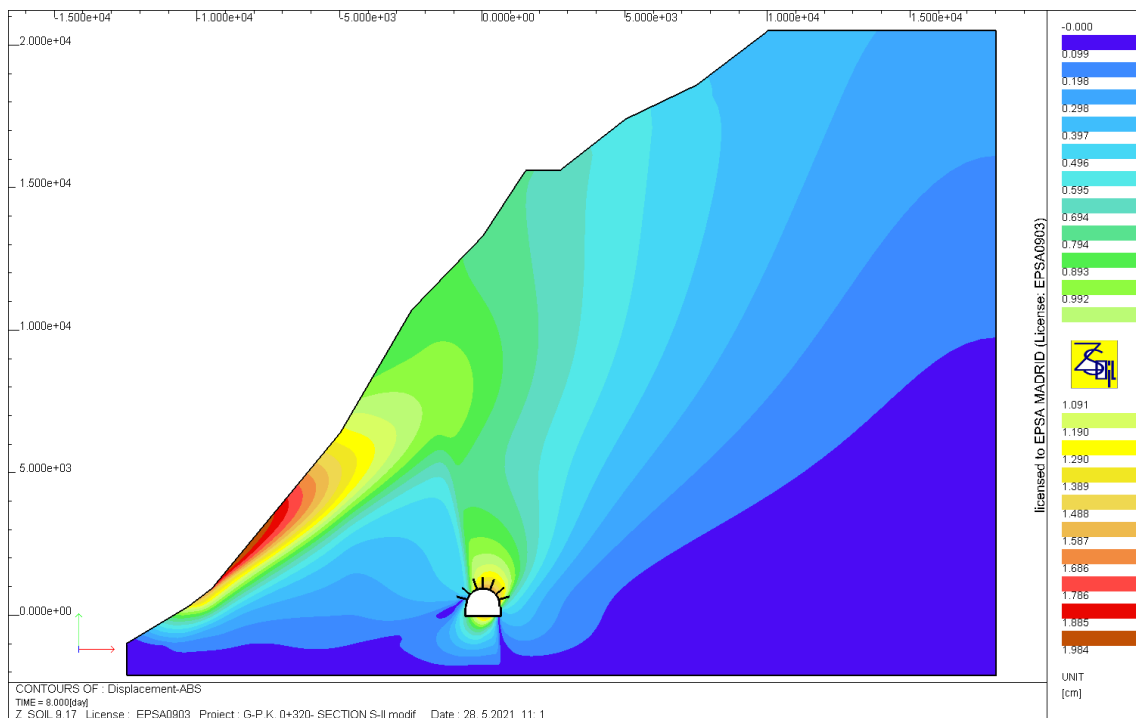


Figura 5.24 Distribución desplazamientos totales

La figura 5.25, representa la distribución de desplazamientos verticales.

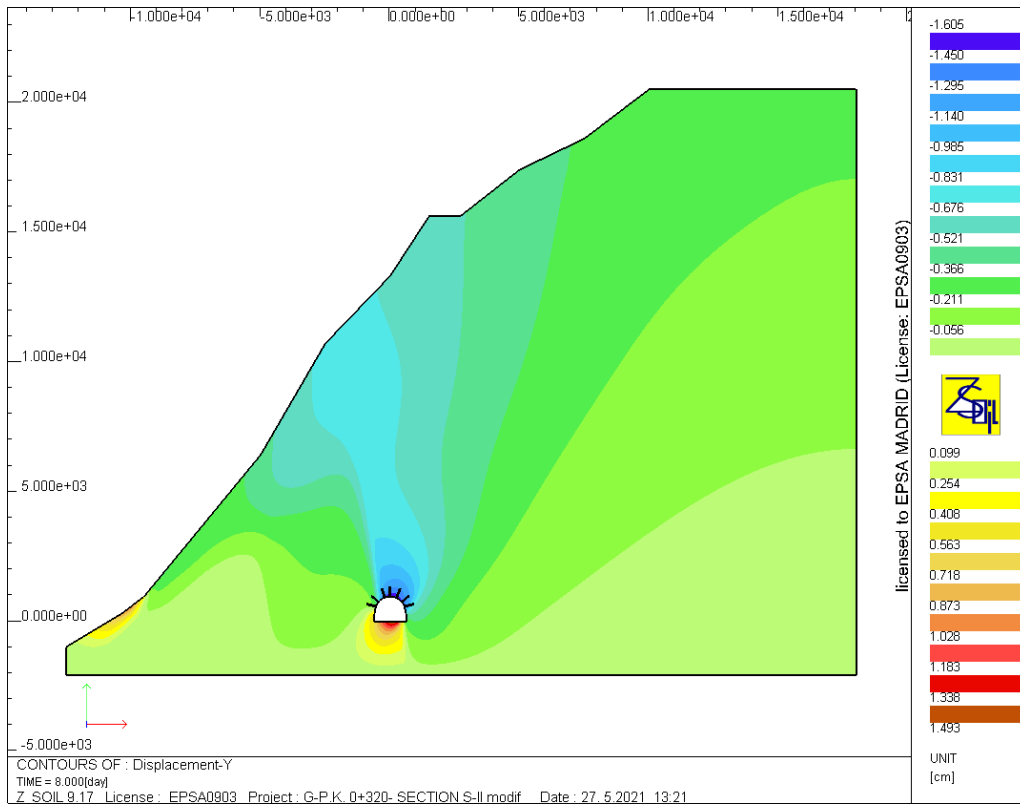


Figura 5.25 Distribución desplazamientos verticales

La figura 5.26, representa la distribución de desplazamientos horizontales.

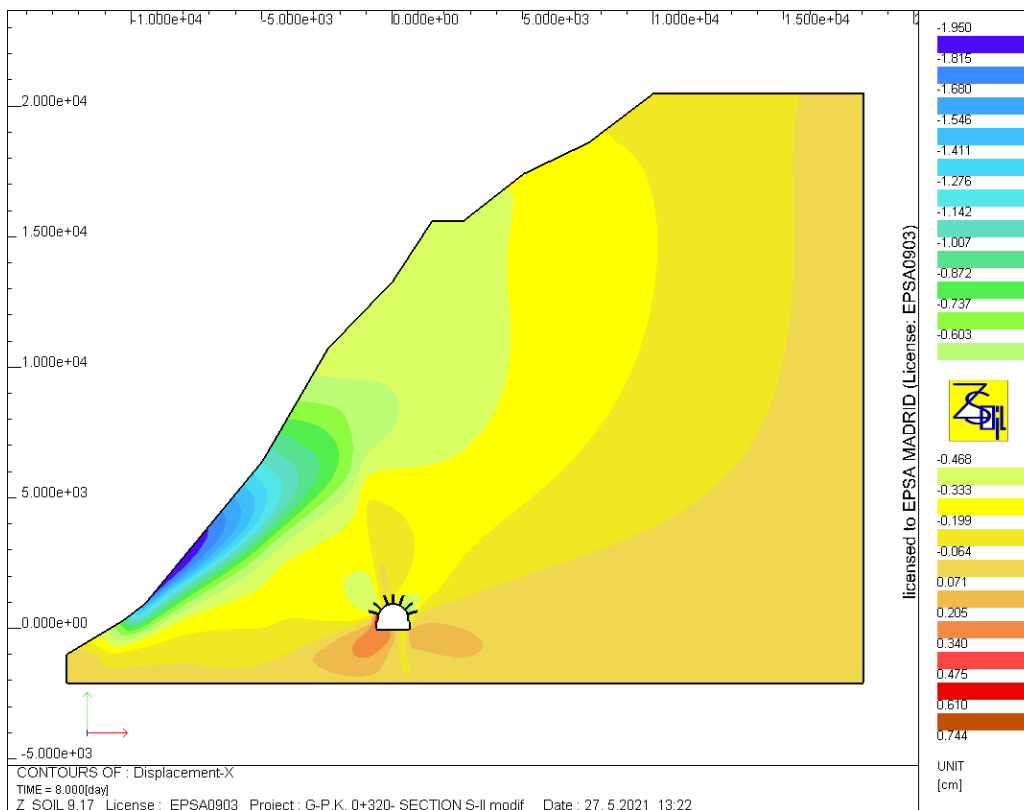


Figura 5.26 Distribución desplazamientos horizontales

La figura 5.27, representa la distribución de cargas que actúan sobre los bulones.

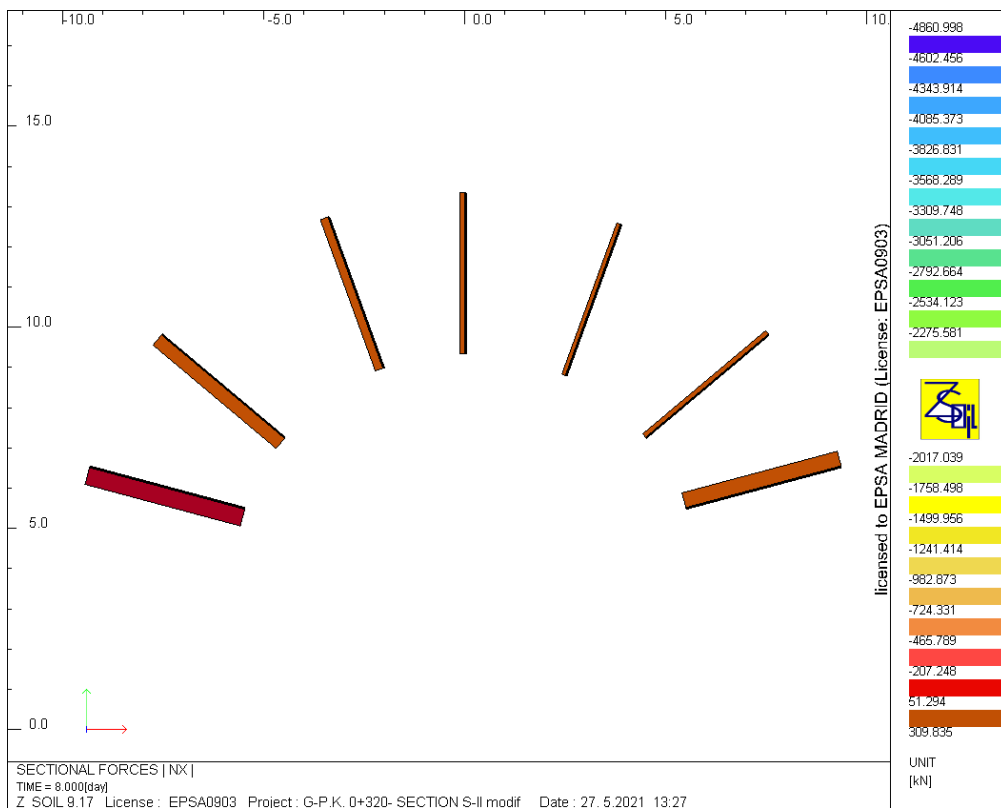


Figura 5.27 Distribuciones de carga en los bulones

La figura 5.28, representa la distribución de axiles que actúa en el hormigón proyectado.

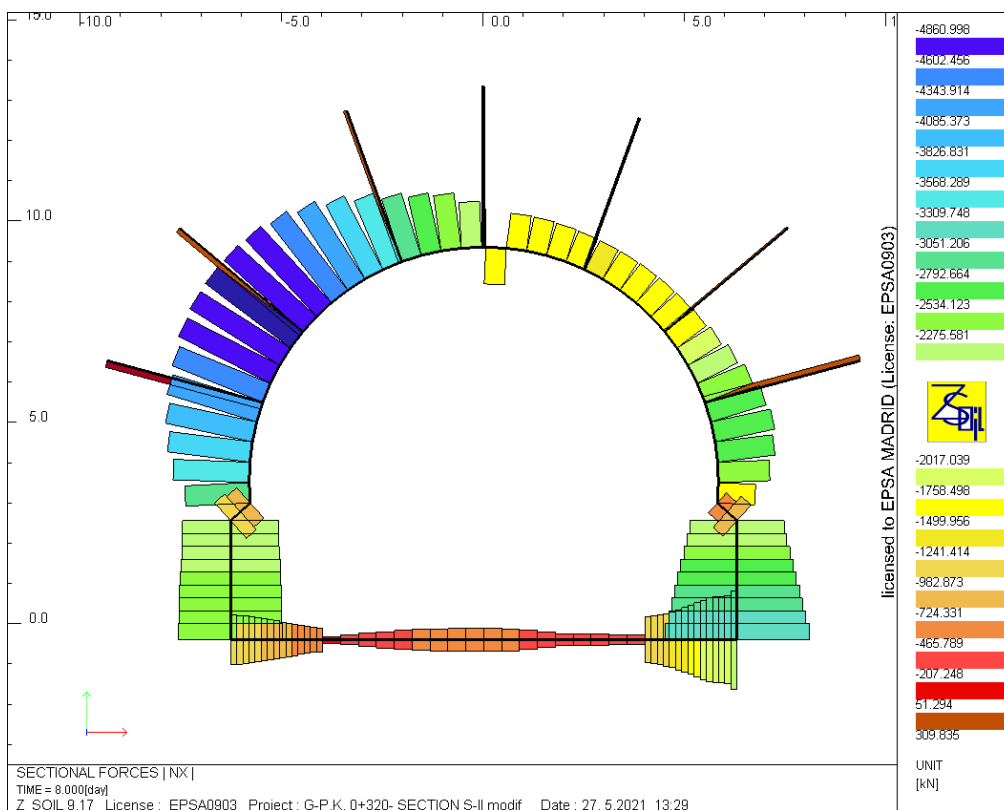


Figura 5.28 Distribución de axiles en el hormigón proyectado

La figura 5.29, representa la distribución de momentos flectores en el hormigón proyectado.

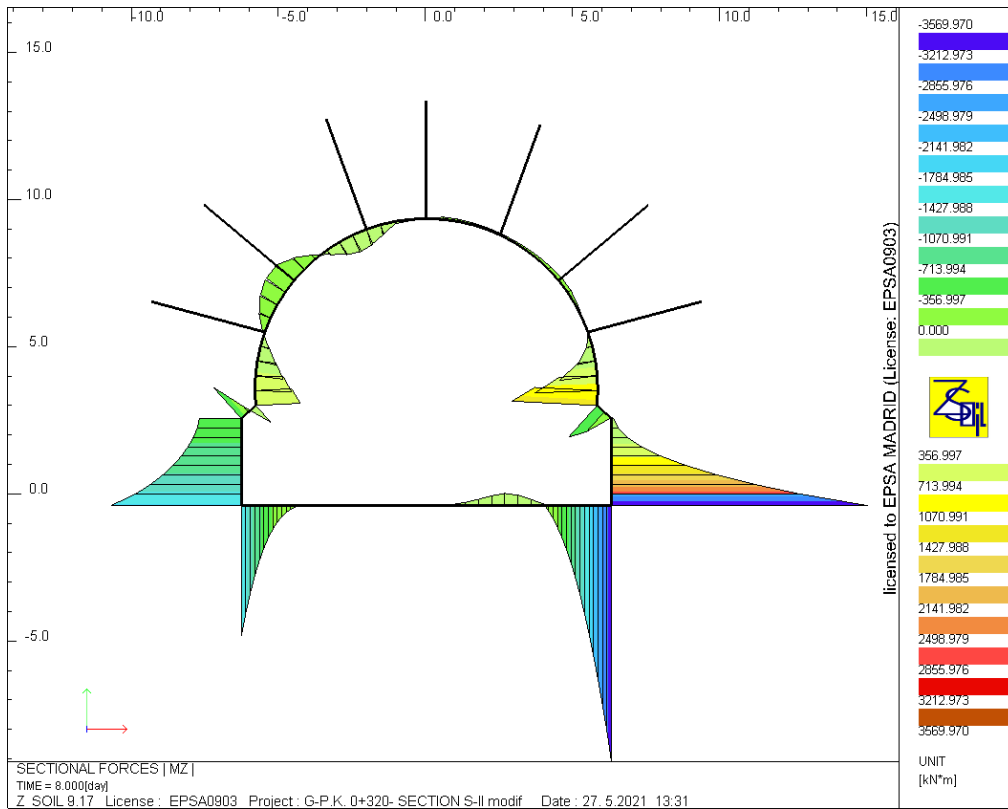


Figura 5.29 Distribución de momentos flectores en el hormigón proyectado

La figura 5.30, representa la distribución de cortantes que actúa en el hormigón proyectado.

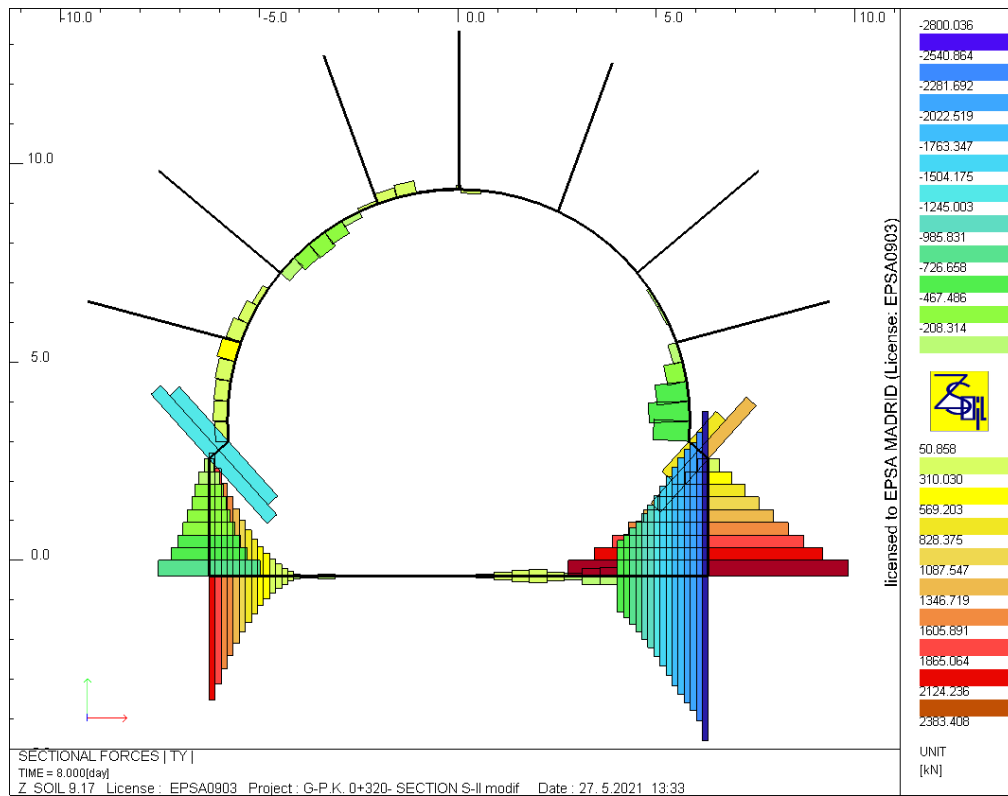


Figura 5.30 Distribución de cortantes en el hormigón proyectado

La figura 5.31, muestra la distribución de los desplazamientos en rotura con un factor de seguridad frente al colapso de S.F=1.10

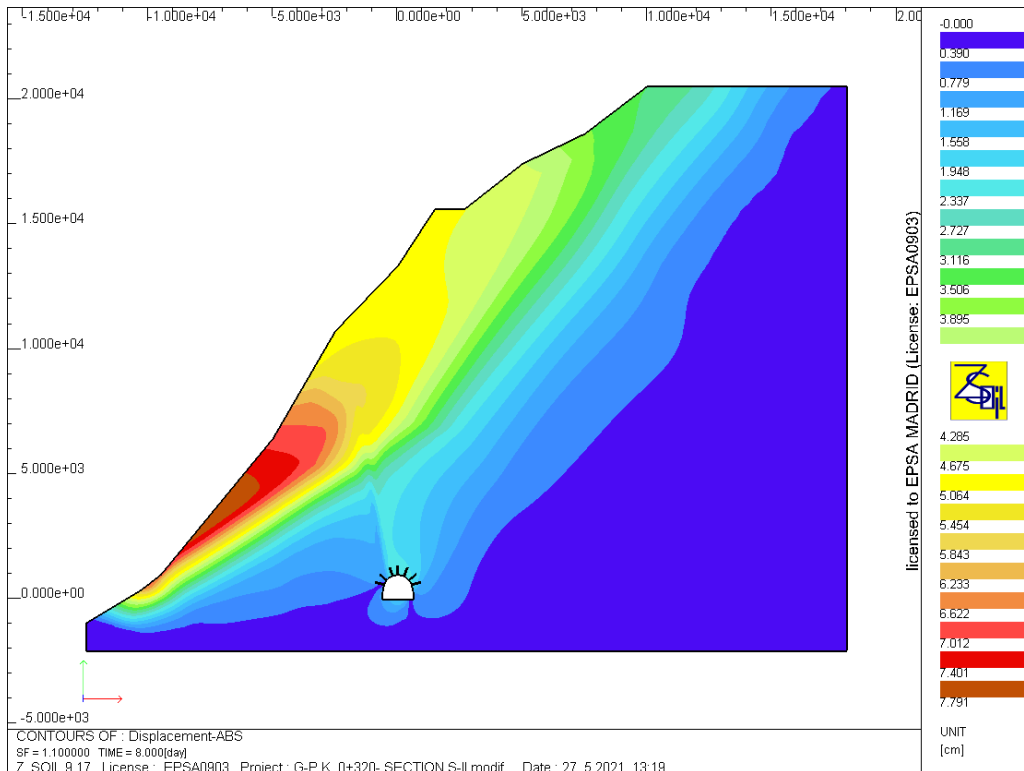


Figura 5.31 Distribución desplazamiento totales en rotura con SF = 1.10

La figura 5.32, muestra la geometría del colapso en la malla deformada.

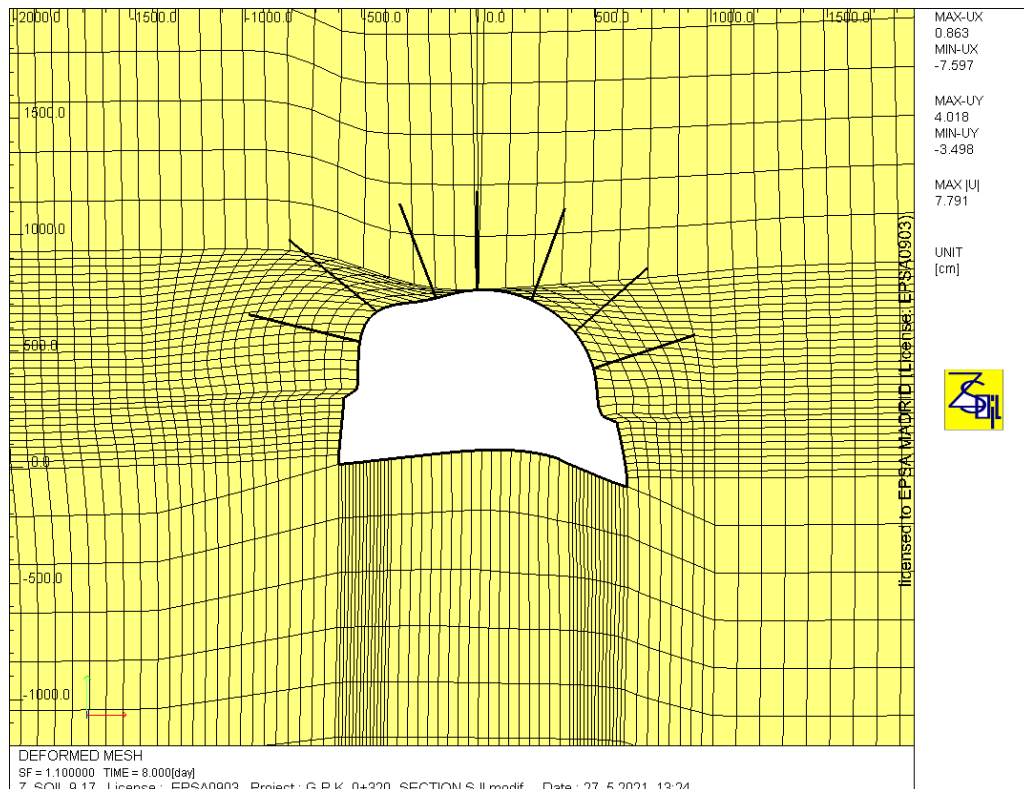


Figura 5.32 Malla deformada en la rotura con SF = 1.10

## 6. DISCUSIÓN

El resumen de los resultados de los análisis numéricos mediante elementos finitos para los casos de estudio, se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Resultados obtenidos del análisis numérico mediante elementos finitos para los casos de estudio

Resultados	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Desplazamiento total máximo (cm)	2.13	0.81	2.0
Desplazamiento vertical máximo (cm)	1.61	0.52	1.60
Desplazamiento horizontal máximo (cm)	2.05	0.77	1.95
Carga en bulones máxima (KN)	85	96	207
Axil máximo en hormigón proyectado (KN)	1155	457	4861
Momento flector máximo en hormigón proyectado (KN*m)	2362	667	3570
Cortante máximo en hormigón proyectado (KN)	776	382	2800
Factor de seguridad en rotura	1.06*	1.30	1.10
	1.14**		

\*Factor de seguridad del talud inicial, antes de realizar la excavación e implementar las medidas de sostenimiento

\*\*Factor de seguridad del talud, después de realizar la excavación e implementar las medidas de sostenimiento

Según los resultados obtenidos en la tabla 6.1, el desplazamiento total máximo, es mayor para los casos 1 y 3, en comparación al obtenido en el caso 2. Adicionalmente, los desplazamientos horizontales máximos en los tres casos, son mayores que los verticales, indicando que en la dirección horizontal se presentan más deformaciones en comparación a la dirección vertical.

En cuanto a la carga máxima en bulones, para los casos 1 y 2, en los bulones autoperforantes, existe un valor de carga máxima de 85 y 96 KN respectivamente, muy por debajo de su carga admisible de 280 KN. En contraste, en el caso 3, la carga máxima en bulones es de 207 KN; mayor en comparación a los casos anteriores, ya que, por ser la sección con mayor cobertera sobre la clave del túnel, los bulones estarán sometidos a un mayor empuje del terreno.

Hay que señalar que los resultados obtenidos por este método de cálculo considerando las fases son diferentes, pero más realistas que los resultantes del cálculo en un estado límite global, utilizando programas como Slide o Geoslope, que son por tanto inadecuados.

Los resultados de las cargas máximas en el hormigón proyectado del soporte, para el caso 1, donde se considera el fracturamiento previo del macizo rocoso, el axil máximo es de 1155 KN, el momento flector máximo es de 2362 KN\*m y el cortante máximo es de 776 KN; estos valores

son mayores a los obtenidos en el caso 2, donde no se consideran este fracturamiento y son 457 KN, 667 KN\*m y 382 KN, respectivamente. Esta diferencia en las cargas actuantes sobre el soporte del túnel con o sin fracturación previa, en el portal sur, indicaría que un agrietamiento previo del macizo rocoso genera un aumento en las cargas, modificando así los criterios de diseño y las necesidades de soporte.

De igual forma, en base a los resultados obtenidos de esta distribución de axiles, momentos flectores y cortantes sobre el soporte, en la sección donde se mejoró la capacidad de soporte horizontal mediante una viga en U de gran canto, se tienen los valores más altos en comparación con los obtenidos en el resto del soporte, justificando el rediseño y refuerzo del soporte fundamentalmente orientado a la contención de mayores acciones horizontales.

En cuanto a los valores obtenidos del factor de seguridad, en el caso 1, para el talud inicial antes de realizar la excavación e implementar el soporte este valor es de 1.06, siendo el coeficiente más bajo, considerando que el talud podría ser inestable si no se aplican medidas estabilizadoras como las propuestas en el proyecto.

Posteriormente, luego de la excavación completa y que se han introducido todos los elementos de estabilidad por fases, este coeficiente aumenta a un valor de 1.14. Del mismo modo en el caso 3, que corresponde a una zona con un importante historial de grandes desprendimientos y una cobertera de 130 m sobre la clave del túnel, el resultado del factor de seguridad es de 1.10.

Sin embargo, este valor se puede considerar estable, ya que el factor de seguridad se ve afectado por la inestabilidad de la ladera, en la que se han producido importantes desprendimientos, donde los desplazamientos son máximos, mientras que en la periferia de la excavación son menores y predominan los desplazamientos verticales sobre los horizontales que son admisibles.

Por último, según la geometría del colapso en la malla deformada, para los casos 1 y 2, los desplazamientos de la sección son en dirección al valle del río, producidos por la falta de confinamiento del valle respecto a la montaña, esto es, efecto graven. Por otra parte, para el caso 3, donde la cobertera es mayor, los desplazamientos de la sección son al interior de la excavación, debidos a la descompresión del terreno, una vez excavado (convergencia).

## 7. CONCLUSIONES

Cumpliendo con el objetivo de la presente investigación y en base a la discusión de resultados del capítulo anterior, se ha llegado a las siguientes consideraciones:

Actualmente, muchos de los métodos de diseño y asignación del soporte utilizado en túneles se basan en la asignación del material encontrado en el frente de excavación o en base a las prospecciones geotécnicas realizadas en la zona del proyecto.

Sin embargo, estas metodologías no tienen en cuenta la existencia previa de agrietamientos en el macizo rocoso, que resulta muy común en valles escarpados o desfiladeros (zona de graven), donde estas grietas tienden a ser subverticales.

Esta fracturación previa del macizo rocoso se produce en zonas de sismicidad elevada, ejemplo de ello, el desfiladero del Río Chenab, en cuya margen izquierda discurrirá el Túnel de Doda. En este desfiladero, y coincidente con los episodios sísmicos, se han producido varios, aparentemente, *rockfalls* (deslizamientos según planos de debilidad), que han dejado una cicatriz y la invasión del cauce del río como se detalló en capítulos anteriores.

En este tipo de rotura, no va a haber grietas detrás y más allá de la superficie de inestabilidad. No obstante, al realizar la excavación del portal sur, se comprobó la presencia de grietas muy abiertas (en torno a 10.0 cm), por encima de los 4.0 m sobre la clave del túnel.

Esto indicaría que, debido a las cargas sísmicas además de los desprendimientos, se produjo también el agrietamiento del macizo rocoso según planos subverticales cuasi paralelos a la dirección del desfiladero. Esta situación sería más característica de una inestabilidad tipo *topple*.

Mediante modelización numérica por elementos finitos, se demostró que los resultados de los axiles, momentos flectores y cortantes máximos en el hormigón proyectado, para el caso que considera estas grietas previas en el macizo, son mayores en comparación al caso donde no se consideran.

Concluyendo que este tipo de la rotura, previa en el macizo rocoso, condiciona la estructura del terreno que empujaría al túnel como se aprecia en la figura 7.1, donde la geometría de la malla deformada en el caso a), representa una mayor deformación en el terreno.

Por tanto, un agrietamiento previo en el macizo modifica los criterios de diseño y las necesidades de soporte agravando sustancialmente la diferencia de esfuerzos en el soporte.

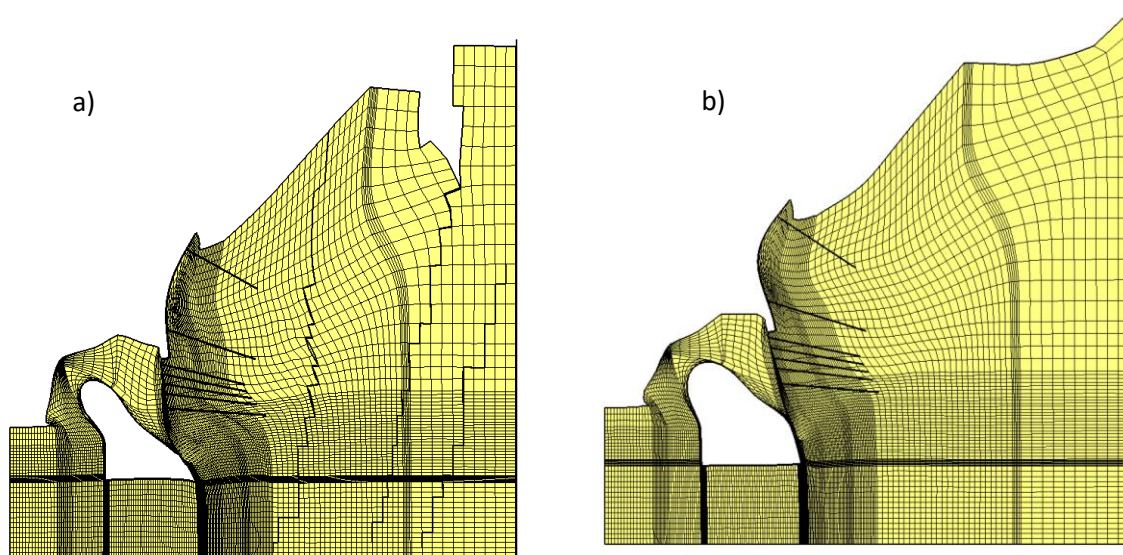


Figura 7.1 Comparación de la malla deformada a) considerando grietas b) sin considerar grietas

Finalmente, si a la hora de realizar la asignación del soporte en un túnel, en acciones del terreno actuantes sobre la estructura no ajustadas a las reales, como las planteadas en esta investigación; no se tienen en cuenta estas consideraciones, se podría producir el colapso del túnel, ya que el soporte fracasaría como resultado del fallo de contención del terreno.

### Recomendaciones:

Para situaciones similares a las descritas en esta investigación, se presentan las siguientes recomendaciones:

- La existencia de grietas previas en el macizo rocoso debería hacer disminuir el factor de estabilidad del talud; incluso podría proporcionar el inicio de nuevos desprendimientos que afectaran al túnel una vez construido.
- Este riesgo de inestabilidad debería ser peor en el caso que estas grietas detrás del túnel se llenen de agua durante fuertes precipitaciones o lluvias monzónicas.
- Las cargas que actúan sobre el túnel van a ser asimétricas y en un gran porcentaje independientes de la clase del macizo rocoso en el frente del túnel.
- La existencia de estas grietas inesperadas va a cambiar las condiciones de diseño que se tengan en el proyecto de construcción del túnel.
- Por tanto, reanalizar la transmisión de las cargas que actúan en el contorno del túnel.
- Aumentar la rigidez horizontal del soporte del túnel (reforzamiento), para evitar que se produzcan mecanismos de rotura en el soporte.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Castanedo, F. (2015). *Excavaciones Subterráneas. Máster en Ingeniería Geológica*. Madrid: Universidad Complutense de Madrid.
- Google Earth. (2021). Imagen satelital de Google Earth © 2021. Todos los derechos reservados. Recuperado el 21 de marzo de 2021, de <https://n9.cl/zqz3>
- IS 1893. (2016). *Indian Standard. Criteria for earthquake resistant design of structures – Part 1: General provisions and structures*. Bureau of Indian Standards. New Delhi, India.
- Marinos, V. (2014). Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels.
- Rabcewicz, L. (1964). *El nuevo método austriaco de construcción de túneles*. Primera parte, Water Power. 453-457.
- Rocscience Inc. (2007). RocLab User's guide. Rock mass strength analysis using the Hoek - Brown failure criterion. Toronto, Canada.
- Space, & EPSA. (2020). *Construction of bi-directional tunnel at "KM 83" of length 495m approaches road of 664m and a major bridge of 110m from km 82+675 to km 82+925 on nh-244 in Jammu & Kashmir on EPC mode*. Tunnel Annexure. Madrid, Spain.
- Varnes, D. (1978). *Slope movements, types and processes, Landslides: Analysis and control, transportation rasearch board*. Washington: National Academy of Science.
- Zace Services SA. (2009). ZSoil.PC - software para geotecnia y geomecánica version V.9.17. © 2009. Todos los derechos reservados.
- Zace Services SA. (2009). ZSoil.PC. User's guide. version V.9.17. Suiza.