



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DEL COMPORTAMIENTO DE PORTALES EN  
TÚNELES CARRETEROS

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL - GEOTÉCNIA

PRESENTA:  
ÁLVARO ALFONSO POLO CHACÓN

TUTOR PRINCIPAL  
M. I. EDGAR MONTIEL GUTIÉRREZ, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO, OCTUBRE DE 2017

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
Secretario: M. I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES  
Vocal: M. I. EDGAR MONTIEL GUTIÉRREZ  
1<sup>er.</sup> Suplente: M. I. JOSÉ FRANCISCO SUÁREZ FINO  
2<sup>d o.</sup> Suplente: M. I. JUAN DE DIOS ALEMÁN VELÁSQUEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, CD. MX.

**TUTOR DE TESIS:**

M. I. EDGAR MONTIEL GUTIÉRREZ

---

**FIRMA**

## RESUMEN

La motivación de este trabajo recae en la necesidad de brindar recomendaciones que estén vinculadas con el análisis geotécnico de la estabilidad de los portales en túneles carreteros. El objetivo general de esta tesis es señalar los criterios que existen para evaluar el comportamiento del emportalamiento de túneles carreteros en roca.

Además se entregan los resultados de una serie de análisis realizados a dos configuraciones de portales consideradas “tipo”, los que muestran la estabilidad de la excavación considerando condiciones de macizos rocosos homogéneos y continuos (las condiciones más comunes de este tipo de estructuras de acuerdo a la literatura). Adicionalmente, se proporciona una recopilación de recomendaciones sobre las medidas de estabilización que se deben considerar de acuerdo al tipo de inestabilidad que se encuentre en la ladera donde ingresará el túnel.

El Capítulo 1 trata sobre los antecedentes del tema, presentando la introducción y los objetivos de la tesis, junto con aspectos generales de los portales, como son: definición, partes y tipos. Finalmente, se describen algunas consideraciones generales que se sugiere tomar en cuenta previo al diseño de los portales en túneles carreteros.

En el Capítulo 2 se presentan los factores que intervienen en el análisis de estabilidad y el diseño de portales, destacando los tipos de inestabilidades que pueden llegar a tener lugar en los portales; complementado con una recopilación de los factores: geométricos, económicos, geológicos, geotécnicos, ambientales y estéticos, que se aconseja considerar para un diseño integral.

En el Capítulo 3 se describen los métodos que se pueden emplear para el análisis y diseño de portales de túneles carreteros. En éste capítulo se menciona un conjunto de clasificaciones empíricas que proporcionan valiosas indicaciones al momento de analizar y diseñar el talud frontal del portal. Además se brinda una serie de observaciones ligadas con el diseño de medidas de estabilización en los taludes que conforman a los portales.

El Capítulo 4 gira en torno a la evaluación de la influencia de los parámetros geotécnicos en diferentes tipos de calidad de macizos rocosos, siendo aplicada en la estabilidad de dos tipos de portales (Sesgado y Trinchera). Como primera medida, se definen las características básicas: sección transversal típica, inclinación de laderas en varias litologías, configuraciones de portales típicos y propiedades geomecánicas para cada material evaluado. Con base en lo anterior,

se han llevado a cabo las modelizaciones y análisis correspondientes al portal Sesgado y al portal Trinchera según las condiciones establecidas. Finalmente, se enlistan algunos posibles futuros temas de investigación vinculados con el tema expuesto en esta tesis.

Por último, en el Capítulo 5, se describen las conclusiones y recomendaciones obtenidas en los análisis y revisiones ejecutadas.

## ABSTRACT

The motivation of this work rests on the need to provide recommendations that are linked to the geotechnical analysis of the stability of the portals in road tunnels. The general objective of this thesis is to point out the criteria that exist to evaluate the behavior of the portal of road tunnels in rock.

In addition, the results of a series of analyzes performed on two configurations of "type" portals are presented, which show the stability of the excavation considering conditions of homogeneous and continuous rock masses (the most common conditions of this type of structures according to the literature). In addition, a compilation of recommendations on stabilization measures that should be considered is provided according to the type of instability on the slope where the tunnel will enter.

Chapter 1 deals with the background of the topic, presenting the introduction and objectives of the thesis, along with general aspects of the portals, such as definition, parts and types. Finally, it is described some general considerations that it is suggested to take into account before the design of the portals in road tunnels.

Chapter 2 presents the factors involved in the stability analysis and the design of portals, highlighting the types of instabilities that may occur in the portals; Complemented with a compilation of the factors: geometric, economic, geological, geotechnical, environmental and aesthetic, which it is advisable to consider for an integral design.

Chapter 3 describes the methods that can be used for the analysis and design of road tunnel portals. This chapter mentions a set of empirical classifications that provide valuable indications when analyzing and designing the front slope of the portal. In addition, a series of observations related to the design of measures of stabilization in the slopes that conform the portals is provided.

Chapter 4 revolves around the evaluation of the influence of geotechnical parameters on different types of rock mass quality, being applied in the stability of two types of portals (Slanted and Trench). As a first step, the basic characteristics are defined: typical cross-section, inclination of slopes in several lithologies, typical portal configurations and geomechanical properties for each evaluated material. Based on the above, the modeling and analysis corresponding to the Slanted portal and the Trench portal have been carried out according to the established conditions. Finally, some possible future research topics related to the topic presented in this thesis are listed. Finally, Chapter 5 describes the conclusions and recommendations obtained in the analyzes and reviews carried out.

## DEDICATORIA

A Dios, por haberme permitido llegar hasta aquí y porque cuando no he tenido fuerzas, Él ha sido mi fortaleza.

A mis padres, por guiarme en medio de los problemas. Aunque estén lejos, siempre estarán reflejados en mi forma de hacer las cosas.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi tutor de tesis, el profesor Edgar Montiel Gutiérrez, por su generosa ayuda, su actitud y su motivación. Gracias por confiar en mí, aún sin conocerme. Sin su dedicación, desarrollar este trabajo no hubiera sido posible.

Al profesor Agustín Deméneghi Colina, gracias por compartir su conocimiento y su forma de ser; todas sus enseñanzas han sido memorables.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), gracias por su valioso apoyo económico a lo largo de dos años de formación a nivel de maestría.

A todos las personas que he conocido durante mi estancia en México, simplemente, gracias por tanto, perdón por tan poco.

## CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES .....	1
1.1 INTRODUCCIÓN. ....	1
1.2 OBJETIVOS. ....	2
1.1.1. Objetivo general.....	2
1.1.2. Objetivos específicos.....	2
1.3 GENERALIDADES ACERCA DE LOS PORTALES EN TÚNELES. ....	3
1.2.1 Definición de portal .....	4
1.2.2 Partes de un portal .....	5
1.2.3 Tipos de portales .....	6
1.2.4 Consideraciones generales para el diseño de portales .....	12
CAPÍTULO 2. FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS PORTALES .....	14
2.1 INESTABILIDADES EN PORTALES.....	18
2.1.1 Inestabilidades del talud previo al emportalamiento .....	21
2.1.2 Inestabilidades debidas a la forma y posición de los taludes con respecto al túnel .....	23
2.1.3 Inestabilidades debidas al desarrollo del emportalamiento .....	24
2.2 FACTORES DE IMPORTANCIA EN EL DISEÑO DE PORTALES.....	25
2.2.1 Factores geométricos y económicos .....	25
2.2.1.1 Factores geométricos.....	25
2.2.1.2 Factores económicos .....	27
2.2.2 Factores geológicos y geotécnicos.....	28
2.2.3 Recubrimiento mínimo sobre la excavación del túnel.....	30
2.2.4 Factores medioambientales y estéticos.....	32
CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE PORTALES.....	34
3.1 CRITERIOS EMPÍRICOS PARA LA REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD EN LA INTERSECCIÓN TALUD-TÚNEL.....	36
3.1.1 Clasificaciones geomecánicas.....	36
3.1.2 Clasificación de Rogers y Haycoks.....	37

3.1.3	Clasificación de Romana .....	40
3.2	MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE PORTALES .....	41
3.2.1	Intervenciones para estabilizar taludes de portales .....	41
3.2.2	Soluciones para prevenir problemas en el portal.....	42
3.2.3	Medidas de estabilización del talud frontal .....	43
3.2.3.1	Anclajes en el talud frontal .....	43
3.2.3.2	Concreto lanzado reforzado en el talud frontal.....	44
3.2.3.3	Red o malla y túnel falso para protección del talud frontal .....	45
3.2.3.4	Drenaje del talud frontal .....	46
3.2.3.5	Excavación de la sección del túnel .....	47
3.2.3.6	Paraguas de micropilotes.....	48
CAPÍTULO 4.	INFLUENCIA DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN LA EXCAVACIÓN DE PORTALES PARA TÚNELES.....	51
4.1	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS CASOS DE REVISIÓN .....	51
4.1.1	Características de la sección transversal típica .....	52
4.1.2	Características de los terrenos modelizados .....	54
4.2	GEOMETRÍA TÍPICA DE PORTAL TIPO SESGADO .....	56
4.3	GEOMETRÍA TÍPICA DE PORTAL TIPO TRINCHERA.....	59
4.4	PROPIEDADES GEOMECAÑICAS SEGÚN EL TIPO DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO.....	60
4.4.1	Justificación del tipo de medio modelizado con respecto al tamaño de bloque 60	
4.4.2	Parámetros geomecánicos utilizados en las modelizaciones .....	64
4.4.3	Determinación del estado de esfuerzos horizontales .....	67
4.5	MODELIZACIÓN DEL PORTAL TIPO SESGADO.....	69
4.5.1	Características del mallado .....	70
4.5.2	Condiciones de daño en la roca .....	71
4.5.3	Descripción del método de reducción de resistencia al corte .....	73
4.5.4	Análisis de los resultados de las modelizaciones .....	73
4.5.4.1	Macizo rocoso de mala calidad .....	74
4.5.4.2	Macizo rocoso de regular y buena calidad.....	79
4.5.4.3	Conclusiones.....	84

4.6	MODELIZACIÓN DEL PORTAL TIPO TRINCHERA.....	85
4.6.1	Características de las modelizaciones del portal Trinchera.....	85
4.6.1.1	Modelos bidimensionales con el método de equilibrio límite.....	86
4.6.1.2	Modelos bidimensionales con análisis de esfuerzos y con reducción de resistencia al corte – SSR.....	88
4.6.1.3	Modelos tridimensionales con análisis de esfuerzos y con reducción de resistencia al corte – SSR.....	89
4.6.2	Análisis de resultados de la modelización.....	90
4.6.2.1	Análisis de los resultados de modelos bidimensionales.....	91
4.6.2.2	Análisis de los resultados de modelos tridimensionales.....	92
4.6.3	Conclusiones.....	96
4.7	LISTADO DE POSIBLES FUTUROS TEMAS DE INVESTIGACIÓN RELACIONADOS CON LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN PORTALES DE TÚNELES DE CARRETERAS.....	97
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		98
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		101
ANEXO A. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE MALA CALIDAD.....		105
ANEXO B. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE REGULAR CALIDAD.....		119
ANEXO C. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE BUENA CALIDAD.....		124

# CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

## 1.1 INTRODUCCIÓN.

El desarrollo de un portal para la excavación de un túnel conjunta dos de los grandes tópicos que se tratan en la geotecnia. Tanto la estabilidad del talud, como la del túnel implican análisis que son relativamente comunes dentro de ámbito técnico y cuyas metodologías están claramente descritas, así como los criterios que se deben cumplir para su excavación.

Al momento de iniciar las labores de avance del túnel, se presenta una condición en donde la excavación a desarrollar carecerá de confinamiento en una de caras frontales condicionando el progreso del proyecto a una situación que se entreteje entre el talud y el túnel; llamada comúnmente “portal”.

Dada la importancia de este tema, en esta tesis se recopila una serie de criterios prácticos, formados a partir de artículos, manuales y libros, aplicables al análisis de estabilidad de los taludes que conforman los portales de túneles de carretera.

Inicialmente, se describen las problemáticas geotécnicas que generalmente se manifiestan en los portales y se mencionan factores a tener en cuenta en el diseño de portales como son los geométricos, económicos, geológicos, geotécnicos, medioambientales y estéticos.

Por otro lado, se ha elaborado un conjunto de modelizaciones bidimensionales y tridimensionales, con el propósito de evaluar el comportamiento esfuerzo - deformación de los taludes y laderas de dos tipos de portales (sesgado y trinchera) en tres diferentes tipos de calidad (mala, regular y buena) de macizos rocosos. Es preciso comentar que se han considerado los macizos rocosos como medios continuos equivalentes, aplicando el criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado.

A partir de los resultados de desplazamientos totales, deformaciones unitarias cortantes y factores de seguridad obtenidos mediante los modelos numéricos ejecutados, se han desarrollado gráficas, tablas y recomendaciones que pueden ser útiles para el análisis y diseño geotécnico de portales. Es necesario aclarar que las deducciones plasmadas en ésta tesis son aplicables a portales de túneles carreteros que cuenten con las condiciones típicas indicadas, tanto geométricas como geomecánicas.

## 1.2 OBJETIVOS.

### 1.1.1. Objetivo general.

El objetivo general de esta tesis es mostrar los criterios que existen para evaluar el comportamiento del emportalamiento de túneles carreteros en roca. Además se entregan los resultados de una serie de análisis realizados a dos configuraciones de portales consideradas “tipo”, los que muestran la estabilidad de la excavación considerando condiciones de macizos rocosos homogéneos y continuos (las condiciones más comunes de acuerdo a la literatura).

Adicionalmente, se proporciona una recopilación de recomendaciones sobre las medidas de estabilización que se deben considerar de acuerdo al tipo de inestabilidad que se encuentre en la ladera donde ingresará el túnel.

### 1.1.2. Objetivos específicos.

- Describir las principales problemáticas que se pueden presentar en el desarrollo de emportalamientos para túneles, considerando los inconvenientes que pueden aparecer por factores geológico-geotécnicos, geométricos, económicos y medioambientales, de acuerdo con la descripción de los eventos destacados que se encuentren en la literatura.
- Señalar cuáles son los principales y más reconocidos criterios tanto empíricos, analíticos (análisis de equilibrio límite) y numéricos (análisis tenso-deformacionales) que se emplean para el análisis y diseño de portales, (excavación, talud frontal y taludes laterales).
- Especificar los métodos que son comúnmente usados para estabilizar el terreno del portal, el proceso de su aplicación y los resultados esperados de su comportamiento.
- Evaluar la influencia que tienen los parámetros de importancia en la geotecnia al respecto de la estabilidad que los portales deben de presentar. Esta evaluación se realizará para un túnel carretero de geometría típica. Los parámetros a verificar serán los relacionados con la calidad de la roca, donde se desarrollará el portal.

- Generar resultados a través de tablas y/o gráficas, que permitan tomar decisiones con respecto a la estabilidad potencial de los portales de túneles, con el uso de características geométricas y calidades de roca.

### 1.3 GENERALIDADES ACERCA DE LOS PORTALES EN TÚNELES.

El emportalamiento de túneles en laderas, es una actividad requerida en el desarrollo de proyectos de excavación subterránea, cuyo objetivo inicial es permitir la entrada al túnel de personal, aire limpio, agua, energía, materiales, maquinaria, etc., y la evacuación de escombros, aire y agua contaminados, desechos, personal, maquinaria, etc. (Romana, 2005). En este sentido, es necesario realizar un diseño conservador para evitar efectos negativos de inestabilidad que afecten la construcción y posterior operación del túnel.

En general, los portales deberán tener como objetivo la estabilidad (INVIAS, 2015). Según Pérez (2016), es necesario analizar la estabilidad de los taludes del portal para poder penetrar lo suficiente en el macizo rocoso y comenzar la excavación del túnel con suficiente seguridad. Esta estabilidad puede lograrse de acuerdo a la condición del terreno en sí (auto-estable) o bien empleando medidas de estabilización geotécnica. La decisión de uso o no de medidas de estabilización dependerá de los resultados obtenidos en los análisis geotécnicos, tomando en consideración el tipo de obra para la que se diseña el portal y el tiempo de vida de la obra en sí.

La estabilización de los portales deberá realizarse de tal manera que se cause la menor perturbación posible al entorno y el medio ambiente, protegiendo tanto los taludes, como la excavación de inicio del túnel y la ladera en donde este se desarrollará. En general, deberán de considerarse las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del terreno, la influencia de las condiciones meteorológicas, ambientales y sísmicas de la zona.

Un punto de interés será la consideración de la geometría del túnel y la rigurosidad del procedimiento constructivo, el cual se debe considerar como parte medular del proceso de construcción de un portal, dadas las perturbaciones que se generarán en la ladera.

Siendo los portales la parte visible del túnel desde el exterior, se hacen imprescindibles criterios de diseño como también de integración con el entorno, para que su impacto visual sea agradable para el usuario.

## 1.2.1 Definición de portal

El portal de un túnel se puede definir como la intersección entre una ladera excavada y un túnel. De esta forma, el portal vincula dos entornos distintos: el espacio exterior, compuesto por los taludes laterales y el talud frontal, y el espacio interior del túnel, constituido por los primeros metros de la excavación subterránea. En este sentido, el portal se convierte en un punto singular que cuenta con características comunes a ambos (Ortuño, 1998).

Según Romana (2005), el hecho de que los taludes queden debilitados por la excavación del túnel en su pie y que la excavación del túnel pierda las ventajas tensionales que genera la tridimensionalidad del frente cuando éste se encuentra a cierta profundidad, debido a la proximidad del talud, hace que sea una de las zonas más delicadas de todo el túnel (Figura 1-1).

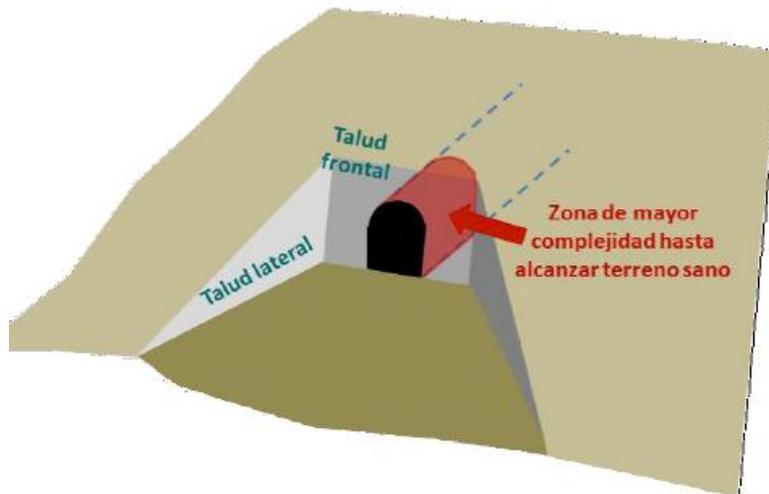


Figura 1-1. Configuración básica de un portal. Fuente: Pérez, 2016

Aunque no existe un criterio definitivo sobre el límite de la zona de portal, generalmente, se considera que los primeros 15 a 30 m del túnel deben recibir un mayor reforzamiento que el resto (MTC, 2014). Adicionalmente, a estas circunstancias debe añadirse que al estar el portal próximo a la superficie, el macizo rocoso suele estar más alterado y descomprimido que en el interior del túnel. Las inestabilidades en la clave, los hastiales o el frente, multiplican sus efectos al encontrarse cerca a la superficie del terreno, provocando daños graves como el colapso del túnel.

## 1.2.2 Partes de un portal

Las principales partes que configuran un portal son: 1) el talud frontal donde se llevará a cabo la excavación del túnel y 2) los taludes laterales, los cuales se ubican a los lados del talud frontal tal como se presenta en la Figura 1-2.



Figura 1-2. Taludes de un portal. Fuente: Gutiérrez, 2010

La Figura 1-2 muestra la configuración típica de un portal, no obstante, ésta puede variar dependiendo de las condiciones topográficas de la zona donde se emplazará la obra. Por ejemplo, los taludes laterales generalmente no tendrán la misma altura, incluso, puede ocurrir el caso en el que tan solo se tenga uno de los taludes laterales o que no haya ninguno y únicamente se cuente con el talud frontal.

Según el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera del Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVÍAS (2015), los elementos que conforman al portal son los siguientes (Figura 1-3):

*Boca del túnel:* la boca del túnel constituye la entrada al túnel. Durante la etapa de inicio de excavación se la llama el frontón del túnel, el cual avanza con la excavación del túnel.

*Talud frontal:* es el talud que generalmente es perpendicular al eje del túnel. Se forma por la intersección con la geometría del terreno natural, de acuerdo con las condiciones de la vía nueva y el tamaño del túnel.

*Taludes laterales:* son los taludes que se forman por la intersección de la geometría del terreno natural y las condiciones de la vía. Dependiendo de la topografía de la zona y del planteamiento geométrico de la vía se pueden generar cortes laterales a un solo lado, a ambos costados de la vía, o no generarse.

*Túnel falso:* el túnel falso es la ampliación de la longitud del túnel con una estructura usualmente de concreto que tiene la forma del túnel. Éste es usado para la protección de la entrada al túnel contra caída de bloques, deslizamientos o para contención de los taludes que forman el portal.

*Vía a superficie:* ésta se forma por la interacción de los taludes laterales y la rasante de la vía proyectada.



Figura 1-3. Elementos del portal de un túnel. Fuente: INVIAS, 2015

### 1.2.3 Tipos de portales

Según López (2011), los portales pueden tipificarse de la siguiente manera:

Dependiendo de la geometría del portal:

- Portal abierto: en una ladera plana y con un desarrollo importante.
- Portal cerrado: en el fondo de una trinchera profunda.
- Portal a media ladera.

Dependiendo del ángulo de ataque del túnel a la ladera:

- Portal frontal: eje del túnel perpendicular a la ladera.
- Portal desviado: eje del túnel oblicuo o incluso paralelo a la ladera.

Dependiendo de la posición de las bocas del túnel:

- *Bocas retranqueadas en plano horizontal*: La rasante de dos túneles paralelos está en la misma cota, pero en diferente abscisa.
- *Bocas retranqueadas en el plano vertical*: La rasante de dos túneles paralelos está en diferente cota, pero en la misma abscisa.

Por su parte, el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera del Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVÍAS (2015), señala los siguientes tipos de portales:

*Portal en “V” o encajonado*: Es la típica tipología encontrada en la mayoría de los portales, ya que se obtiene una “adecuada” cobertura tanto vertical como horizontal. Esta tipología generalmente ofrece mayor estabilidad en la excavación del portal, provocando una disminución en la excavación y sostenimiento del túnel.

Componentes de un portal en “V” o encajonado:

- 2 cortes laterales.
- 1 corte del frontón.

Su objetivo es obtener coberturas verticales y laterales mayores a 1 diámetro.



Figura 1-4. Portal en “V” o encajonado. Fuente: INVÍAS, 2015

*Portales en “L” o a media ladera:* Estos portales se hacen principalmente en zonas escarpadas en donde se dificulta lograr una cobertura apropiada. La característica de este tipo de portales es un talud lateral de una altura considerable, además de una cobertura lateral baja. La mayoría de portales realizados en Colombia son de este tipo, debido a la agreste topografía que se presenta en las tres cordilleras colombianas. Esta tipología se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel.

Componentes de un portal en “L” o a media ladera:

- 1 corte lateral.
- 1 corte del frontón.

Su objetivo es obtener cobertura lateral mínima para poder excavar el túnel.



Figura 1-5. Portal en “L” o media ladera. Fuente: INVIAS, 2015

*Portales en “C” o sesgados:* Estos portales crean cortes bajos que acondicionan el terreno para la construcción del portal. Son apropiados ambientalmente ya que reducen la deforestación y el movimiento de tierras.

Esta tipología se acomoda a la geometría del terreno y al alineamiento del túnel, usualmente se manejan bajos volúmenes de excavación, y la afectación predial y ambiental es mínima. Es necesario realizar el análisis de interacción túnel – talud. Se requiere realizar el diseño en 3D y cotejar los datos con el diseño 2D.

Componentes de un portal en “C” o sesgado:

- Pueden tener un corte o no tenerlo.
- Túnel falso

Su objetivo es adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.



Figura 1-6. Portal en “C” o sesgado. Fuente: INVIAS, 2015

*Portales en “T” o perpendiculares:* Estos portales se presentan cuando el eje del túnel es perpendicular a la superficie del terreno natural y se caracteriza, por lo general, por cortes bajos. La principal dificultad de este tipo de portales es lograr la perpendicularidad de los dos elementos. Se requiere simular el modo de falla tipo “chimenea” durante las etapas de excavación del túnel al igual que un análisis de interacción túnel – talud.

La tipología tipo “T” se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel. Tiene bajos volúmenes de excavación. Es de fácil integración estética por sus bajos cortes.

Componentes de un portal en “T” o perpendicular:

- Pueden tener un corte o no tenerlo.
- Túnel falso

*Portales en “U” o herradura:* Estos portales usualmente se usan cuando se presentan obstáculos que impiden aumentar los cortes para llegar a una cobertura apropiada para el túnel. Generalmente, se presentan en suelos y cerca de vías o predios, que impiden crear cortes mayores. Requieren la implementación de métodos auxiliares para su construcción.

La tipología tipo “U” se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel, tiene bajos volúmenes de excavación, y es de fácil integración estética por sus bajos cortes. Esta configuración presenta un portal altamente estético y amigable con el ambiente.

Igual que para la tipología del portal tipo “T”, se requiere realizar un análisis que evalúe la posible formación de “chimeneas” durante las etapas de excavación del túnel y un análisis de interacción túnel – talud.

Componentes de un portal en “U” o herradura

- Pueden tener un corte curvo en “U” que define la zona del portal
- Túnel falso

Su objetivo es adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente



Figura 1-7. Portal en “T” o perpendicular. Fuente: INVIAS, 2015

*Portales en “E” o estructurales:* Usualmente se usan por protección ante inestabilidades laterales en los cortes de los portales, o simplemente por motivos estéticos. Sin embargo, estas estructuras se instalan para facilitar la construcción del portal y excavación del túnel, y para garantizar la seguridad de equipos y trabajadores. Su geometría no es estándar y va en conjunto con alguna de las anteriores tipologías.

Se debe evaluar si la estructura propuesta cumple solo propósitos estéticos o puede estar expuesta a desprendimientos y/o caída de bloques, para lo cual la estructura deberá estar diseñada para soportar sobrecarga y/o impacto.

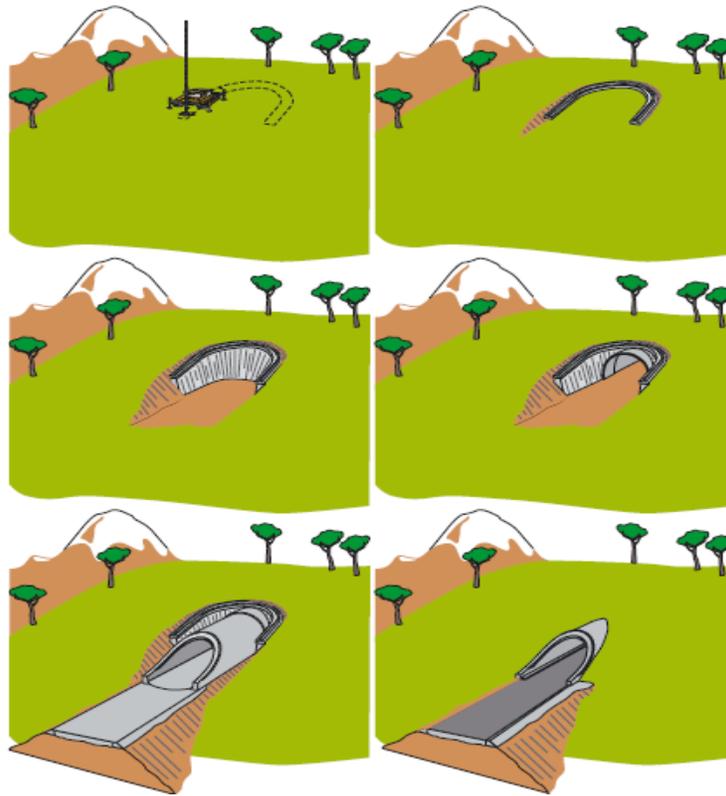


Figura 1-8. Etapas constructivas del portal en "U" o herradura.  
Fuente: Lunardi, 2008

En resumen, los portales para túneles de carretera se pueden agrupar en las siguientes tipologías (Tabla 1-1):

Tabla 1-1. Tipologías de portales

Tipo de portal	Componentes	Objetivo
En "V" o encajonado	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2 cortes laterales.</li> <li>• 1 corte del frontón.</li> </ul>	Obtener coberturas verticales y laterales mayores a 1 diámetro
En "L" o a media ladera	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1 corte lateral.</li> <li>• 1 corte del frontón.</li> </ul>	Obtener cobertura lateral mínima para poder excavar el túnel.
En "C" o sesgado	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pueden tener un corte o no tenerlo.</li> <li>• Túnel falso</li> </ul>	Adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.

Tipo de portal	Componentes	Objetivo
En "T" o perpendicular	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pueden tener un corte o no tenerlo.</li> <li>• Túnel falso</li> </ul>	Adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.
En "U" o herradura	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pueden tener un corte curvo en "U" que define la zona del portal</li> <li>• Túnel falso</li> </ul>	Adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.

#### 1.2.4 Consideraciones generales para el diseño de portales

Los puntos preliminares de importancia en el diseño de los portales son los siguientes (INVÍAS, 2015):

- a) Localización señalada por el proyecto en sí y proclive a cambiar de acuerdo a las condiciones geológicas-geotécnicas del sitio (tipo de material, presencia de estructuras geológicas, grado de alteración del macizo, presencia de agua, etc.).
- b) Forma y posición, definidas por la topografía de las laderas, el ángulo de incidencia del trazado del túnel sobre el terreno y la inclinación de los taludes (frontal y laterales).
- c) Apariencia externa, definida por la integración con el medio ambiente y la sensación de seguridad que debe transmitir el portal a sus usuarios.

La localización del portal debe adecuarse a los requerimientos del diseño geométrico del túnel y las vías de acceso a éste. Su ubicación y forma deben seleccionarse tomando en cuenta aspectos tales como la topografía y la geología local, la capacidad de auto-soporte del terreno, la estabilidad del talud, las estructuras vecinas y el método de construcción. En general, deberá tenerse en cuenta que el diseño del portal debe considerar la protección de las zonas aledañas ante deslizamientos, caída de rocas y avalanchas que provengan de la superficie del talud.

La apariencia externa y la forma del portal deben determinarse de acuerdo al uso del túnel, y mantener la compatibilidad con el ambiente y el paisaje natural circundante. Se debe controlar el volumen de excavación del portal, la afectación predial, la afectación ambiental y la duración de la excavación.

## CAPÍTULO 1

---

Durante la etapa de diseño es fundamental elaborar un modelo del terreno detallado en el área de influencia del portal (información topográfica, geológica, hidrogeológica, perforaciones, ensayos de laboratorio, información proveniente de la geofísica, etc.).

Adicionalmente, para el diseño de los taludes en los portales se deben tener en cuenta las condiciones de los materiales a intervenir y definir de antemano la tipología de los deslizamientos o inestabilidades más habituales según sea el caso, con lo que se logrará realizar un análisis de estabilidad acorde a las condiciones del terreno y poder efectuar lo más acertadamente posible las intervenciones que se requieran, maximizando la seguridad del portal en el momento de inicial la excavación y su posterior vida de servicio.

## **CAPÍTULO 2. FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS PORTALES**

Según INVIAS (2015), las zonas de portales se caracterizan por la presencia de material meteorizado y desconfinado. Los portales usualmente se construyen de tal forma que el talud frontal quede perpendicular al alineamiento horizontal del túnel. Sin embargo, la historia de la construcción de túneles, ha registrado varios problemas asociados a portales perpendiculares, incluyendo:

- Deslizamientos de falla plana.
- Deslizamientos rotacionales.
- Caída de grandes bloques.

Por otra parte, la construcción de portales sesgados que han tratado de seguir el trazado de la topografía natural y no la del eje del túnel, ha presentado los siguientes problemas:

- Grandes deslizamientos.
- Afectación potencial de la ladera por las asimetrías que generan cargas excéntricas que afectan directamente la estabilidad del túnel y del talud.

Entre algunos de los problemas registrados en portales de túneles de carreteras en México, se pueden describir los siguientes:

Consultec (2011) menciona que durante la excavación de la sección media superior del túnel Baluarte en el portal Durango, colapsó un bloque de gran tamaño en el talud frontal. El bloque colapsado se encontraba definido por dos fracturas (una no identificada en el levantamiento geológico) que provocaron la salida del bloque al perder el apoyo en el pie debido a la excavación. En el colapso ocurrió: 1) deslizamiento sobre el plano inclinado de la fractura y 2) volcamiento, por giro en su base.

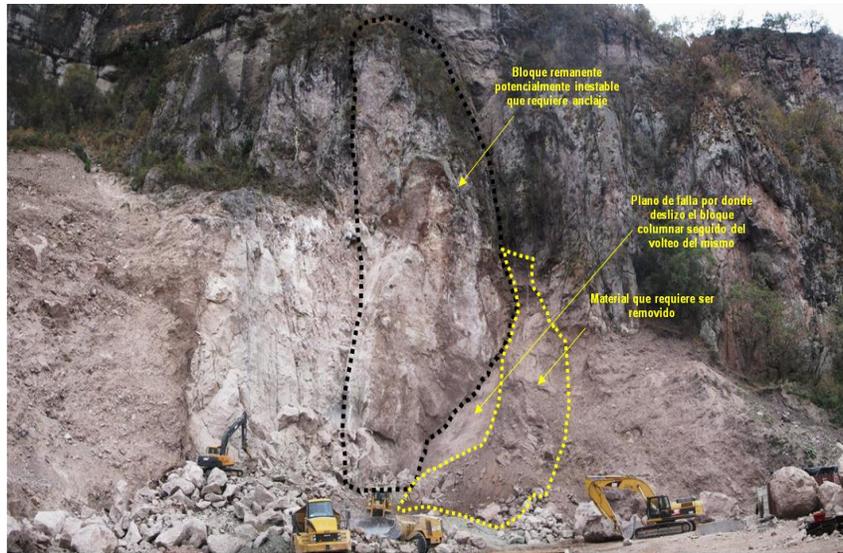


Figura 2-1. Definición del bloque colapsado en el portal Durango del túnel Baluarte.  
Fuente: Consultec, 2011

De acuerdo con un reporte elaborado por Consultec en 2013, luego de intensas lluvias registradas en la carretera México – Acapulco, se produjeron caídos en el portal México de los túneles Agua de Obispo. Se encontraron desprendimientos superficiales (desconchamientos) en la parte alta del talud frontal, ocasionados por el flujo de agua superficial y la saturación del terreno.



Figura 2-2. Zona del portal México de los túneles Agua de Obispo donde ocurrió el desprendimiento. Fuente: Consultec, 2011

## CAPÍTULO 2

Según Consultec (2014), en la carretera Mitla – Entronque Tehuantepec II se presentó el desprendimiento de bloques de rocas en la sección media superior del túnel Cerro de Apazcle, posterior a la ejecución de la excavación mediante el uso de explosivos,. La magnitud del caído alcanzó la superficie del talud frontal, donde se exteriorizó una pequeña oquedad.



Figura 2-3. Aspecto general del portal Tehuantepec del túnel Cerro de Apazcle.  
Fuente: Consultec, 2014

La Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (Koyama, 1997) en su documento, “Estándares Japoneses para Túneles de Montaña”, enlista y describe siete tipos de problemas típicos que pueden tener lugar en portales (Tabla 2-1). Esta lista puede servir cuando se consideren varias opciones de diseño del portal.

Tabla 2-1. Posibles problemas en el portal y consideraciones de diseño.  
Fuente: Koyama, 1997.

Problema	Consideración	Solución
Falla del talud o deslizamiento	Construir en la zona de portal a veces induce fallas en el talud o deslizamientos. Esto es atribuible al aflojamiento debido a la excavación del túnel o al talud de corte por la construcción del portal. Cuando hay una posibilidad de falla del talud o deslizamiento del terreno debido a la excavación del túnel, se deben tomar medidas para proteger el talud previo a la excavación.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Mover el portal a un lugar más favorable.</li> <li>■ Estabilizar el deslizamiento:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Instalar sub-drenajes y/o modificar las vías de drenaje de superficie</li> <li>- Descargar la cresta</li> <li>- Contrafuerte en el frente</li> <li>- Muro en el frente</li> <li>- Anclajes de alta capacidad</li> </ul> </li> </ul>

## CAPÍTULO 2

Problema	Consideración	Solución
Presión asimétrica	La presión asimétrica puede actuar sobre la sección del túnel, produciendo grandes esfuerzos en el túnel en función de las posiciones de talud y túnel. A menos que el túnel se estabilice, se requieren medidas para equilibrar la presión de tierras mediante el uso de un relleno como contrapeso o la estabilización de los taludes.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Aumento del soporte del terreno sobre el lado con presiones altas.</li> <li>■ Descarga de la cresta sobre el lado con presión.</li> </ul>
Insuficiente capacidad de carga del terreno	En la zona del portal, donde la profundidad del terreno es pequeña, a veces puede actuar sobre el túnel la carga total. El suelo en la zona del portal consiste en depósitos no consolidados o que se encuentran en una zona alterada, de manera que la base sufre a menudo de asentamientos o deformaciones debidas a la insuficiente capacidad de soporte del suelo. No sólo el diseño del portal sino también el método de construcción debe hacerse de forma que se puede obtener la capacidad de carga requerida.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Mejoramiento del terreno en áreas inestables antes de la excavación.</li> </ul>
Colapso del frente	En la zona de portal, el suelo es a menudo débil y mal consolidado. Incluso cuando el terreno se compone de rocas duras, las fallas o zonas de falla pueden inducir el desarrollo de fracturas. Por esta razón, el tiempo de espera en el frente es corto en muchos casos. Cuando el frente no se soporta por un tiempo suficientemente largo, se debe estudiar la adopción de un método auxiliar para evitar el colapso del frente.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Pre-soporte a lo largo de la corona, como paraguas de enfilajes.</li> <li>■ Mejoramiento del terreno antes de la excavación.</li> </ul>
Asentamiento de la superficie del terreno	En la zona de portal, el pequeño recubrimiento, la insuficiente capacidad de carga del terreno y el insuficiente tiempo de espera en el frente pueden impactar en los asentamientos, transportándolos a la superficie del terreno. Para las estructuras a nivel del terreno para las que el asentamiento debe ser restringido, se deben tomar	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Pequeñas excavaciones y avances más cortos.</li> <li>■ Incremento del pre-soporte y del soporte del terreno.</li> </ul>

## CAPÍTULO 2

Problema	Consideración	Solución
	medidas adecuadas para evitar cualquier problema y adoptar métodos auxiliares siempre que sean necesarios.	
Caída de rocas, flujo de detritos o zonas de avalancha	La zona de portal tiene que ser ubicada en un lugar libre de caídas de rocas, flujos de detritos o avalanchas. Cuando dicha posición del portal no es posible, se deben tomar las medidas adecuadas frente a posibles desastres.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Mover el portal a una zona más favorable.</li> <li>■ Desincrustar piezas sueltas en el avance.</li> <li>■ Redes de control de desprendimientos de rocas u otras estructuras de control.</li> <li>■ Medidas de estabilización en zonas de avalancha.</li> <li>■ Estructuras de derivación para cambiar la ruta de la avalancha lejos del portal.</li> <li>■ Pre-soporte extendido más allá de la boca del túnel para capturar y/o desviar los detritos.</li> </ul>
Estructuras vecinas	Deben ser estudiados los impactos de la construcción de túneles en las estructuras existente, tales como casas, torres metálicas, carreteras y ferrocarriles, y el efecto del ruido y el escape de gases después de que el túnel haya entrado en servicio.	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Mover el portal lejos de la estructura sensible.</li> <li>■ Aumentar el soporte del terreno o pre-soporte para evitar el movimiento.</li> <li>■ Apuntalar las estructuras de fundación.</li> <li>■ Inyecciones de compensación.</li> </ul>

### 2.1 INESTABILIDADES EN PORTALES

En el portal de un túnel, se deben considerar tres tipos de inestabilidades principales (López, 2011):

- 1) las debidas a las roturas e inestabilidades propias del talud, en general, por su forma (esto es, por el mecanismo de movilización y por la profundidad de la superficie de falla o rotura).
- 2) las debidas a la interacción (intersección) entre el talud y el túnel. Estarán en función de la forma geométrica de aproximación del túnel al talud, esto es, de la trinchera, acceso y/o ladera frontal al portal, así como del "ángulo

de ataque", que es el ángulo formado por el eje del túnel y en la dirección de buzamiento del talud (dirección de su máxima pendiente).

3) las debidas al hundimiento posterior del propio túnel que se sitúa en un punto crítico, al pie del talud, lo cual también genera, lógicamente, la inestabilidad del mismo en caso de ocurrencia.

De esta manera, una posible clasificación de las inestabilidades en los portales podría ser la que se presenta en la Figura 2-4, Figura 2-5 y Figura 2-6:

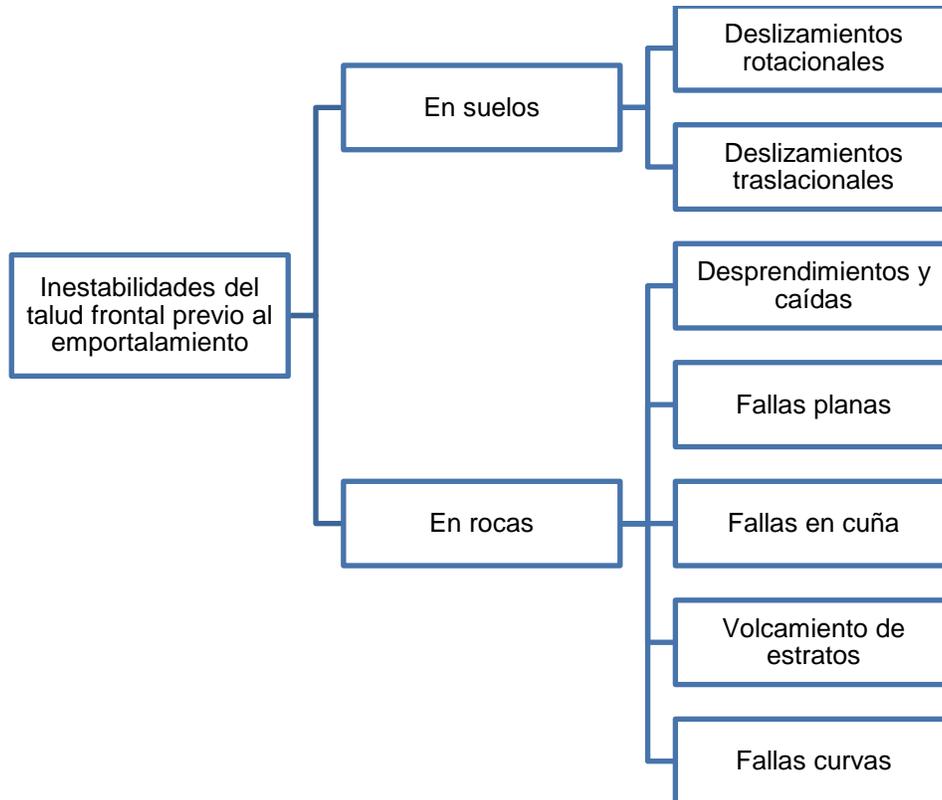


Figura 2-4. Inestabilidades del talud frontal previo al emportalamiento.



Figura 2-5. Inestabilidades debidas a la interacción entre talud y túnel.

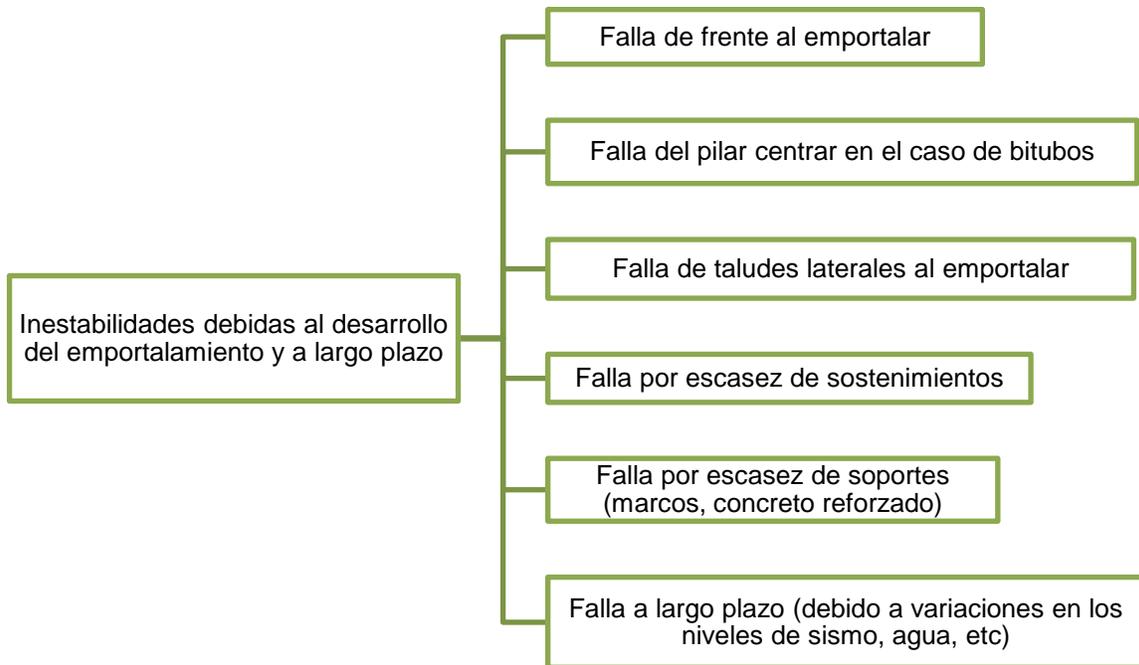
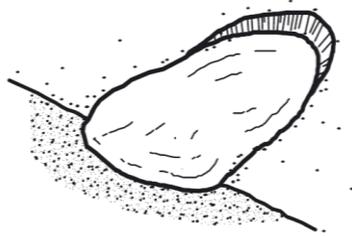
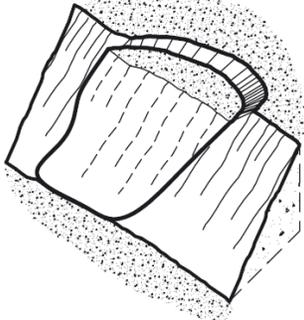
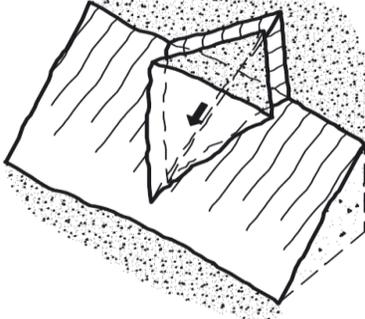


Figura 2-6. Inestabilidades debidas al desarrollo del emportalamiento y a largo plazo.

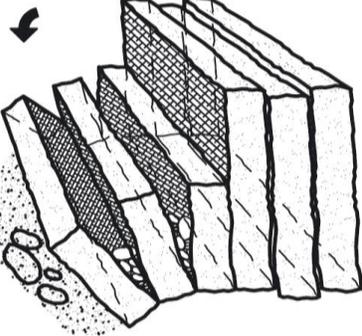
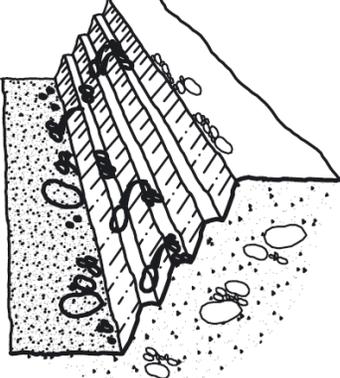
**2.1.1 Inestabilidades del talud previo al emportalamiento**

Lunardi (2008), planteó que durante la excavación de los taludes de portales pueden manifestarse las siguientes inestabilidades (Tabla 2-2):

Tabla 2-2. Manifestaciones de inestabilidad que ocurren en la excavación de portales.  
Fuente: Lunardi, 2008

Estructura	Problemas típicos	Parámetros típicos
 <p data-bbox="240 819 592 892">Portales en terrenos sujetos a deslizamientos</p>	<p data-bbox="641 630 998 955">Fallas complejas con superficies de deslizamiento sub-circular a lo largo de una falla u otras discontinuidades estructurales que pueden afectar la matriz</p>	<ul data-bbox="1031 556 1388 1039" style="list-style-type: none"> <li>• Presencia regional de fallas.</li> <li>• Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento.</li> <li>• Distribución del agua subterránea en el talud, como consecuencia de la lluvia o sumersión del pie del talud en particular.</li> <li>• Carga sísmica potencial.</li> </ul>
 <p data-bbox="256 1407 560 1512">Portales en suelos o macizos rocosos altamente fracturados</p>	<p data-bbox="641 1186 998 1386">Fallas a lo largo de una superficie en forma de cuchara, en suelos o en macizos rocosos fracturados</p>	<ul data-bbox="1031 1102 1388 1386" style="list-style-type: none"> <li>• Altura y pendiente del talud.</li> <li>• Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento.</li> <li>• Distribución del agua subterránea en el talud.</li> </ul>
 <p data-bbox="267 1869 560 1900">Portales en macizos</p>	<p data-bbox="641 1533 998 1890">Superficie de deslizamiento plana o en cuña sobre una discontinuidad estructural o a lo largo de una línea sobre la intersección entre dos discontinuidades estructurales.</p>	<ul data-bbox="1031 1533 1388 1890" style="list-style-type: none"> <li>• Altura y pendiente del talud.</li> <li>• Inmersión y dirección de las discontinuidades estructurales</li> <li>• Distribución de aguas subterráneas en el talud</li> <li>• Carga sísmica potencial.</li> </ul>

## CAPÍTULO 2

Estructura	Problemas típicos	Parámetros típicos
<p style="text-align: center;">rocosos moderadamente fracturados</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Secuencia de excavación y operaciones de estabilización.</li> </ul>
 <p style="text-align: center;">Portales en macizos rocosos fracturados sub- verticalmente</p>	<p style="text-align: center;">Volcamiento de columnas separadas del macizo rocoso por discontinuidades verticales, paralelas o sub-paralelas en la cara del talud.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Altura y pendiente del talud.</li> <li>• Inmersión y dirección de las discontinuidades estructurales.</li> <li>• Distribución de aguas subterráneas en el talud.</li> <li>• Carga sísmica potencial.</li> <li>• Secuencia de excavación y operaciones de estabilización.</li> </ul>
 <p style="text-align: center;">Portales en macizos rocosos con pérdida de bloques de roca</p>	<p style="text-align: center;">Deslizamiento, caída y volcamiento de bloques de roca o cantos rodados sobre el talud.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geometría del talud.</li> <li>• Presencia de cantos rodados sueltos.</li> <li>• Presencia de estructuras para detener la caída y rebote de la roca.</li> </ul>

La nomenclatura más comúnmente utilizada en las ciencias geotécnicas para la clasificación de inestabilidades en laderas, se basa en el sistema de clasificación propuesto por Cruden y Varnes (1996). Dentro de esta clasificación (la más utilizada en el mundo) se encuentran los desprendimientos o caídas de rocas, deslizamientos rotacionales y traslacionales (Figura 2-7), y volcamiento de estratos, por flexión y desplome. La descripción detallada de estos tipos de inestabilidades se puede consultar en el libro “Deslizamientos”. Tomo I: Análisis Geotécnico escrito en 2009 por el ingeniero Jaime Suárez Díaz.



Figura 2-7. Izquierda: a) Deslizamiento rotacional en filitas alteradas, en boca de salida del Túnel de Alora, LAV Córdoba-Málaga. Derecha: b) Deslizamiento plano de estratos. Túnel de Eijfjord (Noruega). (Romana, 2005).

### 2.1.2 Inestabilidades debidas a la forma y posición de los taludes con respecto al túnel

Según López Jimeno (2011), la forma de los taludes con respecto al túnel tiene dos tipologías básicas:

- Portal en una ladera plana o casi plana frontal y de desarrollo importante
- Portal en el "fondo" de una trinchera relativamente estrecha, con talud frontal de poco ancho en la base y taludes laterales.

Cuando el talud frontal está bien desarrollado y el ángulo de ataque del túnel es pequeño (esto es, caso en el que son casi perpendiculares el túnel y la dirección horizontal o rumbo del talud), son relativamente frecuentes los problemas de estabilidad, con caídas parciales o incluso fallas planas generalizadas. Especialmente los problemas de volcamiento de estratos suelen sorprender durante la ejecución, a causa de la inclinación vertical o casi vertical del talud frontal, al menos en la parte baja.

Cuando el ángulo de ataque del túnel es grande (esto es, son poco oblicuos o, incluso, cuasi paralelos al túnel y la dirección horizontal del talud) son especialmente frecuentes los problemas de estabilidad, a causa de la asimetría de la excavación del túnel. Si además, la ladera tiene pendiente lateral respecto al túnel, con coberturas diferentes en cada hastial, pueden producirse problemas graves de inestabilidad (Figura 2-8). Esa disposición también agrava los riesgos de colapso sobre la bóveda del túnel, a causa de la asimetría de cargas, con resultante inclinada.

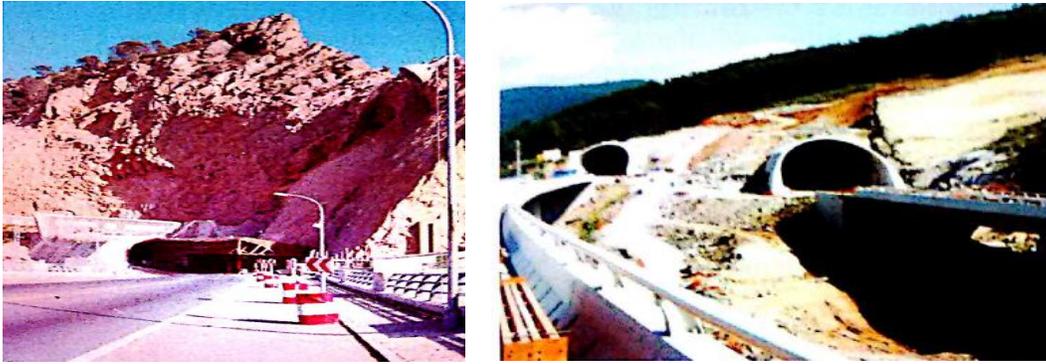


Figura 2-8. Izquierda: Desprendimientos sucesivos por falla plana por estratificación. Boca Oeste Túnel de Contreras en la N-III. Derecha: Falla paralela a la estratificación cerca de la superficie. Túnel de Turonell en la A2. Fuente: Romana, 2005.

Cuando existe una trinchera de acceso relativamente estrecha, el talud frontal tiene poco desarrollo horizontal, y muchas veces los riesgos de inestabilidad del talud no se estudian debidamente, confiando solamente en el efecto tridimensional de la trinchera de acceso y en la dimensión relativamente reducida de la base.

Es evidente que esta geometría reduce el tamaño de las posibles inestabilidades de tipo general, pero no las hace desaparecer. Los deslizamientos planos, o en cuña, tendrán un volumen reducido. En cuanto a los volcamientos, la contención lateral de los taludes de la trinchera suele ser suficiente para que no aparezcan, o para que, si aparecen, no lleguen a la rotura total.

### 2.1.3 Inestabilidades debidas al desarrollo del emportalamiento

Las inestabilidades del talud frontal de un portal tienen las mismas variedades que las de un talud sin túnel, pero además, en los portales, hay que añadir una variedad específica: la falla por hundimiento de una parte del terreno situada sobre el túnel, produciendo un área vacía en la base del talud o una chimenea en las inmediaciones de dicha base, dependiendo de si el colapso sobre el túnel se produce en la misma boca o ligeramente hacia el interior. Este tipo de rotura puede deberse a:

- a) Falla de frente al emportalar.
- b) Falla del pilar central en el caso de bitubos.
- c) Falla de taludes laterales al emportalar.
- d) Falla por escasez de sostenimientos (Figura 2-9).
- e) Falla por escasez de soportes.

- f) Falla a largo plazo (debido a variaciones en los niveles de sismo, agua, etc).



Figura 2-9. Izquierda: Hundimiento de una parte del terreno sobre el túnel en la misma boca. Túnel de Pancorbo. Derecha: Colapso en la misma boca del túnel. Portal Sur. Túneles de Zarimut (Guipuzcoa). Fuente: Romana, 2005.

## 2.2 FACTORES DE IMPORTANCIA EN EL DISEÑO DE PORTALES

La primera medida de diseño de un portal implica su emplazamiento. La geología es la encargada de permitir la elección de la ubicación específica del portal. Al respecto existen varios criterios que permiten decidir cuál es el lugar más adecuado para emplazar el portal del túnel.

### 2.2.1 Factores geométricos y económicos

#### 2.2.1.1 Factores geométricos

De acuerdo con López Jimeno (2011), hay que tener en cuenta en el diseño de los portales la situación provocada por la asimetría del terreno. La asimetría se genera cuando el portal es oblicuo a las curvas de nivel del terreno. En estas condiciones, la trinchera del portal tendrá uno de los taludes laterales de corte más alto que el otro, con lo que existe una importante asimetría de cargas sobre el sostenimiento del túnel. En estos casos, conviene mantener el recubrimiento mínimo, reforzar los hastiales y acortar la longitud de avance en los primeros metros del túnel.

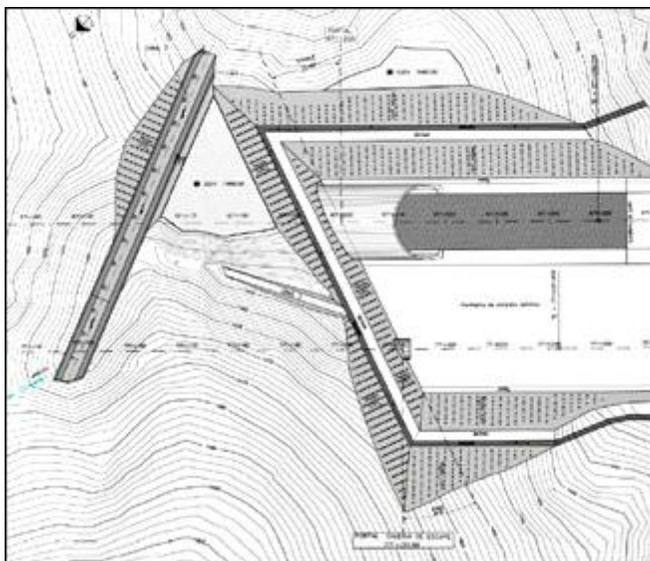


Figura 2-10. Vista en planta del Portal Durango del Túnel Sinaloense, que muestra la oblicuidad del eje túnel con respecto a las curvas de nivel. Fuente: Suárez F., 2012

Como regla general, el portal debe acomodarse a la superficie del terreno, intentando que su sección transversal sea paralela a las curvas de nivel (perpendicular al túnel). No obstante, el hecho de que esta condición pueda ser respetada, depende del trazado que se haya adoptado y, cuando éste tenga un sesgo importante respecto a la superficie del terreno, la mejor solución será sesgar también el portal.

Otro condicionante geométrico que se presenta cuando el túnel consta de dos tubos, es la anchura de la plataforma que se debe excavar. Es conveniente reducir esta anchura para que la altura del talud frontal se minimice y, con ello, se tengan menos problemas de estabilidad. Una forma de conseguir la reducción de la altura del talud frontal consiste en desfasar los portales de cada tubo (Figura 2-11), disminuyendo la altura del talud frontal y contribuyendo a estabilizar la excavación.



Figura 2-11. Túnel S. Elia (Carretera Messina-Palermo): Portal en Messina bajo construcción. Fuente: Lunardi, 2008

### 2.2.1.2 Factores económicos

Pensando en la economía, en ocasiones, podría resultar más rentable iniciar el túnel lo más adentro posible del macizo rocoso, para no tener que emplear medidas de sostenimiento especiales en los metros iniciales del mismo. No obstante, esto es evidente hasta un cierto punto, pues llega un momento en que los taludes de corte empiezan a ser de tal altura que se requieren medidas de estabilización importantes y, por ende, costosas.

Toda esta problemática económica, se resume en que, generalmente, se adopta el criterio de considerar que es más económico la excavación del corte a cielo abierto que la excavación del túnel hasta una altura de talud de 30 m y que a partir de ahí resulta más económica la solución en túnel. Si se realiza un riguroso estudio económico, podría resultar que el conjunto de labores a ejecutar (cortes, túnel falso, remodelación de la superficie y revegetación), no fuese tan económico como la construcción del propio túnel.

Según Sánchez (2017), de acuerdo con las experiencias recogidas a través de la construcción de más de 80 túneles carreteros en México, se ha llegado a la conclusión de que es preferible realizar la excavación subterránea en vez del corte a cielo abierto, cuando el corte tenga una altura promedio mayor a los 30 m a lo largo de por lo menos 100 m. No obstante, la determinación de extender o limitar las dimensiones del corte a cielo abierto y de prolongar o reducir la longitud de excavación del túnel, se debe tomar con base en las condiciones geológico-geotécnicas específicas del proyecto.

### 2.2.2 Factores geológicos y geotécnicos



Figura 2-12. Izquierda: Túnel Glenwood Canyon, Colorado. Fuente: Hung et al, 2009.  
Derecha: Encaje de portal a media ladera. Fuente: MTC de Perú, 2014

Los principales condicionantes geológico-geotécnicos a considerar en el estudio del emplazamiento del portal, son los siguientes:

- *Estabilidad natural*: deslizamientos activos o preexistentes (paleodeslizamientos). En ocasiones existen antiguos movimientos muy lentos de las laderas (por ejemplo, laderas de reptación) en los que, sólo al transcurrir un cierto tiempo, se empiezan a notar los efectos de dicho fenómeno. Este hecho conduce a empujes elevados del terreno, en ocasiones marcadamente asimétricos, que generalmente no se consideran y que provocan fuertes deformaciones e incluso roturas o colapsos del sostenimiento y del revestimiento en los primeros metros del túnel.
- *Inestabilidad inducida*: la excavación de los taludes puede intersectar planos de debilidad o discontinuidades inestables.
- *Resistencia*: la presencia de rocas muy alteradas y depósitos superficiales pueden representar zonas de baja resistencia.
- *Contactos litológicos*: es frecuente encontrar coluviones sobre rocas alteradas o rocas muy alteradas sobre rocas sanas con contactos de baja resistencia.
- *Alterabilidad*: la excavación de los taludes da lugar a superficies rápidamente degradables por meteorización, sobre todo en rocas arcillosas.
- *Descompresión*: en cortes importantes, en general de más de 20 m de altura, los desplazamientos del terreno debidos exclusivamente a la descompresión que

produce la excavación, suelen ser suficientes para que el terreno pase de condiciones pico a residuales, lo cual se traduce en el colapso del talud. Además, la excavación de los taludes del portal puede llegar a provocar la apertura de discontinuidades reduciendo su resistencia.



Figura 2-13. Túnel Salina Cruz, Oaxaca, México. Portal Huatulco que presenta baja calidad del terreno. Fuente: Suárez F., 2012

- *Esfuerzos internos*: en el caso de que el portal se sitúe en el fondo de un valle, se dan las condiciones para que los esfuerzos internos del macizo puedan conducir a situaciones difíciles. En efecto, mientras que los esfuerzos verticales deben ser semejantes a los geostáticos, puede suceder que los esfuerzos horizontales sean mayores (hasta 3 veces) y muy elevados. Este hecho podría generar inestabilidades de la sección, con posible plastificación del terreno en la solera y en la clave, así como la ocurrencia de presiones irregulares sobre el revestimiento posteriormente.
- *Filtraciones*: cuando la excavación intercepta al nivel freático, la red de flujo tiende a fluir hacia el frente de excavación del túnel, incidiendo en la resistencia y la estabilidad.

Para analizar la influencia de cada uno de los aspectos anteriores en la ubicación del portal, será necesario llevar a cabo las investigaciones geológicas y geotécnicas necesarias, poniendo especial énfasis en la obtención del perfil geológico-geotécnico, levantamiento geológico de los afloramientos, descripción de discontinuidades, niveles freáticos, etc. Por otra parte, para poder establecer los puntos más adecuados para colocar el portal del túnel, también suele ser

frecuente realizar perfiles sísmicos de refracción en las zonas de portal, esto con el fin de estimar el espesor de material alterado.

### 2.2.3 Recubrimiento mínimo sobre la excavación del túnel

Como criterio general, para comenzar la excavación del túnel es deseable que exista un recubrimiento suficiente por encima de su clave de manera que se pueda desarrollar un arco auto-portante de terreno. La altura mínima de recubrimiento dependerá en cada caso del tipo de terreno, de sus características geomecánicas y demás factores geotécnicos.



Figura 2-14. Izquierda: Portal con poca cobertura. Derecha: Portal con recubrimiento superior a dos diámetros. Fuente: Suárez F., 2012

Según el U.S. Corps of Engineers, (1997), dado que lo más probable es que el macizo rocoso en la zona del portal sea el más alterado, es habitualmente recomendable contar con un recubrimiento mínimo de al menos dos diámetros por encima de la clave. Según López (2011), en zonas donde la roca es suficientemente sana, es posible reducir este recubrimiento hasta un diámetro.

Lo que resulta evidente es que en los portales que son demasiado someros, no se suele desarrollar bien el "efecto bóveda" en los materiales que quedan por encima de la clave del túnel, lo que puede provocar inestabilidades. Por esta razón, se considera que, desde un punto de vista geotécnico, un portal óptimo es aquel en el que sobre la clave del túnel hay, al menos, un espesor de terreno sano igual al diámetro del túnel. Un procedimiento para ubicar los puntos del portal, se esquematiza en el croquis que se muestra a continuación:

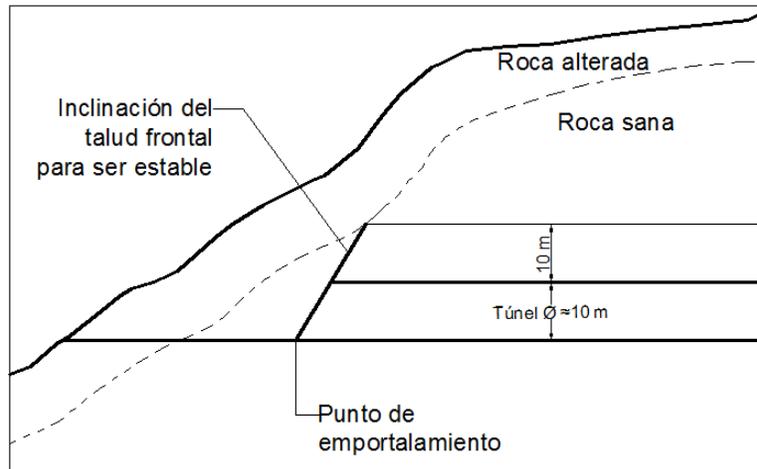


Figura 2-15. Criterio de determinación de la ubicación del portal de un túnel.  
Fuente: López, 2011

También es posible iniciar la excavación de un túnel con coberturas de menor espesor (3 - 4 m), siempre y cuando se haga en roca sana y se realice la excavación con precauciones y se adopten medidas de sostenimientos adicionales como la aplicación de tratamientos especiales tipo jet-grouting (Figura 2-16). Sin embargo, estas medidas encarecen notablemente la ejecución, por lo que no se adoptan salvo causas concretas que obliguen a ello.

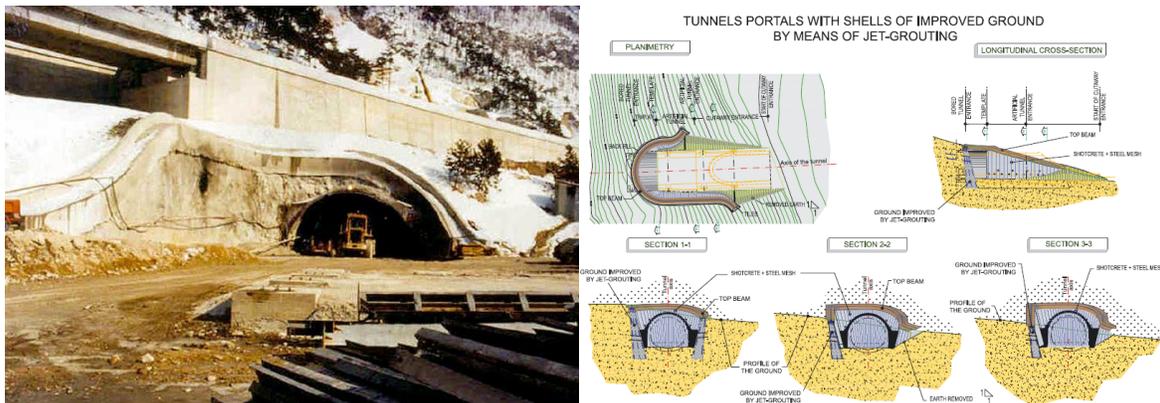


Figura 2-16. Portal de túnel con mejoramiento del terreno mediante jet-grouting.  
Fuente: Lunardi, 2008

Cuando se utilizan túneles paralelos, el ancho del pilar central es crítico. Bajo condiciones ideales, Richards y Ross-Brown (2013) recomiendan dejar como mínimo dos diámetros de túnel entre entradas de túneles adyacentes, para reducir la concentración de esfuerzos en el pilar.

Sin embargo, las restricciones de la topografía montañosa pueden hacer que no sea posible garantizar este ancho. Algunas veces es necesario reducir al ancho del pilar a un diámetro o incluso menos, lo cual implica usar pre-soporte en el pilar central antes de construir el segundo túnel.



Figura 2-17. Portales del túnel Donnersberg (Austria).  
Fuente: Richards y Ross-Brown, 2013

### 2.2.4 Factores medioambientales y estéticos

Como lo menciona López Jimeno (2011), el portal es la única parte del túnel que es visible, por lo que es imprescindible que su diseño y su posterior ejecución, resulte adecuada con el entorno y, de ser posible, integrada en el mismo.

Es por ello que, resulta conveniente intentar que estéticamente sea agradable y que encaje dentro del entorno general, tanto en el paisaje, como el resto de la infraestructura. La tendencia actual se orienta a lograr que el portal desentone lo menos posible con su entorno. Esta tendencia no sólo pretende perturbar lo menos posible al paisaje, sino además evitar la posible distracción de los usuarios.

Aunque se intente minimizar y optimizar la altura de los taludes del portal, en ocasiones, ésta sigue resultando excesiva para lograr una correcta integración ambiental. Está claro que la tendencia actual se orienta a que las actividades humanas distorsionen lo menos posible el espacio natural.

Como criterio general, y atendiendo a la estética, se debe tender a emportalar con poca cobertura, de forma que luego se pueda ocultar o disimular el corte. En ocasiones, resulta indispensable diseñar un túnel falso, el cual debe resistir las cargas impuestas por el relleno de material colocado sobre este, con el fin de lograr una remodelación aceptable de la superficie final. La longitud del túnel falso

debe ser optimizada en cada caso, teniendo en cuenta las dimensiones de los taludes provisionales y la pendiente de la superficie final.



Figura 2-18. Restitución mediante relleno de la pendiente natural de la ladera del portal de los túneles de Malenchini, Italia. Fuente: Lunardi, 2008

De acuerdo con la práctica habitual, los taludes del portal durante la obra suelen ser más altos e inclinados que los taludes definitivos del túnel, ya que éstos deben integrarse en la superficie natural del terreno. Con frecuencia, los taludes definitivos cuentan con una inclinación que va desde 3H:2V hasta una inclinación aún más tendida de 2H:1V (López, 2011).

El talud de entrada del túnel a menudo se estabiliza mediante un recubrimiento de concreto lanzado, el cual destruye al medio ambiente natural y deja un daño ecológico duradero. El nuevo concepto ecológico del paisaje del portal presta mucha más atención al mantenimiento y la restauración de la vegetación de la ladera, que no sólo ayuda a estabilizar los taludes a través del desarrollo de sistemas de raíces de plantas, sino que también reduce la erosión del suelo y la escorrentía; además contribuye a disminuir el impacto ambiental del portal del túnel.

## **CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE PORTALES**

Los portales de un túnel deben ser seguros, económicos y compatibles con todas las restricciones aplicadas al proyecto. El análisis debe estar soportado por criterios de ingeniería, guiados por teorías y conceptos, como la estabilidad o el análisis de deformaciones (INVIAS, 2015).

Los portales suelen causar situaciones de gran dificultad, debido fundamentalmente a la inestabilidad de los taludes de corte del portal y a la propia estabilidad de la zona más exterior del túnel. Según López Jimeno (2011), hay que tener presente que, en todos los casos, la construcción de un portal modifica desfavorablemente la pendiente natural del terreno, lo cual provoca que disminuya el factor de seguridad preexistente antes del inicio del portal.

Es importante considerar que las fases de análisis y diseño de la estabilidad del portal de un túnel incluyen tres niveles:

- 1) Evaluación de la estabilidad de la excavación de los taludes (a cielo abierto) requeridos para generar el portal.
- 2) Revisión de la estabilidad en la intersección entre talud y túnel.
- 3) Evaluación de la respuesta del talud a la excavación subterránea generada a corto y largo plazo.

En general, en la literatura técnica, las publicaciones relacionadas con el tema del análisis de la estabilidad de portales están enfocadas en la primera etapa mencionada (evaluación de la estabilidad de la excavación de los taludes a cielo abierto requeridos para generar el portal), desestimando la relevancia de las otras dos etapas señaladas anteriormente.

Al respecto de las recomendaciones existentes para la revisión de la estabilidad de portales de túneles, las normas del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias - ADIF (2008) dicen, lo siguiente:

- En los portales debe comprobarse la estabilidad del talud frontal frente a deslizamientos generales de la ladera, para lo cual puede utilizarse cualquiera de los modelos que existen respecto a superficies de falla curvas o sobre comportamiento de cuñas y bloques potencialmente inestables. Es obligado tener en cuenta en estos cálculos el debilitamiento causado en el talud por la propia excavación del túnel.

- Los taludes de portales deben proyectarse con una inclinación mixta, reservando las mayores inclinaciones (aprox. 1H:5V) para el frente del portal (hasta unos 3-5 m por encima de la clave del túnel) donde se ejecutaría, el paraguas de protección. Por encima de esa cota no debería superarse la pendiente 1H:2V o incluso el 1H:1,5V, ya que pueden plantearse problemas en la fase de excavación, antes de colocar pernos en el talud. Por supuesto, las coberturas flojas, como los coluviones, requieren taludes más tendidos.
- Si el terreno del talud frontal es de baja calidad geotécnica será necesario proyectar medios especiales para su estabilización, como anclajes, concreto lanzado, refuerzo del terreno, etc. así como medios de captación y drenaje en caso de afloramiento de agua en el talud. Para el encaje de la sección del túnel se buscará un plano que sea lo más vertical posible en la parte inferior del frente de ataque, y que tenga una cobertura tal que garantice la estabilidad del talud frontal (normalmente 1 y 2 diámetros).
- En las trincheras próximas al portal de los túneles puede ser mayor el riesgo de caída de rocas a la plataforma de la vía, por lo que debe estudiarse especialmente las medidas necesarias (bermas, barreras, protecciones superficiales, etc.).

Por todo esto, resulta necesario realizar un completo estudio de la estabilidad tanto de los taludes naturales de la ladera (esto es, de los taludes naturales preexistentes, previo a la realización de las labores de excavación), como de los taludes de corte del portal.

Además, este estudio de estabilidad deberá realizarse tanto en su fase inicial (corto plazo), como durante la ejecución y operación (largo plazo), a fin de analizar el factor de seguridad y, en su caso, disponer los elementos convenientes para la estabilización, que garanticen, durante y después de realizadas las excavaciones, dicho factor de seguridad, de tal manera que no haya deformaciones post-constructivas significativas.

Los taludes laterales deben tratarse de la misma forma que en el resto del trazado. En cuanto al talud frontal son frecuentes los problemas de estabilidad, con caídas parciales o incluso roturas generalizadas. (López, 2011). A continuación se presentan unas breves recomendaciones en cuanto a los análisis que se deben de realizar para garantizar la estabilidad de los portales de túneles.

### 3.1 CRITERIOS EMPÍRICOS PARA LA REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD EN LA INTERSECCIÓN TALUD-TÚNEL

#### 3.1.1 Clasificaciones geomecánicas

Las clasificaciones geomecánicas se han convertido en una herramienta cualitativa habitual para el diseño preliminar de túneles y obras subterráneas. La clasificación Q de Barton (Barton et al, 1974; Grimstad y Barton, 1993), en la que se basa el llamado Método Noruego de Túneles, define unas medidas de sostenimiento de túneles. En Latinoamérica, la clasificación geomecánica más usada es la RMR (Rock Mass Rating, Clasificación del Macizo Rocosó) de Bieniawski (1973, 1979 y 1989), la cual proporciona recomendaciones de sostenimiento en función del índice RMR.

La clasificación Q, según Barton, puede usarse para determinar el sostenimiento en los portales, porque en todas las versiones de dicha clasificación se indica que: "para portales úsese  $2 J_n$  (en vez de  $J_n$ )". Esto equivaldría a recomendar que en la zona de portales se divida por 2 el valor de Q, lo que supone reducir en una clase (o a veces mantener) la clase de sostenimiento. En conjunto y como regla general aproximada puede aceptarse que:

$$Q_{\text{portal}} = Q_{\text{túnel}} / 5$$

Por el contrario, no existe, en ninguna de las versiones de la clasificación RMR del profesor Bieniawski, una recomendación específica para portales. Si se traslada la corrección de Q de la clasificación de Barton, mediante la siguiente fórmula:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

Se obtendría que:

$$RMR_{\text{portal}} = RMR_{\text{túnel}} - 15; \text{ Si } RMR > 23 \rightarrow GSI = RMR - 5$$

Lo que equivaldría a una reducción de casi una clase de Bieniawski. Además, la clasificación de Barton no está prevista para taludes y en la de Bieniawski los factores de ajuste según la orientación de las juntas son mucho mayores para taludes que para túneles.

Por lo tanto, las diferencias de clase (y el correspondiente incremento de las medidas de sostenimiento) resultarían mucho mayores si se analiza el problema como un talud en lugar de analizarlo como un túnel. Como se ha mencionado anteriormente, el portal es la intersección de: talud y túnel y, por tanto, no pueden aplicarse las clasificaciones geomecánicas convencionales a los portales, salvo en fases previas de pre-dimensionamiento.

En la práctica, el incremento de sostenimiento en los portales, y en los tramos de entrada de los túneles, es mucho mayor de la que resultaría de la aplicación de estas reducciones de los valores de RMR y Q. El elevado número de incidentes en los portales de los túneles está motivando una actitud mucho más conservadora a la hora de diseñar sostenimientos, normalmente rígidos, para los primeros 10 a 20 metros de los túneles (López, 2011).

### **3.1.2 Clasificación de Rogers y Haycocks**

Los profesores Rogers y Haycocks propusieron una clasificación de rocas para el diseño de portales (1988, 1989) basada en un estudio de 300 casos de portales donde se comprobó que, desgraciadamente, las roturas tanto de superficie como de interior son frecuentes. Parece que la mayoría de los casos se referían a bocas de minas rectangulares, aunque se añadieron algunos casos de bocas de túneles.

Su clasificación tiene tres partes. En la primera recomiendan el uso de los factores de ajuste F1, para taludes propuestos por Bieniawski y presentan una tabla para su definición en función del buzamiento ( $\beta$ ) de las discontinuidades más significativas (Tabla 3-1).

En una segunda parte de la clasificación, proponen una forma y dimensiones empíricas para la rotura más frecuente en bocas de minas de carbón (36% de todos los casos de rotura de portales estudiados), de sección rectangular, que es un tipo de sección frecuente en la minería sedimentaria (carbón, potasas, etc.). El modelo puede utilizarse para calcular las cargas sobre el sostenimiento del túnel en la zona de portal.

### CAPÍTULO 3

Tabla 3-1. Factores de ajuste (F1) para la estabilidad de taludes en las trincheras de acceso de los portales (Rogers y Haycocks, 1989). Fuente: López, 2011

Buzamiento (b°)	Rumbo paralelo al talud		Rumbo ortogonal al talud
	Buzamiento hacia el exterior	Buzamiento hacia el interior	
0-15	-5	0	0
15-30	-25	-5	0
30-60	-50	-5	-5
60-90	-60	-25	-25

La Figura 3-1 reproduce el modelo y la definición geométrica con las dimensiones propuestas. El volumen de roca V, cuyo peso debería resistir el sostenimiento, valdría:

$$V = 0,25 (W/2)^2 d$$

$$d = W (100 - \text{RMR}) / 100$$

$$a = \arctan (25 / (100 - \text{RMR})) > 14^\circ$$

Donde, (V) es el volumen de roca, (W) es el ancho del túnel, (d) es la altura y (a) es el ángulo crítico.

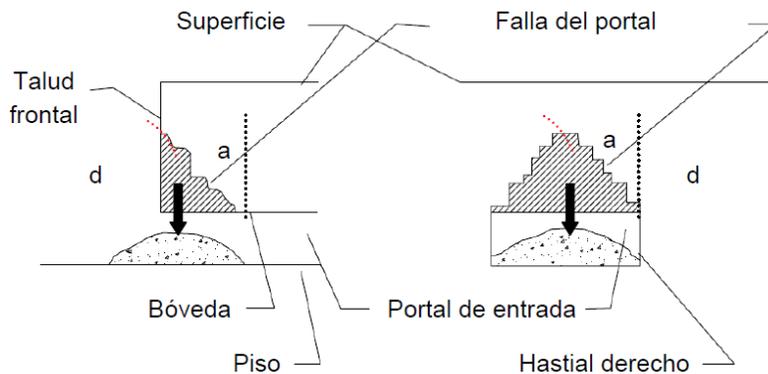


Figura 3-1. Modelo y definición geométrica de rotura más frecuente propuesta por Rogers y Haycocks (1988). Fuente: García, 2013.

En una tercera parte proponen recomendaciones muy detalladas para los métodos de excavación, portales y sostenimiento tanto de interior como de los taludes de la trinchera. Estas recomendaciones se basan en el valor del RMR corregido para los portales con los factores de ajuste correspondientes a los taludes (RMRb) y que consideran ligeramente más conservadoras que las recomendaciones de las clasificaciones RMR y Q.

## CAPÍTULO 3

Este grado adicional de sostenimiento se considera necesario para evitar las roturas de portales encontrados comúnmente en las condiciones muy variables y a menudo adversas que se encuentran cerca de la superficie de las masas rocosas. Las recomendaciones enfocadas en el tratamiento de taludes con aplicación a portales de menos de 30 pies de ancho ( $W < 30$  pies = 9,4 m), se presentan en la Tabla 3-2. Es importante recalcar que esta clasificación, junto con sus recomendaciones, es aplicable a portales de minas.

Tabla 3-2. Recomendaciones de sostenimiento de portales. (Rogers y Haycocks, 1989).

Fuente: Romana, 2005

1. Excavación	Recubrimiento (W)		Avance	Excavación	Paraguas L (W)
	Superior	Lateral			
I	0,5-1 (Op)	1,5	Normal	Sección completa	0,5-1
II	1-2	1,5*	Corto	Superior y banca	1
III	2	2*	Corto	Superior y banca	1-1,5
IV	2	2,5*	Muy corto	Superior y banca	1,5-2
V	2-3	3	Muy corto	Superior, banca y contrabóveda	2-3

2. Tratamiento del talud	Concreto lanzado (cm)	Pernos		Malla
		L (W)	S(m)	
I	No	-	-	No
II	No	0,5-1	1,3-2	Si
III	5-10	0,5-1	1-1,3	Si
IV	5-10	1	0,6-1	Si
V	5-10	1	0,6-1	Si

3. Sostenimiento	Concreto lanzado (cm)			Pernos		Malla	Marcos	
	Clave	Hastial	Frente	L (W)	S(W)		Tipo	S(m)
I	5-10 (op)	No	No	0,5-1	-	-	No	-
II	5-10	5	No	0,5-1	1,0-2	Si	Lig.	1-2
III	10-15	5-10	No	0,5-1	1-1,3	Si	Med/Pes	0,6-1,3
IV	15-30	15-30	5	1	0,6-1	Si	Pesada	0,6
V	20-60	20-60	5	1	0,6-1	Si	Pesada	0,6

W (ancho) < 30 pies — 9,4 m. (Op) Opcional. Se proyecta con carga total si  $W < 2,5$  m.

Riesgo sísmico si  $a/g = 0,2$  a  $0,5$ . Las unidades son metro (m), centímetro (cm) y ancho de túnel (W).

Desde la práctica, estas recomendaciones parecen conservadoras en algunos aspectos (tratamiento de taludes, longitud de pernos) pero constituyen una buena lista de control de todas las medidas disponibles a la hora de diseñar un portal.

### 3.1.3 Clasificación de Romana

Las "Recomendaciones de emboquille de túneles" (Romana, 2000) son un conjunto de reglas simples que permiten pre-dimensionar los portales en los estudios de viabilidad y en los anteproyectos. Como indica el propio profesor Romana, estas recomendaciones están enfocadas en el talud frontal del portal.

En estas recomendaciones se utiliza el sistema de subclases (con un intervalo de 10 puntos), dividiendo en dos cada una de las clases de Bieniawski (que tienen un intervalo de 20 puntos). Se mantiene el número romano asignado por Bieniawski y se añaden las letras "a" o "b" para designar la subclase superior o la inferior, respectivamente. Las unidades para los pernos son: L, longitud en metros (m); densidad de pernos por m<sup>2</sup> (b/m<sup>2</sup>) y s, espaciamiento en metros (m).

Tabla 3-3. Recomendaciones de emboquille de túneles.  
Fuente: Romana, 2005

Clasificación		Tratamiento del talud frontal					
RMR	Clase	Paraguas	Pernos			Concreto lanzado (cm)	Red/malla
			L (m)	Anclaje/m <sup>2</sup>	s (m)		
90-100	Ia	Opcional	No	No	No	No	Opcional
80-90	Ib	Opcional	3-4	<0,1	Ocasional	No	Si
70-80	IIa	Ligero	3-4	0,11	3X3	No	Si
60-70	IIb	Ligero o medio	3-4	0,25	2X2	Ocasional	Si
50-60	IIIa	Medio	4	0,44	1,5X1,5	Ocasional	Si
40-50	IIIb	Medio	4-5	0,7	1,2X1,2	Ocasional	Si
30-40	IVa	Medio	5-6	1	1X1	0,1-0,15	Si
20-30	IVb	Pesado	6	1,5	0,8X0,8	0,15-0,20	Malla principal
10-20	Va	Pesado	No	No	No	0,20-0,25	Malla simple o doble
0-10	Vb	Pesado	No	No	No	0,25-0,30	Malla doble

Es importante mencionar que no se considera conveniente mantener el talud frontal cuando  $RMR < 20$ . En esos casos el talud debe sustituirse por un muro, preferentemente anclado. Cuando  $20 < RMR < 30$  debe estudiarse la opción del muro como alternativa.

### 3.2 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE PORTALES

#### 3.2.1 Intervenciones para estabilizar taludes de portales

La aplicación de la intervención adecuada depende de los resultados del análisis de estabilidad de taludes previo. Si bien la intervención de protección está reservada para taludes que son generalmente estables, es imperativo emplear la intervención de pre-confinamiento del terreno cada vez que están involucrados materiales que están sometidos a rotura frágil, ya sea una roca o un material granular (arena, fragmentos de laderas etc.) o cuando la deformación de un talud debe evitarse por completo con el fin de proteger edificios y estructuras pre-existentes.

De lo contrario, si el material del que se forma el talud tiene una buena cohesión y, sobre todo si este es capaz de desarrollar una apreciable resistencia residual, se podría emplear la intervención de confinamiento normal del terreno.

Existe una serie de técnicas que son aplicables para la construcción del portal de un túnel y que pueden brindar la seguridad necesaria para no desestabilizar los taludes circundantes. Este conjunto de procedimientos se puede agrupar de la siguiente manera (Lunardi, 2008):

- 1) *Intervención de pre-confinamiento o mejoramiento/refuerzo del suelo en avance*: este procedimiento se realiza antes de que el talud sea excavado (por ejemplo, mejoramiento de la superficie del terreno mediante jet-grouting, refuerzo de la roca utilizando elementos estructurales de fibra de vidrio, inyecciones, tubos de drenaje, etc.)
- 2) *Intervención de confinamiento o mejoramiento/refuerzo del terreno*: este procedimiento se realiza cuando se ha excavado el terreno (por ejemplo, pantallas de pilotes, anclajes activos o pasivos de acero, muros de contención, etc.).

- 3) *Intervención de protección*: este procedimiento se realiza después del corte del talud, con el fin de prevenir el deterioro o la posible generación de inestabilidades locales en la roca expuesta, lo cual conlleva al desprendimiento y, caída de rocas y cantos rodados (por ejemplo pernos en rocas, mallas de acero, capas de concreto lanzado, etc.).

### 3.2.2 Soluciones para prevenir problemas en el portal

Durante la construcción de un portal se pueden presentar problemas como deslizamientos, insuficiente capacidad de carga del terreno, presión asimétrica, asentamientos en la superficie del terreno y desastres naturales.

Dichos problemas deben ser estudiados desde el punto de vista de la seguridad, la constructibilidad y la economía, con el fin de diseñar las medidas correctivas más apropiadas. Las soluciones generales a los problemas esperados en portales se enlistan en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4. Soluciones en diseño para prevenir posibles problemas en el portal.  
Fuente: Koyama, 1997

Solución	Problemas					
	Deslizamiento	Falla del talud	Asentamiento de la superficie del terreno	Colapso del frente	Presión asimétrica	Insuficiente capacidad de carga
Protección del talud	X	X				
Muro de contención	X	X			X	X
Corte para estabilización del talud o relleno de contra-peso	X	X			X	
Pre-soporte de pernos	X	X			X	
Anclaje	X	X	X	X	X	
Pila para prevención de deslizamientos	X	X				
Drenaje	X	X		X		
Grouting	X	X	X	X		X

## CAPÍTULO 3

Solución	Problemas					
	Deslizamiento	Falla del talud	Asentamiento de la superficie del terreno	Colapso del frente	Presión asimétrica	Insuficiente capacidad de carga
Estabilización del frente			X	X		
Reforzamiento en el pie			X	X		X

### 3.2.3 Medidas de estabilización del talud frontal

#### 3.2.3.1 Anclajes en el talud frontal

Según Romana (2005) es normal la utilización de anclajes (barras) de acero corrugado, o de acero de alta resistencia. El diámetro recomendable es de 32 mm, aunque pueden utilizarse barras de 25 mm de diámetro cuando la calidad del macizo rocoso sea alta. Los pernos deben anclarse por adherencia con lechada de cemento y es conveniente aplicar en la cabeza una ligera tensión para que la placa la transmita a la superficie del talud y prevenir así la descompresión superficial.

La longitud de los anclajes suele ser del orden de 6 m o inferior cuando se emplean para su colocación jumbos normales. Cuando se dispone de sondas o equipos específicos de perforación deben emplearse anclajes de 8 o 9 m de longitud, sin empalmes. En todo caso la longitud nunca será inferior a un décimo de la altura del talud, medida sobre rasante. Las densidades iguales o superiores a 1 anclaje por metro cuadrado (1 anclaje/ m<sup>2</sup>) son altas y solo se recomiendan para valores del RMR inferiores a 30.

Los anclajes deberían perforarse e instalarse por bandas horizontales, al mismo ritmo de excavación del talud, para evitar la descompresión de la masa rocosa. En ocasiones los anclajes se disponen en coronas concéntricas alrededor del túnel para reforzar el terreno inmediatamente contiguo a él produciendo un efecto similar, aunque mucho menos significativo, que un paraguas.

Para valores del RMR inferiores a 20 la masa rocosa se comportará como un suelo en el talud frontal y los anclajes normales en macizos rocosos no están recomendados. Puede utilizarse la técnica de "Soil Nailing" (suelo claveteado).

### 3.2.3.2 **Concreto lanzado reforzado en el talud frontal**

De acuerdo con Suárez (2009), el concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda; generalmente, se ubica una malla de refuerzo previamente al lanzamiento del concreto. Para facilitar el drenaje, se deben construir huecos o lloraderos que atraviesen la superficie de recubrimiento y de esta forma, evitar las presiones de poros por represamiento del agua subterránea. El concreto lanzado tiene la facilidad que se puede aplicar sobre superficies irregulares, pero es sensible a los asentamientos y agrietamientos.

Las especificaciones sobre materiales son muy similares a las utilizadas para los concretos convencionales. Se requiere que los agregados prevengan la segregación. Se debe tener especial cuidado con las consecuencias de los procesos de expansión y contracción del suelo, los cuales pueden destruir la superficie de taludes, por agrietamiento.

Los criterios a tener en cuenta para el manejo del concreto lanzado son:

- *Lanzabilidad*: Se debe poder lanzar con un mínimo de rebote.
- *Resistencia temprana*: Debe tener una resistencia suficiente para dar soporte al terreno, en menos de cuatro a ocho horas.
- *Resistencia a largo plazo*: Debe alcanzar una resistencia determinada a los veintiocho días con una dosificación de acelerante necesaria para lograr la lanzabilidad y la resistencia temprana.
- *Durabilidad*: Debe resistir el ambiente a largo plazo.
- *Economía*: Debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.



Figura 3-2. Protección del talud con la combinación de anclajes, mallas y concreto lanzado. Fuente: MTC, 2014

De acuerdo con Romana (2005), no es deseable colocar concreto lanzado en todos los taludes sistemáticamente. La capa de concreto lanzado puede dificultar el drenaje natural, aporta poca resistencia frente a un problema de inestabilidad del talud, enmascara los síntomas iniciales de roturas por deslizamiento y, además, tiene un mal aspecto desde el punto de vista estético. La adherencia del concreto lanzado a la superficie del talud puede ser escasa en algunas zonas creando “bolsas” despegadas que se rellenan de agua y/o donde aparecen grietas de difícil interpretación.

El papel del concreto lanzado debe reservarse a los casos en que es preciso regularizar algunos puntos del talud, para evitar descalces y roturas superficiales en masas rocosas de calidad media a buena ( $40 < \text{RMR}$ ), y entonces debe aplicarse puntualmente.

Para masas rocosas de calidad mala ( $\text{RMR} < 40$ ) el concreto lanzado puede ser útil para prevenir la erosión superficial debida al clima o a la escorrentía superficial de agua. En esos casos es preciso garantizar la adherencia a la superficie del talud. Si el talud frontal va a quedar visible, total o parcialmente, al terminar la obra, conviene utilizar en la capa final de concreto lanzado algún colorante para que el color superficial sea similar al del terreno, evitando el contraste visual que suele producir el color gris del cemento (Romana, 2005).

Se recomienda la colocación de malla como armadura de la capa de concreto lanzado. Su función es evitar la rotura a tracción del concreto y reforzar su resistencia a flexión frente a fenómenos de caída de fragmentos de la masa rocosa. Suele bastar una malla de 150 x 150 x 6 mm, que se duplica en macizos de calidad geotécnica muy mala. No es, en cambio, habitual el armado del concreto lanzado mediante fibras metálicas en los taludes del portal, porque debe mantenerse la función de retención de bloques grandes que ejerce la malla.

### **3.2.3.3 Red o malla y túnel falso para protección del talud frontal**

Como lo menciona Romana (2005), la colocación de una red/malla metálica sobre el talud supone una importante protección contra la caída de rocas y es muy recomendable desde el punto de vista de la seguridad del personal, aunque no supone mejora de la estabilidad del talud. Debe elegirse el tipo de red o malla en función del tamaño del bloque-tipo que pueda desprenderse y caer.

Es una buena práctica construir un túnel falso provisional para proteger mejor a las personas y a los equipos de eventuales caídas de material de los taludes. Aunque en teoría resultaría adecuado construir una parte definitiva del túnel falso, en la práctica de las obras raramente es posible. El túnel falso provisional, suele formarse a partir de marcos metálicos, combinadas con malla, sobre cuyo conjunto se coloca concreto lanzado.

En rigor no se trata de un sostenimiento del talud, pero es una buena práctica constructiva y parece que sustituye con ventaja a los medios de protección contra caída de rocas. Pero el túnel falso está circunscrito al ancho de excavación del túnel y la trinchera puede ser bastante más ancha. En ese caso conviene recordar que la dinámica de la obra conducirá a colocar acopios, maquinaria o medios auxiliares en cualquier parte libre de la trinchera, que suelen ser los laterales a la excavación del túnel, y esos laterales no están protegidos por el túnel falso (Romana, 2005).



Figura 3-3. Ejecución de túnel falso provisional. Fuente: MTC, 2014

### **3.2.3.4 Drenaje del talud frontal**

Una buena práctica es la construcción de sistemas de cunetas de drenaje, con las correspondientes bajantes, para evitar la escorrentía superficial sobre las superficies de los taludes de la trinchera, que erosionaría y dañaría al talud.



Figura 3-4. Drenes subhorizontales. Fuente: MTC, 2014

### 3.2.3.5 *Excavación de la sección del túnel*

El uso de la maquinaria convencional de excavación de túneles requiere alturas libres no menores de 5 ó 5,5 m. Por lo tanto los túneles de hasta 6 ó 7 m de ancho suelen excavarse a sección completa. En los túneles de ancho mayor (como son todos los túneles de carretera) puede plantearse la excavación a sección completa o a sección partida (Romana, 2005).

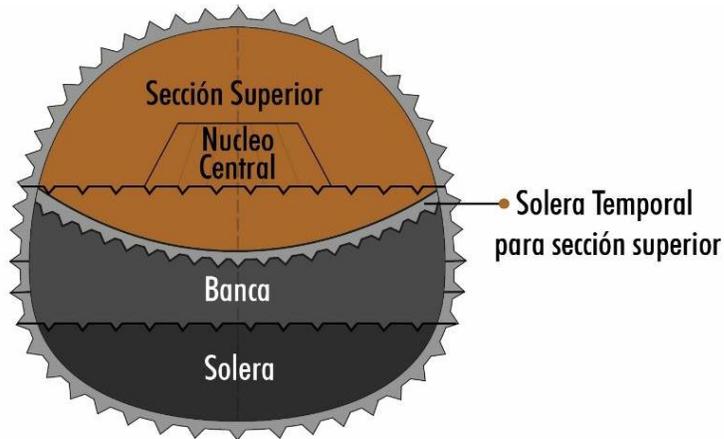


Figura 3-5. Fases de excavación - Sección transversal típica  
Fuente: INVIAS, 2015

Como lo menciona Romana (2005), en la zona de portales, para masas rocosas de buena calidad ( $RMR > 70$ ) parece recomendable excavar a sección completa, si la excavación va a continuarse también a sección completa. Para masas

rocosas de media calidad ( $30 < \text{RMR} < 70$ ) el sistema habitual es la sección partida en dos: sección superior y banca.

Para masas rocosas de calidad mala ( $\text{RMR} < 30$ ) es más conveniente excavar galerías múltiples, con construcción de una contrabóveda o solera curva robusta para finalizar la sección. La galería central de avance se excava por delante de la bóveda (al menos unos metros) y proporciona una seguridad adicional, incluso cuando se excava a sección partida y la calidad del macizo rocoso es media a baja ( $\text{RMR} < 50$ ).

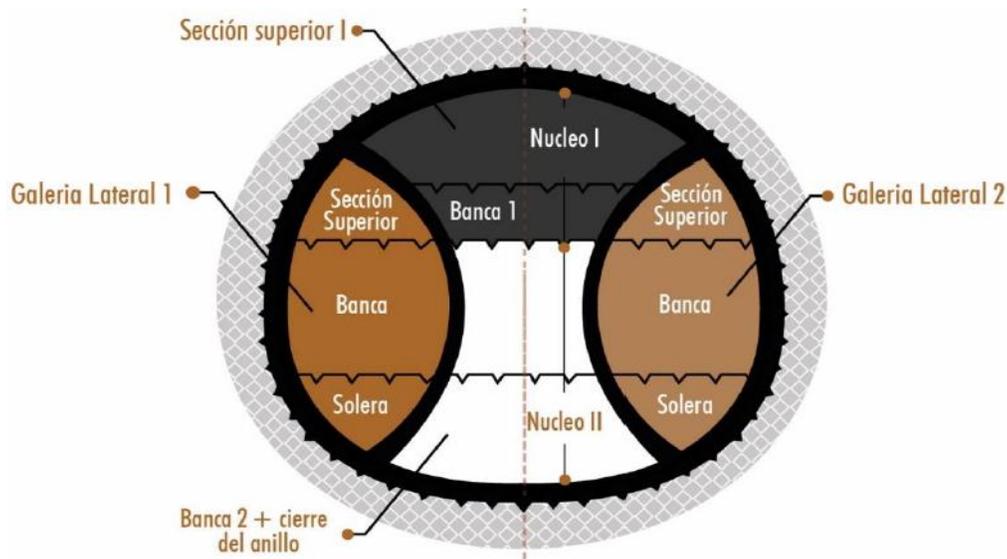


Figura 3-6. Fases de excavación - Sección transversal con núcleo central.

Fuente: INVIAS, 2015

### 3.2.3.6 Paraguas de micropilotes

Según Romana (2005), el paraguas es siempre una buena práctica y se recomienda prácticamente en todos los casos, aunque podría obviarse cuando la calidad del macizo rocoso es muy buena ( $\text{RMR} > 80$ ). Hay muchas clases de paraguas pero por simplicidad se han considerado sólo cuatro tipos:

- a) Paraguas ligero ( $\text{RMR} > 60$ )

Constituido por anclajes de 32 mm de diámetro, de acero corrugado (o por barras de acero especial) y de 6 a 9 metros de longitud, colocados dentro de una perforación de 2 ½" (67 mm). El espacio entre la barra y la perforación se rellena con lechada de cemento (nunca con resina). La longitud máxima es de 9 m y las

barras son únicas sin traslapes ni prolongaciones. La distancia usual entre las perforaciones varía entre 0.5 y 1 m. Conviene que las barras estén provistas de centradores.

b) Paraguas medio ( $30 < \text{RMR} < 70$ )

Constituido por micropilotes de tubo metálico de diámetro exterior igual o inferior a 90 mm y espesor igual o inferior a 7 mm. Estos tubos se introducen en perforaciones de diámetro inferior a 6" (150 mm) y se rellenan interiormente y exteriormente con mortero, que puede aplicarse con una ligera presión. La distancia entre ejes de micropilotes oscila entre 40 y 70 cm. La longitud de estos paraguas varía entre 9 y 20 m. Para longitudes mayores de 9 m es preciso adicionar tubos por un sistema de rosca macho-hembra (la resistencia a flexión disminuye mucho en la sección roscada) o con manguitos exteriores. Generalmente los micropilotes asoman algo en cabeza y se arriostran con una viga de hormigón armado de directriz curva, paralela al límite teórico de la sección en el portal.



Figura 3-7. Paraguas de micropilotes. Fuente: MTC, 2014

c) Paraguas pesado ( $\text{RMR} < 30$ )

Puede estar constituido por micropilotes de tubo metálico de diámetro exterior superior a 90 mm y espesor superior a 7 mm, introducidos en perforaciones de diámetro superior a 6 " (150 mm), rellenas interiormente y exteriormente por lechada que puede aplicarse con una ligera presión, o bien inyectarse con la técnica de los tubos-manguito. La distancia entre los ejes de micropilotes es menor de 50 cm.

La longitud de los paraguas pesados es, como mínimo de 20 m y está limitada técnicamente por la capacidad para mantener el paralelismo entre perforaciones próximas. Aunque se han citado paraguas de hasta 40 m de longitud la práctica habitual rara vez excede de 20-25 m. Debe estudiarse la resistencia a flexión de los solapes de tubos (reforzándola con manguitos exteriores). Las cabezas de los micropilotes deben arriostrarse con una viga de hormigón armado.

### d) Paraguas de jet-grouting

En terrenos sin cohesión el paraguas puede construirse mediante columnas de jet-grouting, utilizando el método llamado de Jet 1 (con inyección a presión solo de lechada) porque la presión de aire y/o agua en los métodos llamados de Jet 2 o Jet 3 suele ser perjudicial para la estabilidad del talud. La distancia entre ejes de columnas es la necesaria para que resulten tangentes (o casi tangentes) entre si y debe determinarse haciendo pruebas de inyección en un talud semejante y próximo al frontal de la boca del túnel.

Lo más usual es una distancia del orden de 60-70 cm. La longitud de los paraguas de jet grouting suele variar entre 12 y 20 m aunque se han construido paraguas de jet-grouting de hasta 25 m. En las columnas es conveniente introducir una armadura, que suele ser una malla redonda corrugada, aunque a veces se deja la tubería de inyección.

## **CAPÍTULO 4. INFLUENCIA DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN LA EXCAVACIÓN DE PORTALES PARA TÚNELES**

De acuerdo con la información recopilada y expuesta en capítulos anteriores, las fases de análisis de la estabilidad del portal de un túnel incluyen tres niveles:

- 1) Estabilidad de la excavación de los taludes requeridos para generar la geometría del portal.
- 2) Estabilidad de taludes al momento de ejecutar la excavación de la interconexión túnel-talud (llamado también emportalamiento).
- 3) Evaluación de la respuesta del emportalamiento posterior a la colocación del sistema de sostenimiento del túnel

En cuanto a las investigaciones y análisis que cubren el primer nivel de estabilidad, la mayoría de las recomendaciones emitidas por manuales y literatura dirigida a proyectos de túneles de carretera son referenciados e indicados con gran detalle, sin tomar en cuenta la influencia del segundo y tercer nivel de inestabilidad. Por esta razón, se reconoce que no es necesario evaluar de forma amplia el escenario de la primera fase en esta tesis, resultando oportuno realizar los análisis de las dos fases siguientes.

Las siguientes revisiones tratan de identificar las inestabilidades inherentes a los parámetros geotécnicos, así como los tipos de medios a modelizar. Cabe aclarar que solamente se revisará el comportamiento de los macizos rocosos como medios continuos equivalentes. Además, en este apartado se realizará la evaluación numérica de los casos de los portales tipo sesgado y tipo trinchera, mostrando su respuesta ante distintas variaciones de las condiciones geotécnicas.

### **4.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS CASOS DE REVISIÓN**

Con la intención de evaluar condiciones de excavación comunes a los túneles carreteros, a continuación se muestran las características de las modelizaciones realizadas en este trabajo, las cuales encuentran su fundamento en las geometrías recomendadas por distintos órganos de control de vías y caminos.

Los análisis numéricos se ejecutaron con el uso del método de los elementos finitos, para evaluar la respuesta esfuerzo-deformación del terreno y la influencia de la excavación.

En estas modelizaciones se realizó la variación de los parámetros geotécnicos utilizados para evaluar distintos tipos de macizos rocosos; observando la influencia de estos en la estabilidad a partir del método de reducción de resistencia al corte.

### 4.1.1 Características de la sección transversal típica

La geometría típica de la sección transversal utilizada en túneles carreteros muestra las siguientes características (Figura 4-1):

- ✓ Ancho de calzada requerida para la circulación de los vehículos.
- ✓ Ancho del andén.
- ✓ Requerimientos geométricos de los elementos de señalización, iluminación, ventilación.
- ✓ Sistemas de drenaje e impermeabilización del mismo túnel.

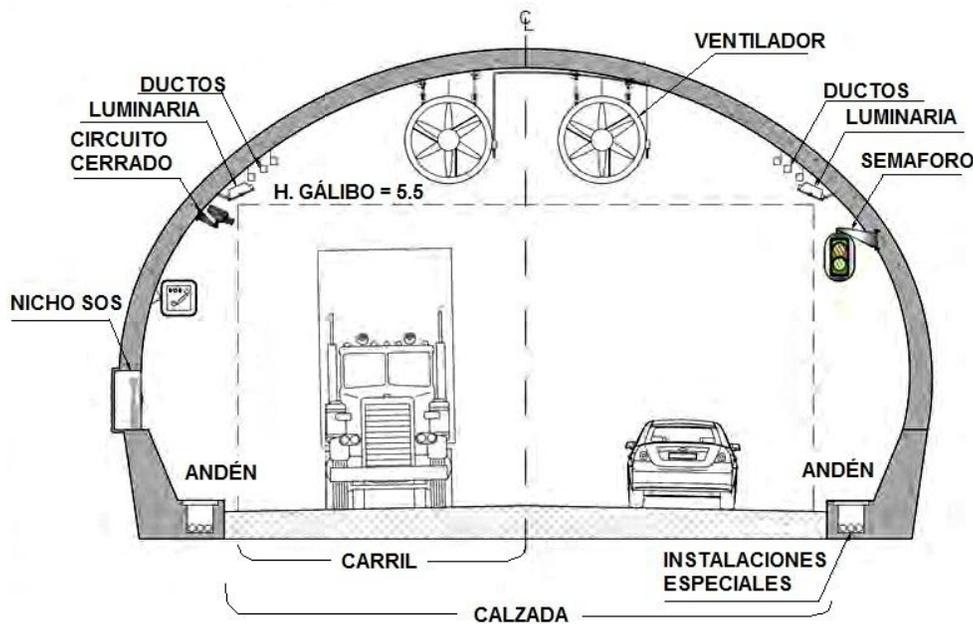


Figura 4-1. Sección transversal típica de túnel con instalaciones.

Fuente: SCT, 2016. Elaborada por Consultec.

Según el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera (SCT, 2016), en México el gálibo vertical por norma es de 5.5 m, para túneles carreteros no se consideran acotamientos y el ancho de los carriles es de 3.50 m para todos los tipos de carretera: A2 para un TDPA de 3000 a 5000, A4 para un TDPA de 5000 a

## CAPÍTULO 4

---

20000 vehículos, B para un TDPA de 1500 a 3000 vehículos, C para un TDPA de 500 a 1500 vehículos.

En túneles cuya longitud es menor a 500 m, se considera un ancho de banqueta de 50 cm, mientras que en túneles cuya longitud es mayor a 500 m, se considera un ancho de banqueta de 85 cm, dado que requiere más operaciones de mantenimiento.

A continuación (Tabla 4-1) se muestran las recomendaciones mínimas para túneles viales de carretera, definidas por la Asociación Colombiana de Túneles y Obras Subterráneas – ACTOS (Rodríguez, 2016), las cuales han sido formuladas con base en la experiencia adquirida en este tipo de obras de infraestructura en Colombia y de las recomendaciones generales de los organismos internacionales relacionados con la industria, como la World Road Association PIARC.

Tabla 4-1. Dimensiones mínimas para la sección transversal de servicio de túneles de carretera, en metros

Carril	Andén	Galibo	Ancho total
3.65	1.00	5.00	9.30

Con base en las recomendaciones emitidas anteriormente, en este trabajo se están tomando como referencia las especificaciones para túneles unidireccionales con un ancho de carril de 3,65 m y una berma de 0,5 m a cada lado. Dado que el andén debe tener un ancho mínimo de 1 metro, en este caso se considerarán dos andenes de 1,25 m.

La altura del galibo está determinada por la altura máxima de los vehículos que circularán por los túneles y debe ser de mínimo 5 m. Además, se debe tener en cuenta el bombeo de la vía, que en este caso es de 2%. La sección típica de túnel que será utilizada para las modelizaciones numéricas se presenta en la Figura 4-2. El diámetro de la excavación del túnel es un dato fundamental para la modelización, en este caso, equivale a 12.8 m.

Con el fin de que no se presenten concentraciones excesivas de esfuerzos y por ende se requiera mayor exigencia en el sostenimiento y revestimiento, la sección transversal se diseña con curvatura en toda la sección de la bóveda y en los hastiales, evitando secciones rectas en la clave de los túneles.

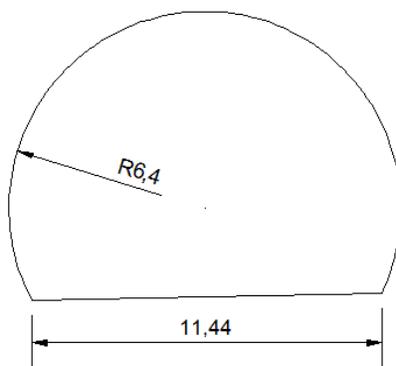


Figura 4-2. Sección transversal típica de túnel de carretera modelizada.

En este caso, se asume que el sistema de ventilación es longitudinal, por tanto, se debe considerar el diámetro de los ventiladores, el cual está influenciado por su capacidad o potencia de trabajo.

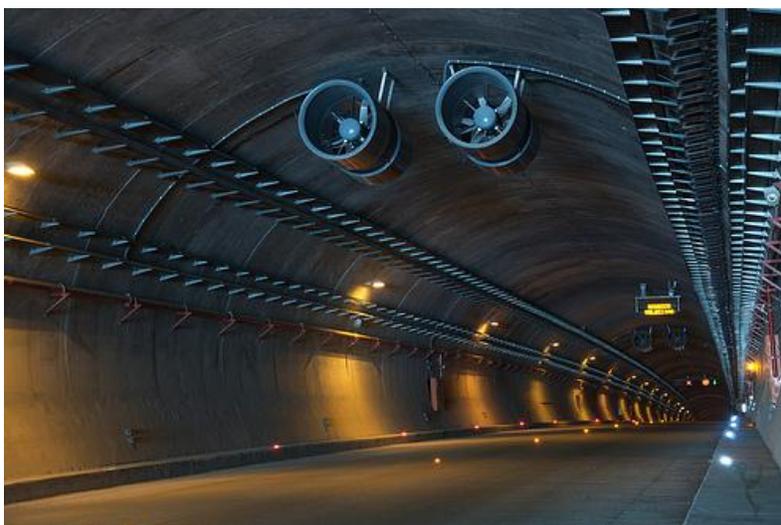


Figura 4-3. Túnel El Sinaloense, Carretera Durango-Mazatlan.

Fuente: Torres, 2013

### 4.1.2 Características de los terrenos modelizados

En el sistema conceptual de evolución de los taludes propuesto por John Hack (1975), se creó el concepto de "equilibrio dinámico" no cíclico (Figura 4-4). Dicho concepto está basado en una teoría general de los sistemas, desarrollada por geomorfólogos angloamericanos modernos ("post-davisianos"<sup>1</sup>).

---

<sup>1</sup> Sistema de W.M.Davis (1889). Davis fue un geógrafo estadounidense, a menudo llamado el "padre de la geografía americana", reconocido por desarrollar la geomorfología. El ciclo de Davis

El principio básico de esta teoría es que el relieve es un sistema abierto, donde se mantienen constantes cambios de energía y materia con los demás sistemas terrestres estando vinculado a la resistencia litológica. Un sistema abierto es un conjunto de relieves con características estructuradas, que se relacionan entre sí de forma compleja, produciendo un intercambio continuo de materia y energía con el exterior (Sala, 1984).

Hack considera al relieve como producto de una competencia entre la resistencia de los materiales de la corteza terrestre y el potencial de las fuerzas de denudación<sup>2</sup>.

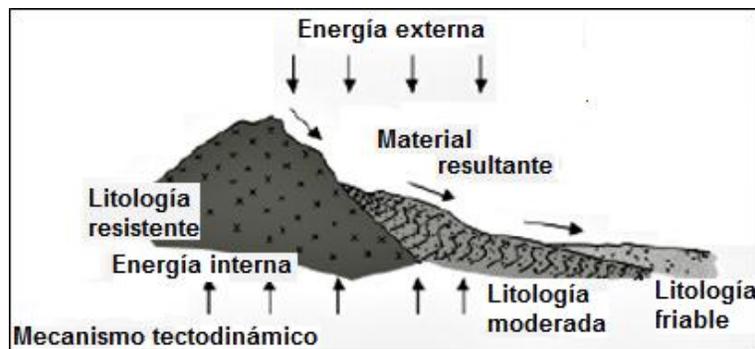


Figura 4-4. Equilibrio dinámico propuesto por Hack. Fuente: Casseti, 2010

Por tanto, para Hack, las formas del relieve y los depósitos superficiales tendrían una relación íntima con la estructura geológica (litología) y los mecanismos de intemperización. La influencia de la estructura tendría mayor importancia y los taludes variarían según el tipo de su estructura geológica:

- Litología “resistente”: mayores pendientes
- Litología “moderada”: pendientes medias
- Litología “friable”: pendientes menores

Según Corominas (2004), la propagación de los desprendimientos en laderas con pendientes superiores a los  $76^\circ$  se produce preferentemente por caída libre, por debajo de este ángulo los impactos contra el terreno son frecuentes mientras que en laderas de menos de  $45^\circ$  la propagación se realiza por rodadura y, eventualmente, por deslizamiento. De acuerdo a lo anterior, la inclinación de la

---

fue dogma de fe para los geólogos americanos hasta la época de los años 1950-60, y se recoge en numerosos libros posteriores, e incluso actuales.

<sup>2</sup> La denudación puede definirse como la acción conjunta de la erosión y la remoción en masa (Montero, 2009).

ladera contigua se ha ajustado dependiendo de la calidad del macizo rocoso. Para materiales de mala calidad se ha considerado una pendiente de  $45^\circ$ , en el caso de materiales de regular calidad es de  $60^\circ$  y para materiales de buena calidad es de  $75^\circ$ .

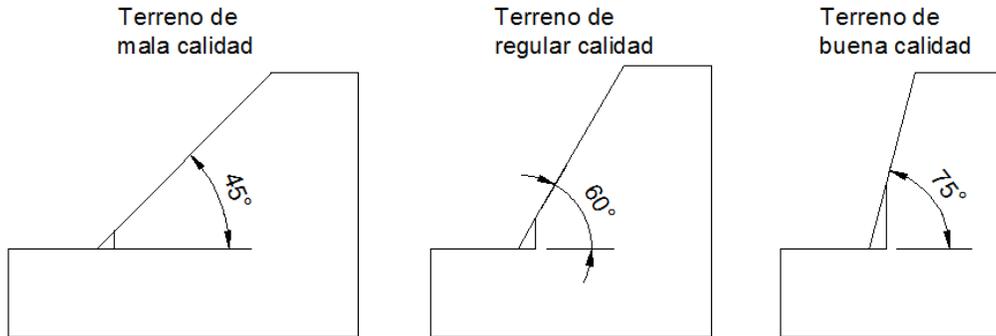


Figura 4-5. Pendientes para materiales de mala, regular y buena calidad

## 4.2 GEOMETRÍA TÍPICA DE PORTAL TIPO SESGADO

Según el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera del Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVÍAS (2015), se considera que el tipo de portal que representa la condición más desfavorable es el portal sesgado (Figura 4-6), dado que se ubica en una ladera plana donde el túnel se desarrolla de forma oblicua o incluso paralela al talud.



Figura 4-6. Portal en “C” o sesgado. Fuente: INVÍAS, 2015

Este tipo de portal se caracteriza por acomodarse a la geometría del terreno y al alineamiento del túnel. Usualmente se manejan bajos volúmenes de excavación, y la afectación predial y ambiental es mínima. Un ejemplo destacado que representa esta condición es el caso de los túneles Xicotepec en la carretera México-Tuxpan

(Sánchez, 2016), donde durante el proceso de excavación de uno de los túneles se empezaron a registrar deformaciones importantes que llevaron a su posterior colapso (Figura 4-7).

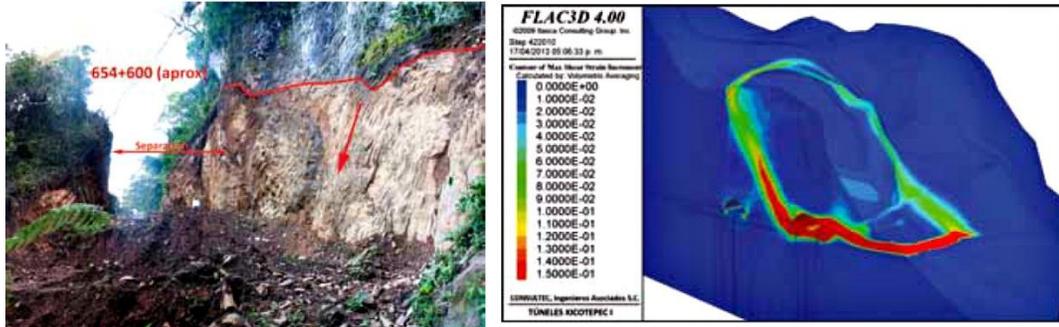


Figura 4-7. Simulación del colapso del túnel Xicotepéc I.. Fuente: Sánchez, 2016

Inicialmente, para este tipo de portal se evaluarán diferentes dimensiones de recubrimiento superior y radial, usando modelos numéricos bidimensionales. A partir de estos análisis se definirá el efecto esfuerzo-deformación que genera la cercanía del túnel sobre la ladera. El análisis bidimensional representa una sección de geometría constante, sin embargo, a medida que la excavación avanza y si el recubrimiento del túnel tiende a incrementarse, la estabilidad se vería incrementada, tal como se muestra en la Figura 4-8.

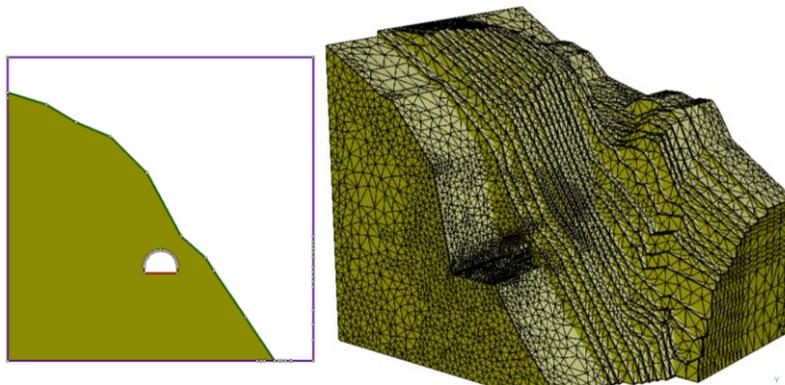


Figura 4-8. Modelo bidimensional y tridimensional del portal sesgado (eje del túnel paralelo a la ladera).

Para visualizar el caso se ha creado un modelo tridimensional (Figura 4-9), donde se aprecia que el eje del túnel es oblicuo con respecto a la ladera, alcanzando un panorama más amplio del problema de estabilidad que induce el portal sesgado a raíz de su geometría típica.

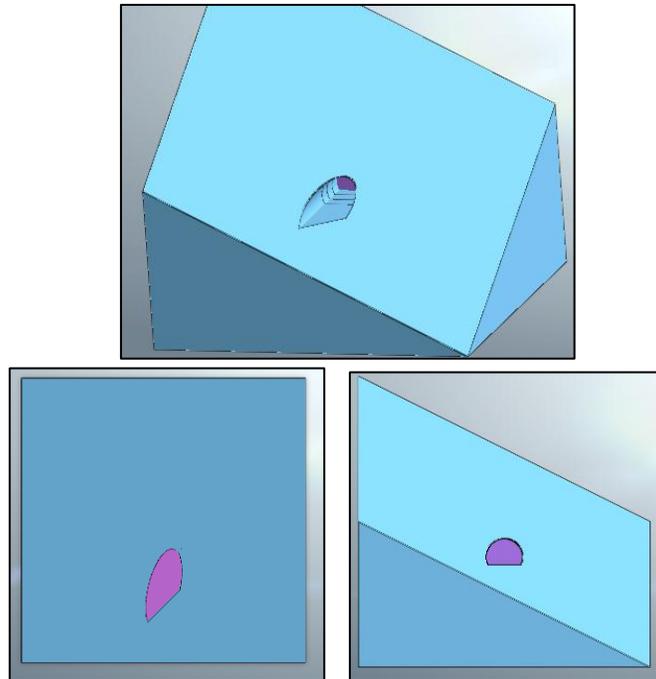


Figura 4-9. Modelo de portal sesgado. Arriba: Vista tridimensional. Abajo izquierda: Vista en planta. Derecha: Sección transversal

Generando cortes transversales del túnel desde el inicio del portal sesgado hacia el interior de la excavación se obtendrían diferentes secciones transversales, cada una con su respectivo recubrimiento o cobertura de terreno, tanto superior como radial. Vale la pena recalcar que el objetivo es determinar la influencia de la cercanía del túnel en la estabilidad de la ladera adyacente.

En la Figura 4-10 (sus dimensiones están en metros) se muestra el caso en el que el recubrimiento radial y superior es de al menos un diámetro.

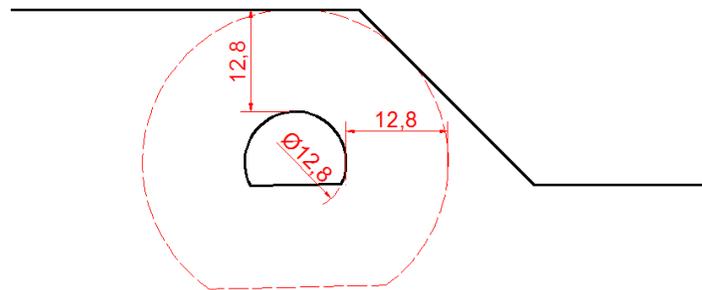


Figura 4-10. Sección transversal de un portal sesgado con recubrimiento perimetral de 1 diámetro.

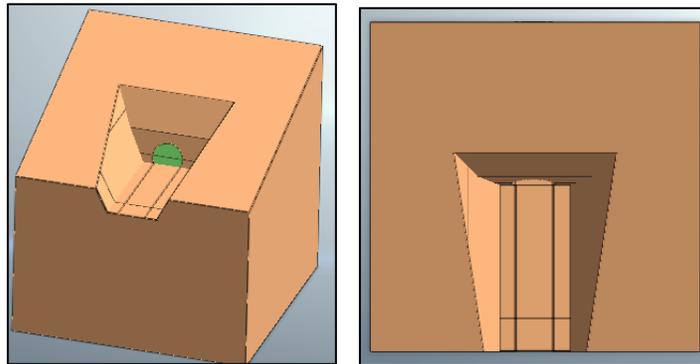
### 4.3 GEOMETRÍA TÍPICA DE PORTAL TIPO TRINCHERA

Según el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera del Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVÍAS (2015), el portal en “V” o encajonado o tipo trinchera es la típica tipología encontrada en la mayoría de los portales, ya que proporciona una “adecuada” cobertura tanto vertical como horizontal (Figura 4-11).



Figura 4-11. Portal en “V” o encajonado o tipo trinchera. Fuente: INVÍAS, 2015

Esta tipología generalmente ofrece mayor estabilidad en la excavación del portal, provocando una disminución en la excavación y sostenimiento del túnel. El portal tipo trinchera está compuesto por dos cortes radiales y un corte frontal. Una representación tridimensional de un portal tipo trinchera típico se muestra en la Figura 4-12.



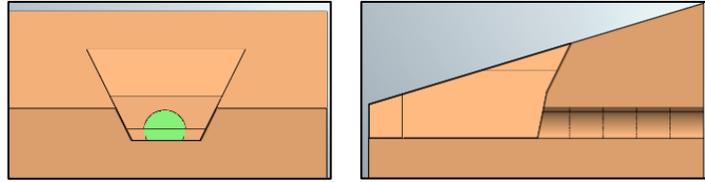


Figura 4-12. Modelo de portal tipo trinchera. Arriba. Izquierda: Vista tridimensional. Derecha: Vista en planta. Abajo. Izquierda: Vista frontal. Derecha: Vista longitudinal

#### 4.4 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SEGÚN EL TIPO DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO.

Debido a la naturaleza anisótropa y discontinua de los macizos rocosos y puesto que se pretende evaluar la respuesta del continuo, fue necesario realizar una breve investigación sobre la influencia de las discontinuidades y el tamaño de bloque natural con respecto a la excavación. A continuación se presenta una justificación los puntos comentados en el párrafo anterior.

##### 4.4.1 Justificación del tipo de medio modelizado con respecto al tamaño de bloque

Según Barla (2000), si se restringe la atención a los métodos de modelización numérica moderna y a los rigurosos análisis de problemas en túneles, el ingeniero debe seleccionar uno de los siguientes dos enfoques (Figura 4-13):

- **Continuo equivalente:** el macizo rocoso es tratado como un medio continuo con las mismas propiedades de resistencia y deformabilidad en todas las direcciones.
- **Discontinuo:** el macizo rocoso es tratado como un medio discontinuo donde la atención se centra en caracterizar las juntas y discontinuidades de las rocas. En este análisis se considera la interacción de los bloques a través de las juntas y los desplazamientos relativos entre contactos.

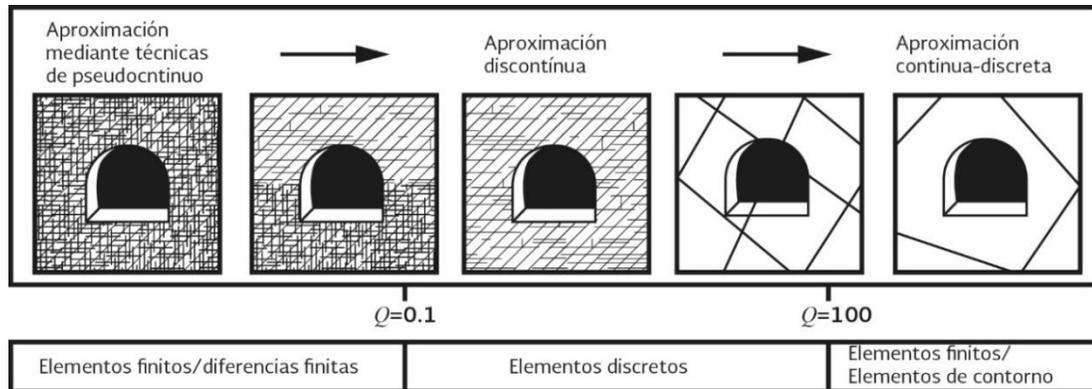


Figura 4-13. Rango de aplicación de modelos numéricos.

Fuente: Sánchez, 2017. A partir de Barton (1996).

La decisión de aplicar métodos continuos o discontinuos depende del tipo de comportamiento del terreno que se espera en el proyecto, el cual está en función de la composición del macizo rocoso, escala y forma de la excavación, y esfuerzos in situ (Zhou, 2014).

Palmström (1995) propuso una metodología para predecir el comportamiento del macizo rocoso teniendo en cuenta el factor de continuidad (CF). Este factor ha sido elaborado para guiar la decisión de usar métodos continuos o discontinuos en el diseño de túneles y se define como:

$$CF = \frac{\text{tamaño del túnel}}{\text{tamaño del bloque}}$$

Un macizo rocoso con un valor de CF superior a 30 o inferior a 3, puede ser tratado como un material continuo (Stille y Palmström, 2008). Es decir, que si el diámetro del túnel es de 10 m, el diámetro del bloque debería ser inferior a 0.33 m y superior a 3,3 m, para ser considerado como un medio continuo.

De acuerdo con Zhou (2014), el tamaño de bloque es el parámetro más significativo para determinar si se requiere representar al macizo rocoso como un medio continuo o discontinuo. El uso del CF asume un macizo rocoso con juntas persistentes y bloques claramente definidos. Cuando estas condiciones no se cumplen, la aplicabilidad del CF puede ser cuestionada.

La complejidad del problema implica que el buen juicio ingenieril debe ser siempre la razón para seleccionar un tipo de modelo para analizar la estabilidad general. Palmström (2010) sugiere la siguiente clasificación del macizo rocoso:

- **Continuo – intacto:** Pocas juntas o juntas muy espaciadas, con aproximadamente seis bloques ubicados a lo largo del techo o paredes de la excavación subterránea ( $CF < 6$ ).

- **Discontinuo (con bloques):** Los macizos rocosos ligados de forma ligera a fuerte, variando los tamaños de bloques desde unos pocos decímetros cúbicos a metros cúbicos (entre aproximadamente 6 y 50 bloques en el techo,  $CF = 6-50$ )

- **Continuo – fragmentado:** Partículas, granos o fragmentos con o sin juntas, material suelto, rocas sedimentarias (friables) y rocas fuertemente ligadas (aplastadas), variando los tamaños de partículas de milímetros cúbicos a decímetros cúbicos. Para espacios muy grandes, se incluyen incluso tamaño de bloques de metros cúbicos en el comportamiento general de un material continuo. Aproximadamente 50 bloques ( $CF > 50$ ) se presentan en el techo o paredes.

Existe un traslape de CF, donde ambos comportamientos (continuo-discontinuo) tienen lugar. Esto se presenta en los siguientes rangos:

- $CF = 3 - 6$ , continuo – intacto a discontinuo (con bloques), intacto a con bloques.
- $CF = 20- 50$ , discontinuo a continuo/fragmentado (con bloques a fragmentado).

Las diferencias en tamaños de bloques para varios rangos de continuidad y un tamaño de túnel de 10 m se presenta en la Tabla 4-2:

Tabla 4-2. Continuidad del terreno según el tamaño de bloque. Fuente: Palmström (2010)

Continuidad del terreno	$CF = D_t/D_b$	$V_b (m^3)$
Continuo (fragmentado)	$>50^*$	$<0.008$
Discontinuo-continuo (con bloques-fragmentado)	20-50	0.008-0.13
Discontinuo (con bloques)	6-20	0.13-5
Continuo-discontinuo (intacto-con bloques)	3-6	5-40
Continuo (intacto)	$<3$	$>40$

$D_t$  = diámetro del túnel,  $D_b$  = diámetro del bloque,  $V_b$  = volumen del bloque  
 Los límites entre terreno continuo y discontinuo podría ser objeto de discusión

## CAPÍTULO 4

Los autores citados por Russo (2009) recomiendan que el sistema GSI no sea empleado en macizos rocosos en los cuales exista una orientación estructural dominante definida. Cai et al, (2004), proponen al volumen unitario de bloques de roca ( $V_b$ ) y al factor de condición de juntas (JC) como parámetros cuantitativos de entrada para la determinación del GSI, integrados como se aprecia en la Figura 4-14.

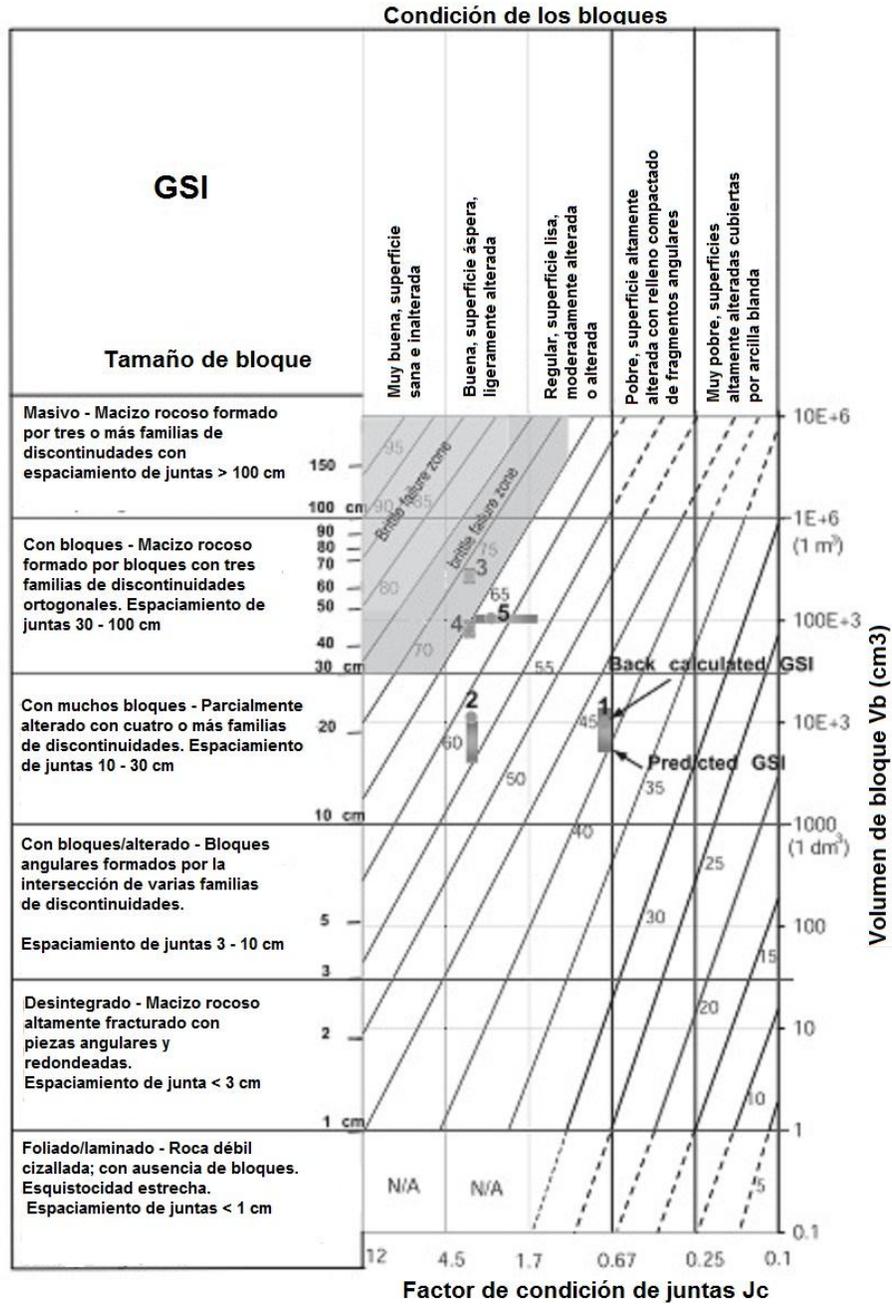


Figura 4-14. Carta de Hoek (1999) para determinar el GSI modificado por Cai et al (2004).

En la Figura 4-14 se aprecia que el único rango en donde sólo tiene lugar el análisis de un medio discontinuo es cuando  $0.13 \text{ m}^3 < V_b < 5 \text{ m}^3$ . En el caso de este trabajo, se han utilizado los siguientes valores de GSI dependiendo de la calidad: Buena – 75; regular – 50; mala – 30. Según la Tabla 4-3 los rangos de volúmenes de bloques (en  $\text{cm}^3$ ) serían los siguientes:

Tabla 4-3. Volumen de bloque por calidad de roca

Tipo de calidad	Volumen de bloque ( $\text{cm}^3$ )	Volumen de bloque ( $\text{m}^3$ )
Buena	$10^3 - 10^6$	$10^{-3} - 10$
Regular	$1 - 10^6$	$1^{-6} - 10$
Mala	$0.1 - 1^6$	$0.1^{-6} - 1$

Se observa en la Tabla 4-3, que los tres tipos de calidad de macizo rocoso usados pueden tener valores de volúmenes de bloque que queden por fuera del rango que implica modelizar un medio discontinuo ( $0.13 < V_b < 5 \text{ m}^3$ ).

En este sentido, es totalmente válido suponer que, para este caso, el macizo rocoso puede ser analizado como un medio continuo considerando las características mencionadas.

#### 4.4.2 Parámetros geomecánicos utilizados en las modelizaciones

Los parámetros geotécnicos utilizados en las modelizaciones se determinaron con base en las recomendaciones de Hoek (2001), presentadas en el documento “Rock mass properties for underground mines”. Estos datos (Tabla 4-4) están basados en análisis numéricos aplicados en diversos problemas prácticos. De ellos se distinguen tres distintos niveles de calidad de la roca con base en el GSI, buena, regular y mala calidad.

A partir de lo evaluado en inciso 4.4.1, y dado el alcance de este trabajo, no se llevarán a cabo análisis considerando las discontinuidades del macizo rocoso explícitamente. No obstante, en la práctica es absolutamente necesario evaluar la influencia de las discontinuidades en caso de que el macizo de roca y la geometría de la obra quede en el rango “discontinuo”.

## CAPÍTULO 4

Tabla 4-4. Propiedades típicas para macizos rocosos de buena, regular y mala calidad.

Fuente: Modificado de Hoek, 2001

Propiedad	Símbolo	Calidad de la roca			Unidades
		Buena	Regular	Mala	
Resistencia de la roca intacta	$\sigma_{ci}$	150	80	20	MPa
Constante de Hoek-Brown	$m_i$	25	12	8	-
Índice de Resistencia Geológica	GSI	75	50	30	-
Ángulo de fricción	$\varphi'$	46	33	24	°
Cohesión	$c'$	13	3,5	0,55	MPa
Resistencia a la compresión del macizo rocoso	$\sigma_{cm}$	64,8	13	1,7	MPa
Resistencia a la tensión del macizo rocoso	$\sigma_{tm}$	-0,9	-0,15	-0,01	MPa
Módulo de deformación	$E_m$	42000	9000	1400	MPa
Relación de Poisson	$\nu$	0,2	0,25	0,3	-
Ángulo de dilatancia	$\alpha$	11,5	4	0	-
<b>Características post-pico</b>					
Resistencia del macizo rocoso	$\sigma_{fcm}$	-	8	1,7	MPa
Módulo de deformación	$E_{fm}$	10000	5000	1400	MPa
Ángulo de fricción	$\varphi'_f$	38	-	-	°
Cohesión	$c'_f$	0	-	-	MPa
Índice de Resistencia Geológica	$GSI_r$	28	26	30	-

En cuanto a los parámetros residuales basados en GSI, se tomaron las recomendaciones de Cai et al. (2007), donde el valor residual  $GSI_r$ , puede ser expresado empíricamente en función del valor GSI como:  $GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI}$ . Russo et al., sugirió que el valor residual  $GSI_r$  equivale al 36% del valor del GSI.

Se debe destacar que para macizos rocosos de buena calidad, el análisis de desprendimientos alrededor de excavaciones con altos niveles de esfuerzo (Hoek, Kaiser y Bawden, 1995) sugiere que el macizo rocoso se comporta de forma elástica y frágil como se presenta en la Figura 4-15. En este caso y cuando la resistencia del macizo rocoso es excedida, ésta cae bruscamente comportamiento asociado con el relativamente alto valor de dilatancia de la roca. Si al fallar, la roca está confinada, por ejemplo, por el soporte del túnel, se puede asumir que se comporta como un relleno de roca con un ángulo de fricción interna aproximado a  $\varphi'_f = 38^\circ$  y una cohesión nula.

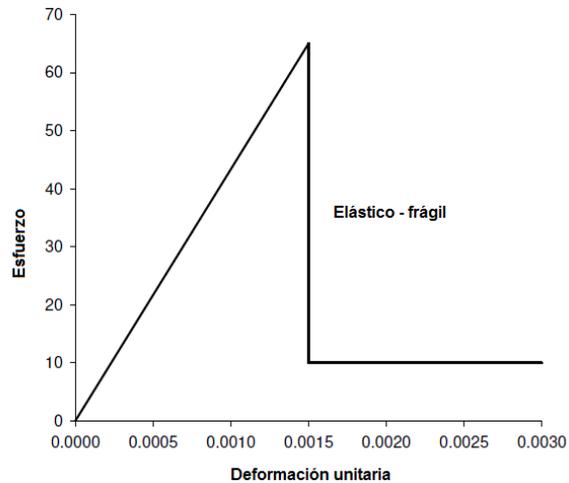


Figura 4-15. Izq: Granito de buena calidad. Fuente: González de Vallejo, 2002  
 Der: Curva esfuerzo – deformación para macizos rocosos de buena calidad.  
 Fuente: Hoek, 2001

En el caso de un macizo rocoso de calidad regular o media, es razonable asumir que las características post-falla pueden ser estimadas reduciendo el GSI de su valor in situ a un valor inferior con características de macizo rocoso fallado. Esta reducción de la resistencia del macizo corresponde al comportamiento de ablandamiento “Strain Softening” como se ilustra en la Figura 4-16. En esta ilustración se asume que la deformación unitaria posterior a la falla ocurre a un nivel de esfuerzo constante, definido por la resistencia a la compresión del macizo rocoso fallado.

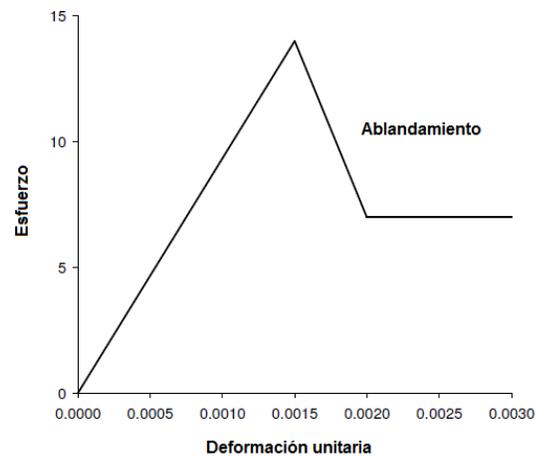


Figura 4-16. Izquierda. Cuarcitas ordovícicas de calidad media. Fuente: González de Vallejo, 2002. Derecha: Curva esfuerzo – deformación para macizos rocosos de regular calidad. Fuente: Hoek, 2001

Finalmente, el análisis de la falla progresiva de un macizo rocoso de mala o pobre calidad que se encuentra alrededor de un túnel, sugiere que las características de la roca luego de ocurrida la falla pueden representarse adecuadamente asumiendo que su comportamiento es elástico - perfectamente plástico. Esto significa que el material se deforma a un nivel de esfuerzo constante y que el hecho de que no haya cambio de volumen se asocia con el progreso de la falla, como se presenta en la Figura 4-17

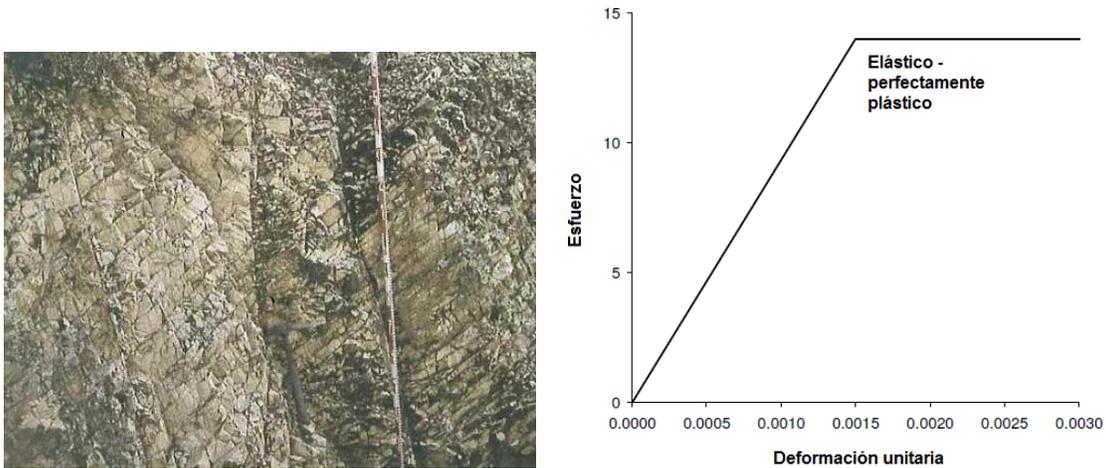


Figura 4-17. Izquierda. Cuarcitas ordovícicas de calidad baja. Fuente: González de Vallejo, 2002. Derecha: Curva esfuerzo – deformación para macizos rocosos de mala calidad. Fuente: Hoek, 2001

#### 4.4.3 Determinación del estado de esfuerzos horizontales

Para estimar el estado de esfuerzos horizontales, se puede utilizar la ecuación de Sheorey (1994):

$$k_0 = 0.25 + 7E_h \left( 0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

Donde:

$K_0$  = Coeficiente de esfuerzo horizontal

$E_h$  = Módulo de Elasticidad (GPa)

$Z$  = Profundidad o carga litostática (m). La profundidad máxima en el modelo sería de 50 m.

Para el cálculo del módulo de elasticidad  $E_h$  se ha empleado la relación de Heuze (1980)

$$E_h = E_i / 2.5$$

Donde  $E_i$  = Módulo de deformación de la matriz rocosa especificado en la Tabla 4-4 para diferentes tipos de calidades de roca.

Reemplazando los valores respectivos para cada tipo de macizo rocoso, en las dos ecuaciones anteriores, se estima el coeficiente de esfuerzo horizontal en cada caso:

- Mala calidad:

$$E_h = 1.400 / 2.5 = 0.56 \text{ GPa}; K_0 = 0.25 + 7 \times 0.56 (0.001+1/50) = 0.33$$

- Regular calidad:

$$E_h = 9.000 / 2.5 = 3.6 \text{ GPa}; K_0 = 0.25 + 7 \times 3.6 (0.001+1/50) = 0.78$$

- Buena calidad:

$$E_h = 42.000 / 2.5 = 16.8 \text{ GPa}; K_0 = 0.25 + 7 \times 16.8 (0.001+1/50) = 2.72$$

En resumen, para las condiciones establecidas en macizos rocosos de mala, regular y buena calidad, el coeficiente  $K_0$  equivale a 0.33, 0.78 y 2.72, respectivamente. No obstante, el valor de 2.72 sería cuestionable teniendo en cuenta que el tipo de terreno (roca) y la escasa profundidad del túnel en el portal.

El trabajo de Sheery (1994) proporciona aproximaciones realistas, aunque son más aplicables a profundidades mayores a los 500 metros. De acuerdo con Hudson y Harrison (1977) en obras civiles construidas a menos de 500 metros de profundidad es más una regla que una excepción (92% de los casos estudiados) que los esfuerzos horizontales sean mayores a los verticales (SCT, 2016). En la Figura 4-18, se presentan sobrepuestas las gráficas de los estudios realizados por Hoek y Brown (1980) y Sheery (1994).

De acuerdo con la Figura 4-18, los coeficientes de esfuerzo horizontal para los casos establecidos podrían variar entre 0.5 y 2.0 aproximadamente. Debido a las condiciones presentadas, se considera válido el uso de  $K_0=1$ , el cual representa el valor más probable, teniendo en cuenta la profundidad de la excavación y el tipo de material.

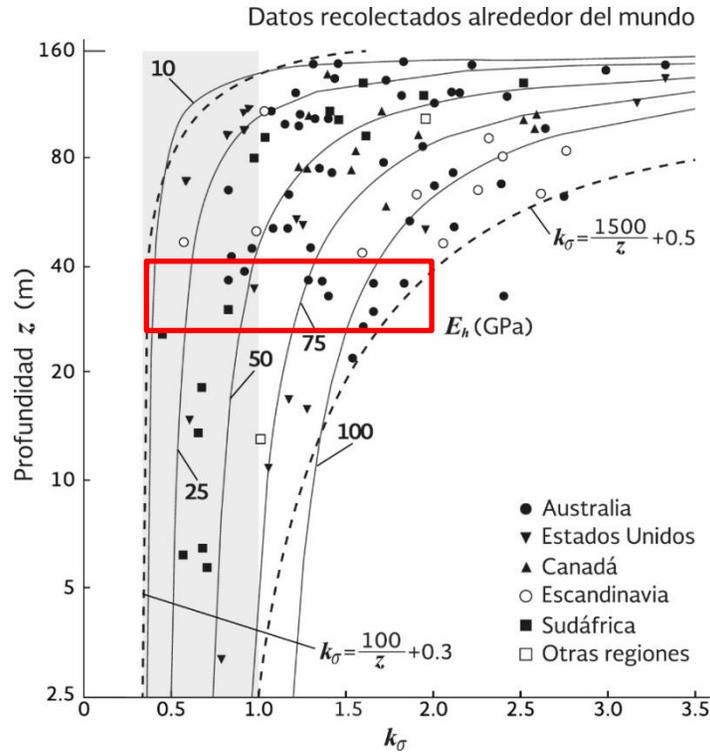


Figura 4-18. Gráficos del coeficiente de esfuerzo horizontal según los trabajos de Hoek y Brown (1980) y Sheery (1994). Gráficas sobrepuestas (SCT, 2016). Elaborado por Consultec

#### 4.5 MODELIZACIÓN DEL PORTAL TIPO SESGADO

Como se mencionó anteriormente, el portal sesgado cuenta con la característica de que se puede idealizar como un problema de deformación plana. Asumiendo esta condición, el proceso de modelización considera dos etapas, 1) Condición inicial y 2) Condición de excavación. La geometría de cada uno de los modelos es similar a la mostrada en la Figura 4-8, variando en cada caso, su recubrimiento o cobertura radial y superior. El análisis de esfuerzos cuenta con un número máximo de iteraciones de 500 y una tolerancia de 0.001.

Se han restringido los desplazamientos en el eje X y el eje Y de los nodos ubicados en los límites que colindan con el terreno, mientras que los nodos que se encuentran localizados en una cara exterior en contacto con la atmósfera tienen libertad de movimiento. Con el propósito de filtrar los resultados de desplazamiento de interés, es necesario reiniciar los desplazamientos después de la ejecución de la primera etapa (Condición Inicial). En cuanto a las cargas que afectan el modelo, se ha considerado únicamente el campo de fuerzas

gravitacional. Las propiedades de los materiales se han establecido de acuerdo a lo presentado en la Tabla 4-4, para cada uno de los tres niveles de calidad del macizo rocoso (bueno, regular y malo), además de integrar en la modelización la zona de afectación por voladura (Hoek, 2012).

#### 4.5.1 Características del mallado

La malla de elementos finitos empleada es del tipo gradual (Figura 4-19), la cual es la usada en la mayoría de modelos. La malla gradual emplea la técnica de inserción nodal de árbol cuaternario (Quadtree). Con el fin de obtener mayor precisión en los resultados, el tipo de elemento seleccionado ha sido triángulos de 6 nodos

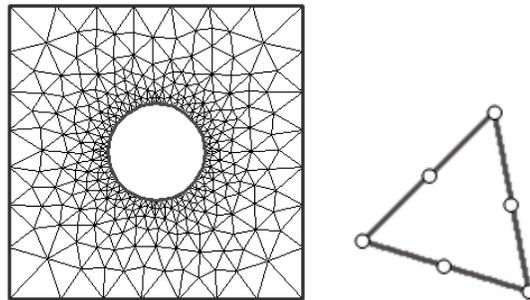


Figura 4-19. Ejemplo de malla de elementos finitos gradada y elementos triángulo con 6 nodos. Fuente: Rocscience

El número de nodos de la excavación en conjunto con el factor de gradación establecen la discretización de todos los límites del modelo. El número de nodos en la excavación directamente determina la discretización del contorno de la excavación. Por su parte, el factor de gradación es la relación entre:

- Longitud promedio de las discretizaciones del contorno de la excavación, y
- Longitud de las discretizaciones del límite exterior.

La discretización de las demás fronteras también es gradual, de acuerdo a la distancia de la frontera al contorno de la excavación. Para un modelo simple donde el límite exterior está a igual distancia desde el contorno de la excavación, un factor de gradación de 0.1 implica que la longitud promedio de las discretizaciones del límite externo será (aproximadamente) 10 veces la longitud promedio de la discretización del contorno de la excavación. Esto se muestra en la Figura 4-20.

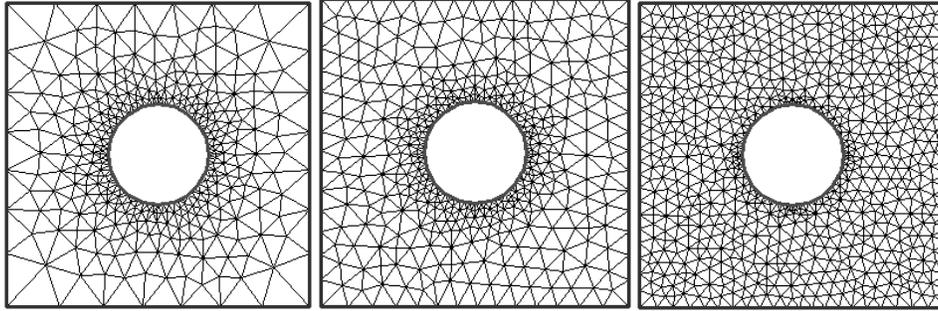


Figura 4-20. Efecto del factor de gradación en la malla. Fuente: RocScience

Debido a la naturaleza del proceso de discretización, el factor de gradación debe ser considerado como un número aproximado. En este caso, el número de nodos de la excavación es de 75 y el factor de gradación es 0.1. En la zona más cercana a la excavación del túnel y la ladera adyacente se empleó una región con mallado avanzado, el cual es más fino que el presente en el exterior del modelo. El modelo elaborado para un material de mala calidad, justo antes de ejecutarse, se vería como el mostrado en la Figura 4-21.

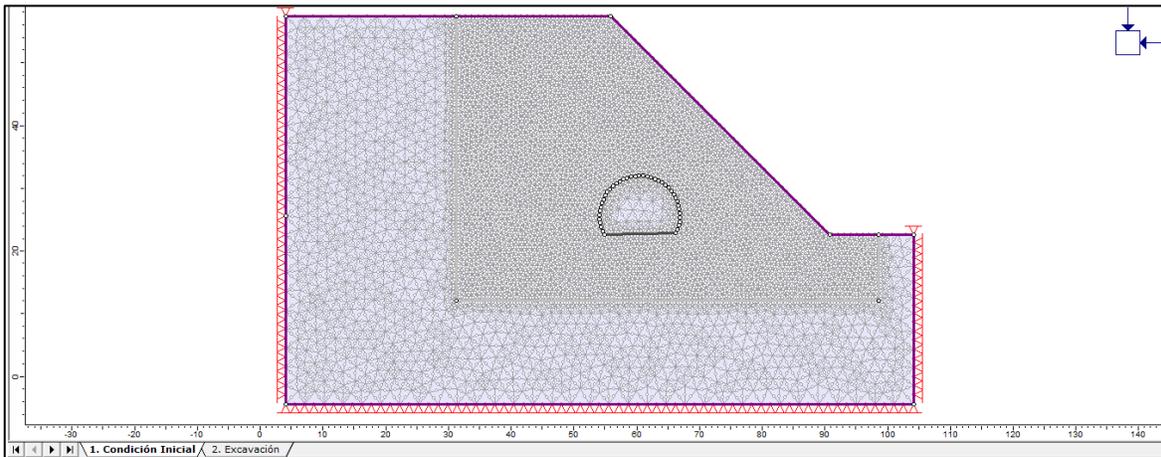


Figura 4-21. Modelo para material de mala calidad. Cobertura superior de 2 diámetros, cobertura radial de 1 diámetro.

#### 4.5.2 Condiciones de daño en la roca

En la Figura 4-22 y Figura 4-23 se presentan algunos modelos creados para materiales de regular y buena calidad.

## CAPÍTULO 4

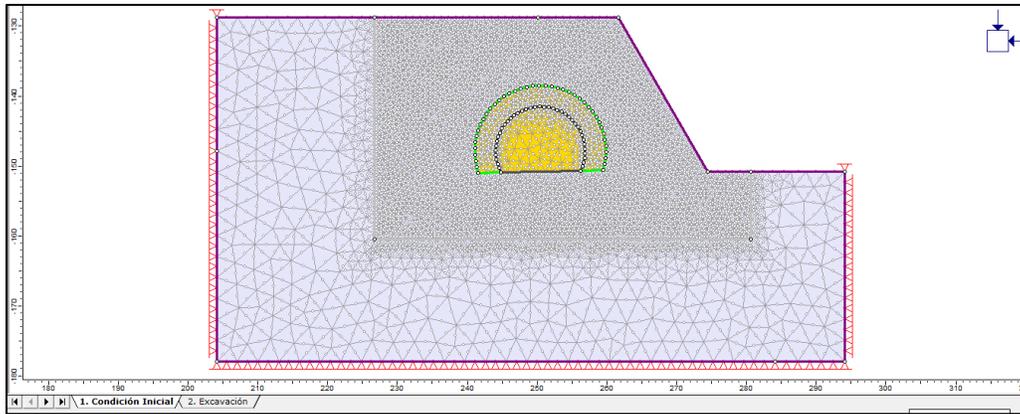


Figura 4-22. Modelo para materiales de regular calidad. Cobertura superior de 1 diámetro, cobertura radial de 1 diámetro.

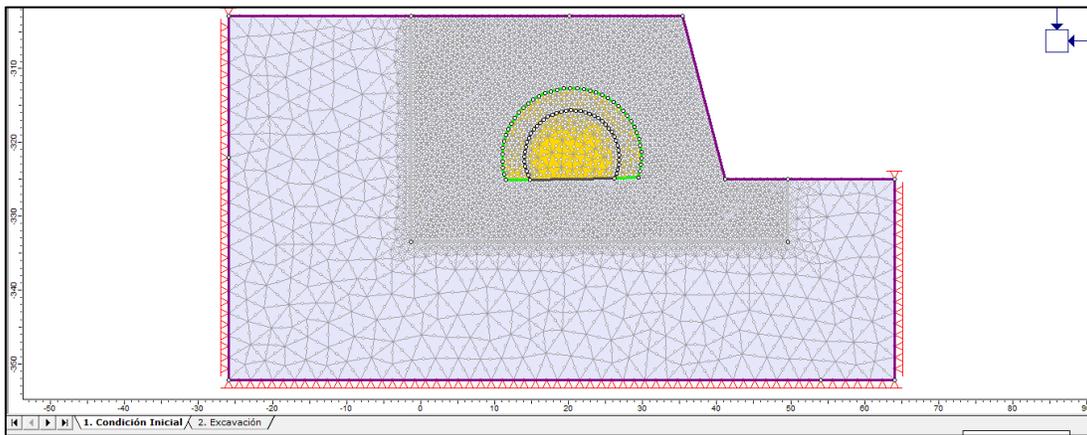


Figura 4-23. Modelo para materiales de buena calidad. Cobertura superior de 1 diámetro, cobertura radial de 1 diámetro.

En el caso de los modelos que representan a materiales de regular y buena calidad se ha seguido la recomendación de Hoek (2012), descrita en el artículo “Blast Damage Factor D”. En dicho artículo se menciona que la excavación de un túnel por el método de perforación y voladura es diseñado para expulsar el material desprendido del frente del túnel y dejar el contorno de la excavación sin daños. Para un túnel de 10 m de diámetro, se sugiere que la profundidad de la zona dañada por la voladura varía desde cero hasta aproximadamente 3 m dependiendo de la calidad de la voladura.

El método de perforación y voladura generalmente es utilizado para excavar en materiales de calidad regular y buena, por tal motivo, en el contorno de la excavación del túnel de los modelos correspondientes se ha dispuesto una zona

de 3 m de espesor donde el material será afectado por el factor de daño D, asumiendo un descontrol total de la voladura.

El valor asociado al factor de daño recomendado por Hoek como más desfavorable es de 0.8, correspondiente a una voladura de muy pobre calidad en un túnel de roca dura cuya extensión será de 3 metros. Vale la pena repetir que el diámetro de la excavación de túnel modelizada es de 12.8 m.

### **4.5.3 Descripción del método de reducción de resistencia al corte**

Con el propósito de estimar el factor de seguridad en cada escenario propuesto, se ha utilizado el método de reducción de resistencia al corte (SSR por sus siglas en inglés). RocScience explica el concepto básico de este método como sigue:

1. Los parámetros de resistencia del talud son reducidos por un cierto factor (Strength Reduction Factor - SRF), y el análisis de esfuerzos de elementos finitos es ejecutado.
2. Este proceso es repetido para diferentes valores de factor de reducción de resistencia (SRF), hasta que el modelo se vuelve inestable (los resultados del análisis no convergen).
3. Esto determina el factor de reducción de resistencia crítico (SRF crítico), o factor de seguridad del talud.

Hammah et. al (2005), describen un método que permite usar directamente el criterio de Hoek-Brown generalizado (Hoek et al, 2002) para análisis de taludes de rocas con la reducción de resistencia al corte (SSR por sus siglas en inglés) en elementos finitos. El método describe la generación de envolventes de corte para el criterio, la reducción de la envolvente de corte por un factor F y los medios para determinar la curva de Hoek-Brown generalizada equivalente que mejor se aproxima a la envolvente reducida.

### **4.5.4 Análisis de los resultados de las modelizaciones**

Para cada uno de los tres tipos de calidad de macizos rocosos (buena, regular y mala) analizados en este trabajo, se ha evaluado la influencia generada por la variación de la cobertura superior y radial de la excavación del túnel en el comportamiento tenso-deformacional del macizo rocoso. La cobertura o recubrimiento superior se ha variado en términos de diámetros de la excavación

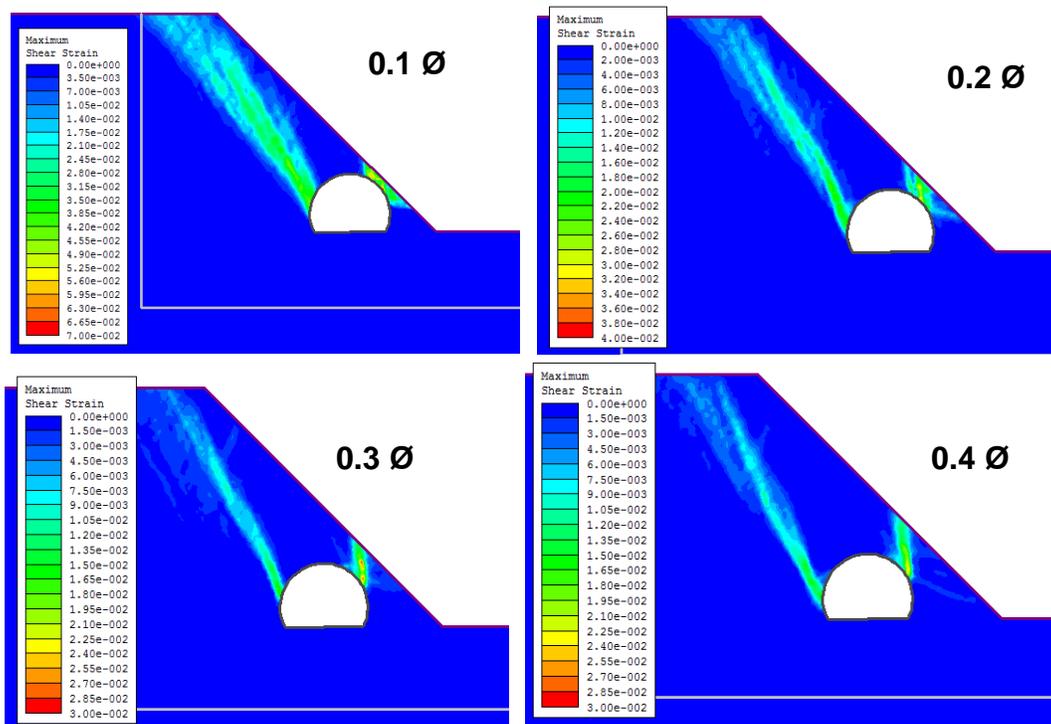
subterránea, desde 1 hasta 4 diámetros. De igual manera, se ha ajustado la cobertura radial desde 0.1 hasta 2 diámetros.

En la segunda etapa del proceso de modelización (Excavación) se han evaluado los resultados de desplazamientos totales, deformaciones unitarias cortantes máximas y factores de seguridad para los diferentes escenarios propuestos.

#### 4.5.4.1 Macizo rocoso de mala calidad

A continuación se exponen y analizan los resultados registrados para el análisis de esfuerzos en el material de mala calidad, en la sección de Anexos se exhiben todos los resultados obtenidos. En la Figura 4-24 se presentan las deformaciones unitarias cortantes máximas obtenidas con una cobertura superior de 2 diámetros.

En la Figura 4-24, la imagen superior izquierda corresponde a una cobertura radial de 0.1 diámetros. En ella se observa la definición de una zona donde se concentran las máximas deformaciones unitarias cortantes, generando una posible superficie de falla. Dicha superficie va desde el contorno de la excavación subterránea hasta la parte superior de la ladera, reflejando en la ladera el efecto de coalescencia producido por la excavación del túnel.



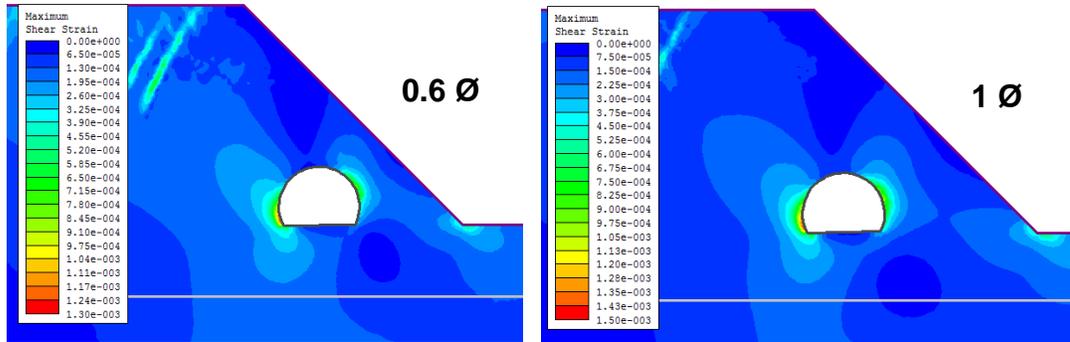
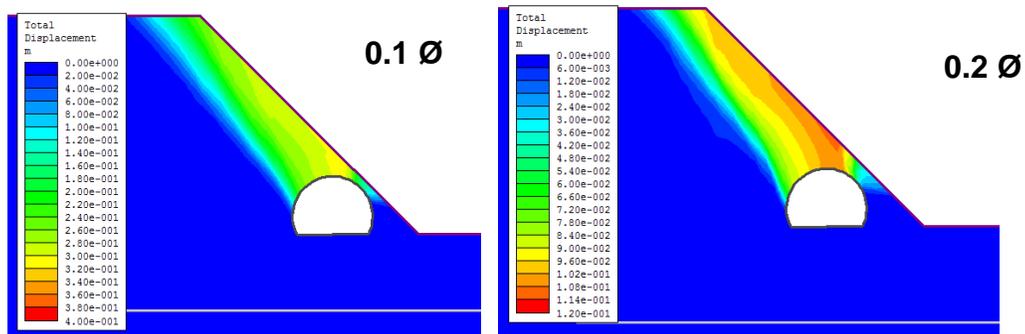


Figura 4-24. Deformaciones unitarias cortantes máximas para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha y de arriba abajo: 1) 0.1 diámetros, 2) 0.2 diámetros, 3) 0.3 diámetros, 4) 0.4 diámetros, 5) 0.6 diámetros y 6) 1 diámetro de cobertura radial.

La superficie de falla va desapareciendo a medida que aumenta el espesor de la cobertura radial. En el caso ejemplificado, se observó que solo hasta contar con una cobertura radial de 0.6 diámetros, los modelos presentan convergencia, generando poca afectación en la ladera.

En los demás casos, con diferentes coberturas o recubrimientos superiores, los resultados guardan un comportamiento similar, con valores ligeramente distintos. Se puede concluir que para las cuatro coberturas superiores evaluadas, cuando se considera una cobertura radial de al menos 1 diámetro, la influencia de la excavación subterránea en la estabilidad de la ladera contigua es mínima.

En la Figura 4-25 se presentan los desplazamientos totales máximos obtenidos con una cobertura superior de 2 diámetros.



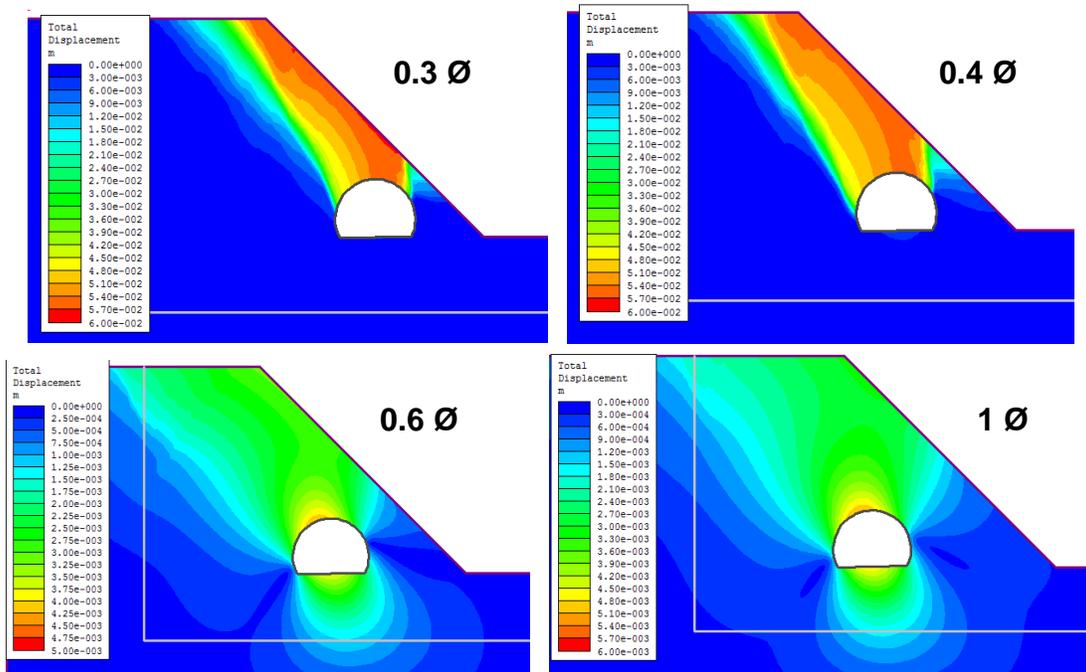


Figura 4-25. Desplazamientos totales máximos para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha y de arriba abajo: 1) 0.1 diámetros, 2) 0.2 diámetros, 3) 0.3 diámetros, 4) 0.4 diámetros, 5) 0.6 diámetros y 6) 1 diámetro de cobertura radial.

De la Figura 4-25 se reconoce que la presencia de la excavación subterránea incide en los desplazamientos de la ladera. Los desplazamientos totales máximos se generan a partir de la clave de la excavación del túnel y se esparcen hacia la cara libre de la ladera adenaña hasta llegar a la zona superior de la misma.

Además, se observa la relación y coherencia entre los resultados de deformaciones unitarias cortantes máximas y desplazamientos totales máximos, donde la superficie de falla que se muestra en la Figura 4-24, limita la zona en la cual se desarrollan los mayores desplazamientos.

En la Figura 4-26 se han dispuesto de manera concisa los resultados correspondientes a los desplazamientos máximos totales para materiales de mala calidad. En la Figura 4-26 se aprecia que el comportamiento para las cuatro coberturas superiores es uniforme, definiendo claramente que para coberturas radiales mayores a 0.6 diámetros los desplazamientos totales se reducen claramente además de contar con la convergencia del modelo.

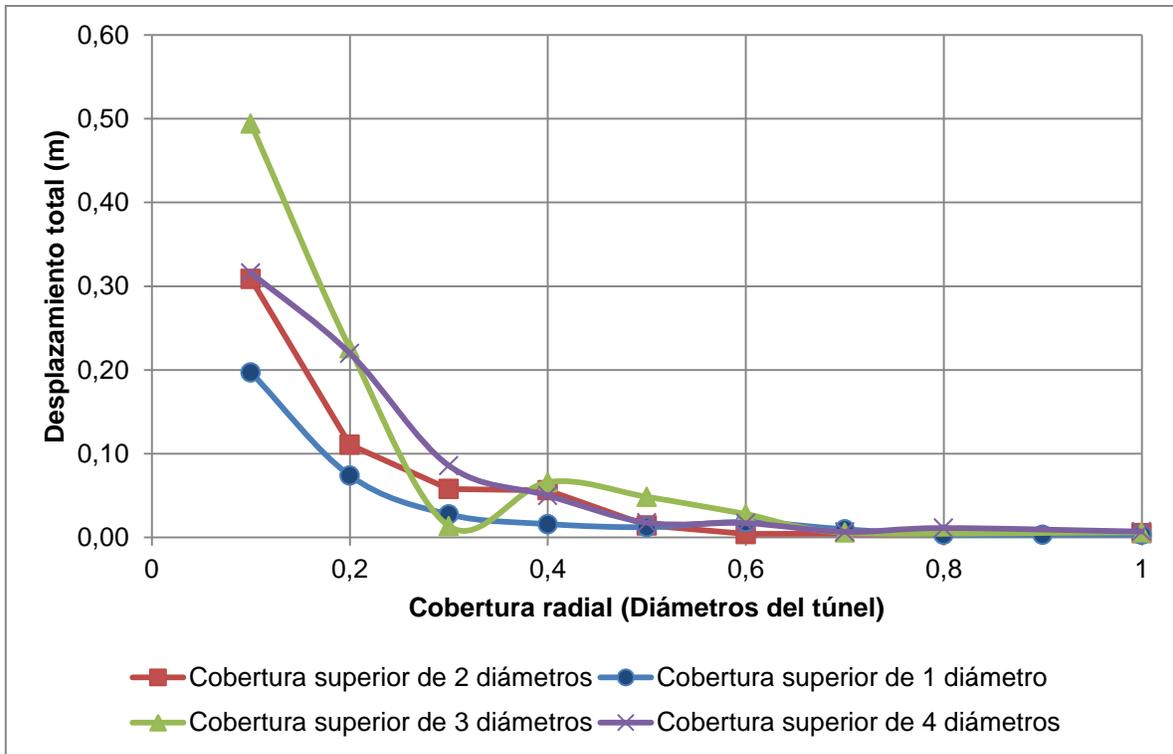


Figura 4-26. Desplazamientos totales máximos para diferentes coberturas superiores y radiales en materiales de mala calidad.

En los modelos que presentaron convergencia, se aplicó el método de reducción de resistencia al corte (SSR), determinando así el factor de seguridad (Figura 4-27) antes y después de realizar la excavación en cada caso (Tabla 4-5).

En la Figura 4-27 se observa que a medida que se aumenta la cobertura radial se produce una superficie de falla, en forma de chimenea, sobre la clave de la excavación hasta llegar a la cabeza de la ladera. Al incrementar la cobertura radial, como por ejemplo de 1 a 2 diámetros, el factor de seguridad se mantiene relativamente constante (con un pequeño incremento).

Por su parte, al incrementar la cobertura superior, en general, los factores de seguridad tienden a ser similares. En ese sentido, para macizos rocosos de mala calidad la cobertura superior no es un elemento determinante.

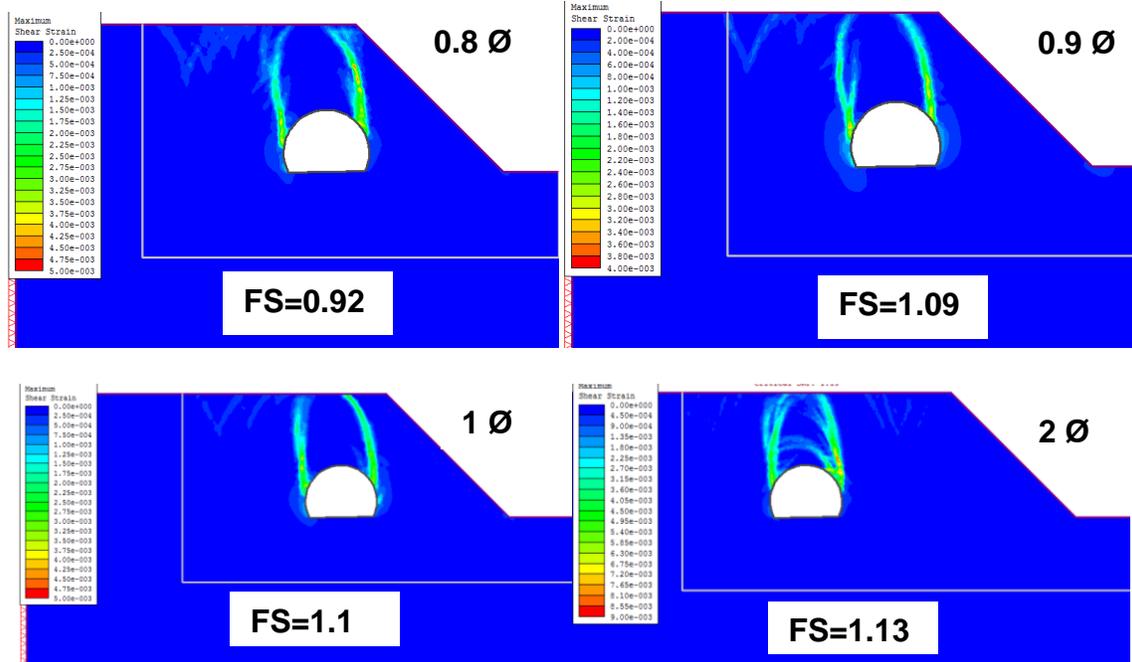


Figura 4-27. Factores de reducción de resistencia al corte para para una cobertura superior de 1 diámetro. De izquierda a derecha y de arriba abajo: 1) 0.8 diámetros, 2) 0.9 diámetros, 3) 1 diámetro, 4) 2 diámetros de cobertura radial

En la Tabla 4-5 se aprecia una notable disminución del factor de seguridad luego de realizar la excavación subterránea. Se observa que no existe un comportamiento uniforme definido, sin embargo, se vislumbra cierta tendencia a que el factor de seguridad crezca de acuerdo al aumento del recubrimiento radial.

También se encuentra que el factor de seguridad es superior a 1 cuando la cobertura o recubrimiento radial es de al menos 1 diámetro, es decir, que en determinados casos, si la cobertura radial es inferior a dicho valor, el modelo es inestable.

CAPÍTULO 4

Tabla 4-5. Factores de seguridad para materiales de mala calidad

Recubrimiento (Ø)		SRF sin excav.	SRF con excav.	Recubrimiento (Ø)		SRF sin excav.	SRF con excav.	
Superior	Radial			Radial	Radial			
1	0,1	2,8	-	3	0,1	2,1	-	
1	0,2		-	3	0,2		-	
1	0,3		-	3	0,3		-	
1	0,4		-	3	0,4		-	
1	0,5		-	3	0,5		-	
1	0,6		-	3	0,6		-	
1	0,7		-	3	0,7		1,0	
1	0,8		-	3	1		1,0	
1	0,9		1,0	3	2		1,1	
1	1		1,1	4	0,1		1,94	-
1	2		1,1	4	0,2			-
2	0,1		-	4	0,3			-
2	0,2	-	4	0,4	-			
2	0,3	-	4	0,5	-			
2	0,4	-	4	0,6	-			
2	0,5	-	4	0,7	-			
2	0,6	1,0	4	0,8	-			
2	1	1,1	4	1	1,0			
2	2	1,1	4	2	1,1			

**4.5.4.2 Macizo rocoso de regular y buena calidad**

A continuación se exponen y analizan los resultados obtenidos para materiales de regular y buena calidad, en la sección de Anexos se exhiben todos los resultados obtenidos.

En los modelos donde se representa una cobertura radial inferior a 3m, se consideraron propiedades equivalentes con el fin de modelizar adecuadamente el comportamiento del terreno. Vale la pena recordar que el recubrimiento o cobertura está en función del diámetro de la excavación del túnel.

En la Figura 4-28 se presentan las deformaciones unitarias cortantes máximas y los desplazamientos totales máximos obtenidos con una cobertura superior de 2 diámetros para materiales de regular calidad.

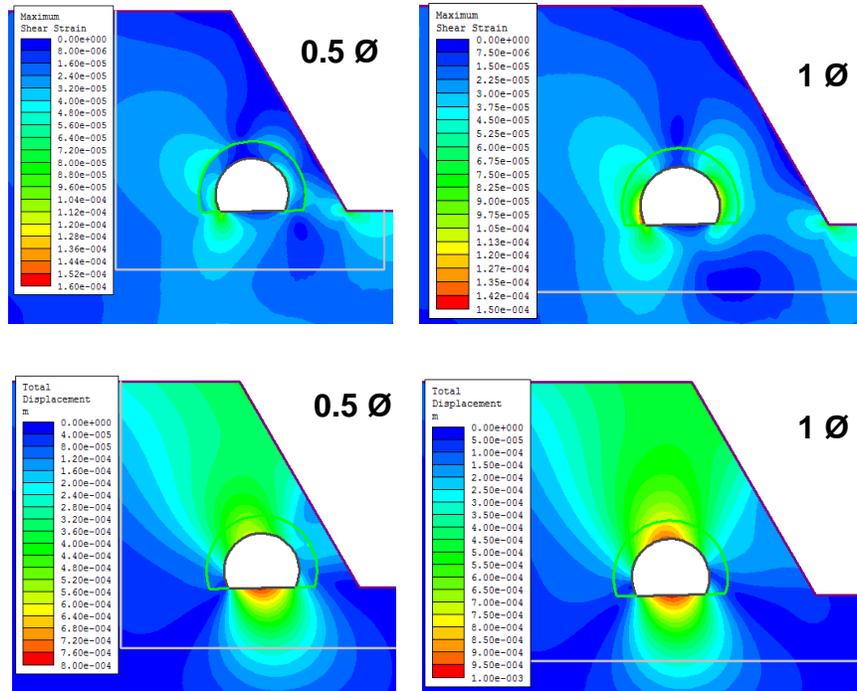


Figura 4-28. Resultados para material de regular calidad. Arriba: Deformaciones unitarias cortantes máximas para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha: 1) 0.5 diámetros, 2) 1 diámetro de cobertura radial. Abajo: Desplazamientos totales máximos para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha: 1) 0.5 diámetros, 2) 1 diámetro de cobertura radial.

En la Figura 4-28, se observa que no se genera una superficie posible de falla como el caso de los modelos elaborados para material de mala calidad. Las deformaciones unitarias cortantes máximas se concentran en la zona cercana al contorno de la excavación subterránea, así mismo, los desplazamientos totales se ubican principalmente en la clave y la solera de la excavación del túnel, aunque sus magnitudes son poco perceptibles.

Si no existe cobertura radial, el modo falla debido a la concentración de esfuerzos es en el techo de la excavación. Para una cobertura radial de 0.1 diámetros se aprecia cierta concentración de desplazamientos definida entre la excavación y la ladera, mientras que para un cobertura radial de 1 diámetro, la incidencia de la excavación en el estado tenso-deformacional de la ladera adyacente es despreciable. En los demás casos analizados, los resultados reflejan un comportamiento análogo. Se puede inferir que para las coberturas evaluadas, no se presenta una influencia significativa en la estabilidad de la ladera contigua.

En la Figura 4-29 se presentan las deformaciones unitarias cortantes máximas y los desplazamientos totales máximos obtenidos con una cobertura superior de 2 diámetros para materiales de buena calidad.

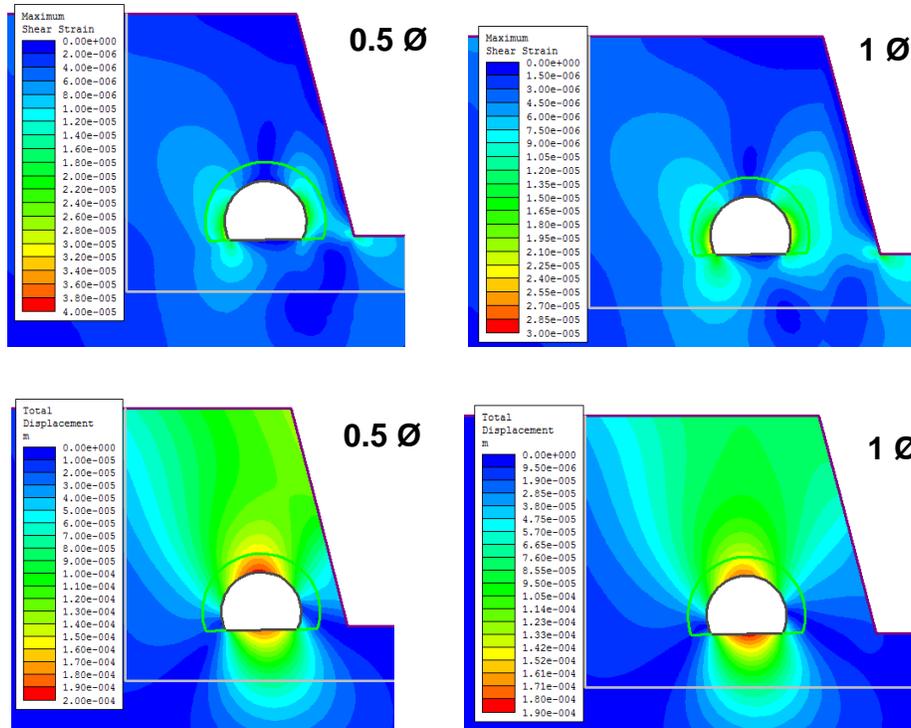


Figura 4-29. Resultados para material de buena calidad. Arriba: Deformaciones unitarias cortantes máximas para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha: 1) 0.5 diámetros, 2) 1 diámetro de cobertura radial. Abajo: Desplazamientos totales máximos para una cobertura o recubrimiento superior de 2 diámetros. De izquierda a derecha: 1) 0.5 diámetros, 2) 1 diámetro de cobertura radial.

Los resultados alcanzados para el material de buena calidad son similares a los obtenidos para material de regular calidad, es decir, se observa que no se genera una superficie posible de falla como si ocurrió para el caso de los modelos en material de mala calidad. Las deformaciones unitarias cortantes máximas se concentran en las zonas próximas a la excavación, mientras que los desplazamientos totales se ubican principalmente en la clave y la solera de la excavación del túnel, aunque con valores significativamente bajos.

No obstante, a diferencia del resultado alcanzado para material de regular calidad, si no se cuenta con cobertura radial, el modelo se mantiene estable, lo cual muestra su capacidad de resistencia a la tensión. En la Figura 4-30 se muestran casos donde se observa esta resistencia.



Figura 4-30. Izquierda: Pilares del Túnel Gouliang. Fuente: Cookie Sound, 2014.  
Derecha: Túnel Gouliang en voladizo. Fuente: Daily Mail, 2014

Para una cobertura radial de 0.1 diámetros no se define una evidente concentración de desplazamientos entre la excavación y la ladera, mientras que, de igual manera, para un cobertura radial de 1 diámetro, la incidencia de la excavación en el estado tenso-deformacional de la ladera adyacente se puede considerar despreciable.

En los demás casos analizados, los resultados conservan un comportamiento semejante. Se puede inferir que para las coberturas evaluadas, la influencia de la excavación del túnel en la estabilidad de la ladera contigua no es determinante, limitando las inestabilidades mayores al movimiento de bloques, es decir comportamiento *discontinuo*.

A diferencia de los resultados obtenidos para materiales de mala calidad, los resultados para materiales de regular y buena calidad se dispondrán en forma tabulada. En la Tabla 4-6 se observa una notoria disminución del factor de seguridad luego de realizar la excavación subterránea. Se aprecia que para las diferentes coberturas, en terrenos de regular calidad, se alcanzan factores de seguridad superiores a 1 y desplazamientos totales máximos poco apreciables.

Tabla 4-6. Desplazamientos totales máximos y factores de seguridad para materiales de regular calidad

Recubrimiento ( $\emptyset$ )		SRF sin excavación	SRF con excavación	Desplazamiento total (m)
Superior	Radial			
1	0,5	3,5	2,0	6,14E-04
1	1		2,0	6,34E-04
2	0,1	2,6	1,6	6,51E-04

## CAPÍTULO 4

Recubrimiento (Ø)		SRF sin excavación	SRF con excavación	Desplazamiento total (m)
Superior	Radial			
2	0,5		2,1	7,80E-04
2	1		1,6	9,76E-04
4	0,0		1,6	1,30E-03
4	0,1	1,9	1,3	1,60E-03
4	0,5		1,4	9,95E-04
4	1		1,1	1,26E-03

De manera análoga, en la Tabla 4-7 se destaca que para las diferentes coberturas, en terrenos de buena calidad, se alcanzan factores de seguridad superiores a 3 y desplazamientos totales máximos insignificantes.

Tabla 4-7. Desplazamientos totales máximos y factores de seguridad para materiales de buena calidad

Recubrimiento (Ø)		SRF sin excavación	SRF con excavación	Desplazamiento total (m)
Superior	Radial			
1	0,0	12,4	7,7	1,20E-04
1	0,1		7,5	1,71E-04
1	0,5		8,3	1,21E-04
1	1		5,5	1,23E-04
2	0,1	9,6	7,0	2,15E-04
2	0,5		6,3	1,95E-04
2	1		7,4	1,87E-04
3	0,1	6,4	3,9	2,36E-04
3	0,5		3,5	2,62E-04
3	1		3,5	2,51E-04
4	0,1	6,9	3,5	3,02E-04

A manera de resumen, en la Figura 4-31 se presenta un esquema de las coberturas superior y radiales, en los tres tipos de calidades de terreno (mala, regular y buena), para las que el modelo numérico converge.

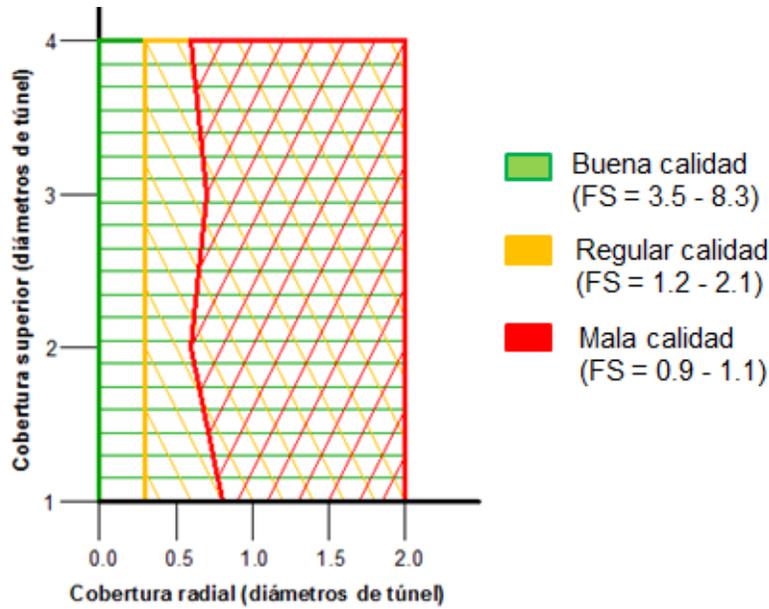


Figura 4-31. Modelos que convergen para diferentes coberturas superiores y radiales, y calidades de terreno.

En la Tabla 4-8, se presenta el resumen de los factores de seguridad más bajos y más altos que se encuentran para diferentes calidades de terreno. También se incluye la cobertura radial mínima respectiva.

Tabla 4-8. Resumen de factores de seguridad y cobertura radial mínima para diferentes calidades de terreno.

Calidad del terreno	Factor de seguridad	Cobertura radial mínima (diámetros de túnel)
Buena	3,5-8,3	0
Regular	1,2-2,1	0,3
Mala	0,9-1,1	1

#### 4.5.4.3 Conclusiones

Los resultados encontrados para los tres tipos de calidad del terreno analizados (mala, regular y buena), demuestran que se pueden generar superficies de falla y desplazamientos considerables en materiales de mala calidad. En este sentido, si en este tipo de material se pretende configurar un portal sesgado se debe garantizar una cobertura radial de al menos 1 diámetro en cualquier punto de la

excavación, simplemente para lograr el equilibrio del sistema, por lo que se deben de considerar sostenimientos para garantizar un factor de seguridad adecuado incluso bajo condiciones sísmicas o con agua.

Este punto induce a reconocer que se deben de realizar muchas más revisiones de este estilo con distintos tipos de geometría, para así poder establecer los factores de seguridad o la probabilidad de falla con base en la confiabilidad probabilista. Con respecto a la cobertura superior, se observó que al incrementarla, los factores de seguridad tienden a decrecer ligeramente. En ese sentido, para macizos rocosos de mala calidad, la cobertura superior no es un elemento determinante

Por otra parte, se evidencia que en materiales de regular y buena calidad los desplazamientos son despreciables y no se forman superficies de falla debido a que el terreno se ha modelizado como un medio continuo equivalente, es aquí donde la modelización de discontinuidades y la estructura del macizo rocoso cobrarán una importancia mucho mayor, gobernando el comportamiento.

En macizos rocosos de regular calidad donde **la estructura del macizo rocoso no genere posibles desprendimientos de bloques**, se debería utilizar una cobertura radial al menos mayor de 3m con el fin de evitar problemas de inestabilidad debidos a la influencia de la voladura. Por esta razón, para este caso se considera que es necesario conservar una cobertura radial de al menos 0.3 veces el diámetro del túnel.

Mientras que en material de buena calidad no hay una cobertura radial mínima, es decir, que la roca sería estable incluso si el techo de la excavación subterránea estuviera en forma de voladizo, enfatizando una vez mas que esto solo ocurre si **la estructura del macizo rocoso no genera posibles desprendimientos de bloques**.

### 4.6 MODELIZACIÓN DEL PORTAL TIPO TRINCHERA

#### 4.6.1 Características de las modelizaciones del portal Trinchera

El portal tipo trinchera, dadas sus características se ha analizado mediante modelizaciones 3D. En estas modelizaciones se incluye la evaluación de la ladera, previa a la excavación de los taludes del portal. Esta condición permite, aunado a la inherente necesidad de verificación, evaluaciones por el método de equilibrio

límite y una evaluación esfuerzo – deformación por reducción de resistencia, observando su similitud respecto a su versión tridimensional.

La geometría definida para la ladera natural está ligada con lo expuesto en la sección 4.1.2 sobre la pendiente del terreno. Los límites de los modelos cuentan con la longitud suficiente para no interferir en el adecuado desarrollo de la superficie de la falla crítica. La configuración del portal está basada en las recomendaciones dadas en las normas del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias - ADIF (2008) las cuales han sido descritas al inicio del capítulo anterior, pero se repasan a continuación: Inclinación del frente del portal: 1H:5V (hasta 3-5 m por encima de la clave del túnel). Inclinación por encima del frente: menor o igual a 1H:2V. Cobertura: 1 a 2 diámetros.

En este caso, se ha empleado una inclinación del frente del portal de 1H:5V hasta 3 m por encima de la clave del túnel, la inclinación por encima del frente es de 1H:2V y la cobertura es de 2 diámetros para material de mala calidad. Los esquemas de las secciones longitudinales de la ladera natural y el portal tipo trinchera se muestran en la Figura 4-32 (las dimensiones están en metros).

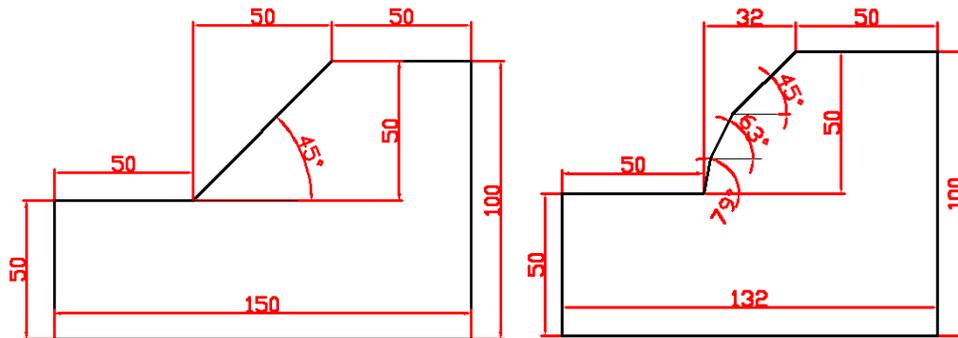


Figura 4-32. Secciones de la ladera natural y el portal trinchera

#### 4.6.1.1 Modelos bidimensionales con el método de equilibrio límite

El método analítico empleado ha sido el de Bishop Simplificado. Se ha definido el tipo de superficie de falla como no circular y su método de búsqueda es el auto-refinado. Este método está disponible en el software Slide y permite localizar el factor de seguridad global mínimo. Este método funciona con el siguiente algoritmo:

1. La superficie del talud es dividida en secciones de acuerdo con el valor establecido de *Divisiones a lo largo del talud* (10).
2. Se generan círculos entre cada par de divisiones, teniendo en cuenta el valor dado de *Círculos por división* (10).
3. Cada círculo es convertido en una superficie no circular usando el *Número de vértices a lo largo de la superficie* (12) (Figura 4-33) y el factor de seguridad es calculado para la superficie no circular.
4. El factor de seguridad promedio asociado con cada división a lo largo del talud es almacenado.
5. El valor de *Divisiones para usar en la siguiente iteración* (50%) es empleado para determinar cómo las divisiones serán usadas para definir una nueva y estrecha área de búsqueda en la siguiente iteración. Sólo se usan las divisiones con los factores de seguridad más bajos.
6. Las divisiones del talud que fueron retenidas son usadas para formar una nueva polilínea del talud. Usando esta nueva y estrecha superficie del talud, se repiten los pasos 1 a 5, de acuerdo con el *Número de iteraciones* (10) especificado.

Para mayores detalles se puede consultar el Manual de Slide elaborado por Rocscience. En muchos casos, para el mismo número de superficies generadas, el método de auto-refinado localizará superficies con factores de seguridad más bajos que los encontrados mediante otros métodos, como la búsqueda con cuadrícula.

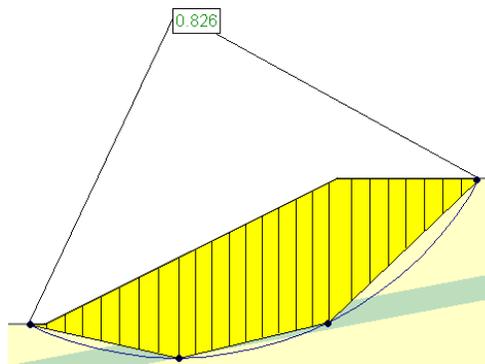


Figura 4-33. Resultados de la búsqueda auto-refinada con cuatro vértices.

Fuente: RocScience

El modelo de ladera natural elaborado para este caso, justo antes de ejecutarse en Slide, se vería como el mostrado en la Figura 4-34.

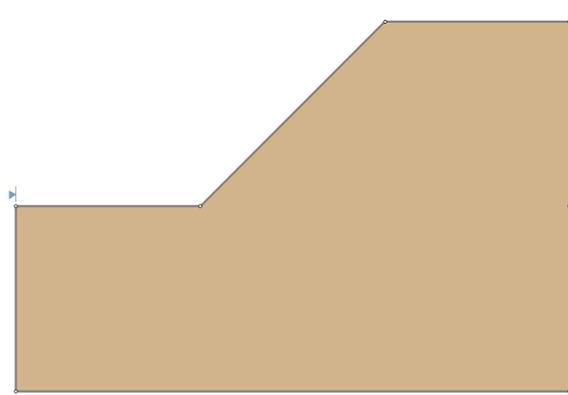


Figura 4-34. Modelo de ladera natural en Slide.

#### **4.6.1.2 Modelos bidimensionales con análisis de esfuerzos y con reducción de resistencia al corte – SSR**

Esta modelización cuenta con un número máximo de iteraciones de 500 y una tolerancia de 0.001. Se han restringido los desplazamientos en el eje X y el eje Y de los nodos ubicados en los límites que colindan con el terreno, mientras que los nodos que se encuentran localizados en una cara exterior y en contacto con la atmósfera tienen libertad de movimiento. En cuanto a las cargas que afectan al modelo, se ha considerado únicamente el campo de fuerzas gravitacional.

Las características de mallado utilizadas son explicadas en la sección anterior. La malla de elementos finitos empleada es del tipo gradada (Figura 4-19), la cual es usada en la mayoría de modelos. Con el fin de obtener mayor precisión en los resultados, el tipo de elemento seleccionado ha sido triángulos de 6 nodos.

En este caso, el número de nodos del límite o contorno exterior es de 300. Con el propósito de estimar el factor de seguridad en cada escenario propuesto, se ha utilizado el método de reducción de resistencia al corte (SSR por sus siglas en inglés). Este método se ha descrito en la sección anterior. El modelo de ladera natural a ejecutarse en Phase2 (RS2), se vería como el mostrado en la Figura 4-35.

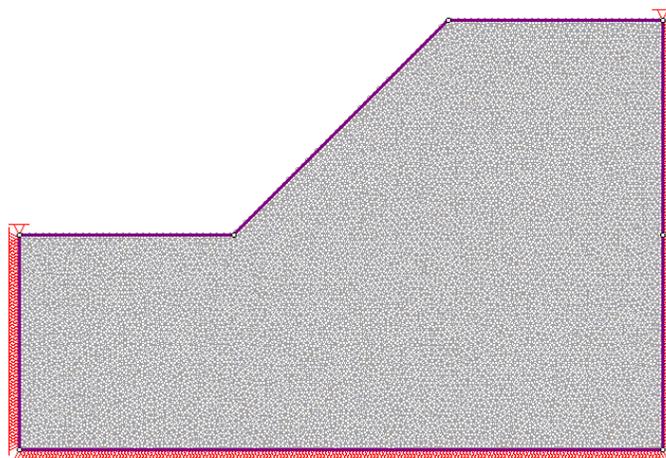


Figura 4-35. Modelo de ladera natural en Phase2 (RS2).

#### 4.6.1.3 Modelos tridimensionales con análisis de esfuerzos y con reducción de resistencia al corte – SSR

Los modelos tridimensionales del portal tipo trinchera realizados en RS3 se configuraron de forma análoga a los modelos ejecutados en Phase 2 (RS2), usando un mallado denso conformado por tetraedros con 10 puntos de integración(Figura 4-36).

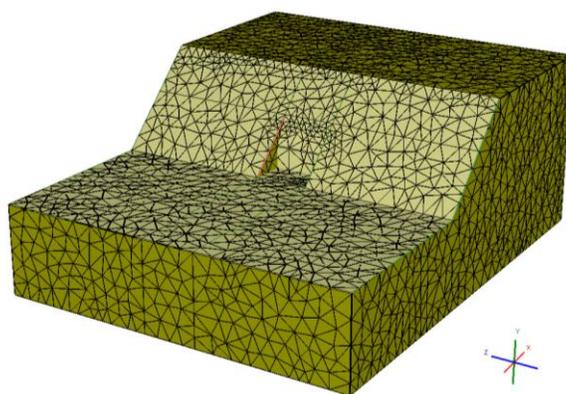


Figura 4-36. Mallado de modelo de portal trinchera en RS3

Con el propósito de estimar el factor de seguridad en cada escenario propuesto, se ha utilizado de nuevo el método de reducción de resistencia al corte (SSR por sus siglas en inglés). Este método se ha descrito en la sección anterior.

En RS3 se han creado geometrías en las cuales la forma de la trinchera es rectangular y semi-circular (con y sin excavación subterránea de 1 m de

profundidad). Con éstas configuraciones se ha simplificado el modelo, optimizando el proceso de cálculo. Los modelos de portal tipo trinchera elaborados, justo antes de ejecutarse en RS3, se verían como los mostrados en la Figura 4-37.

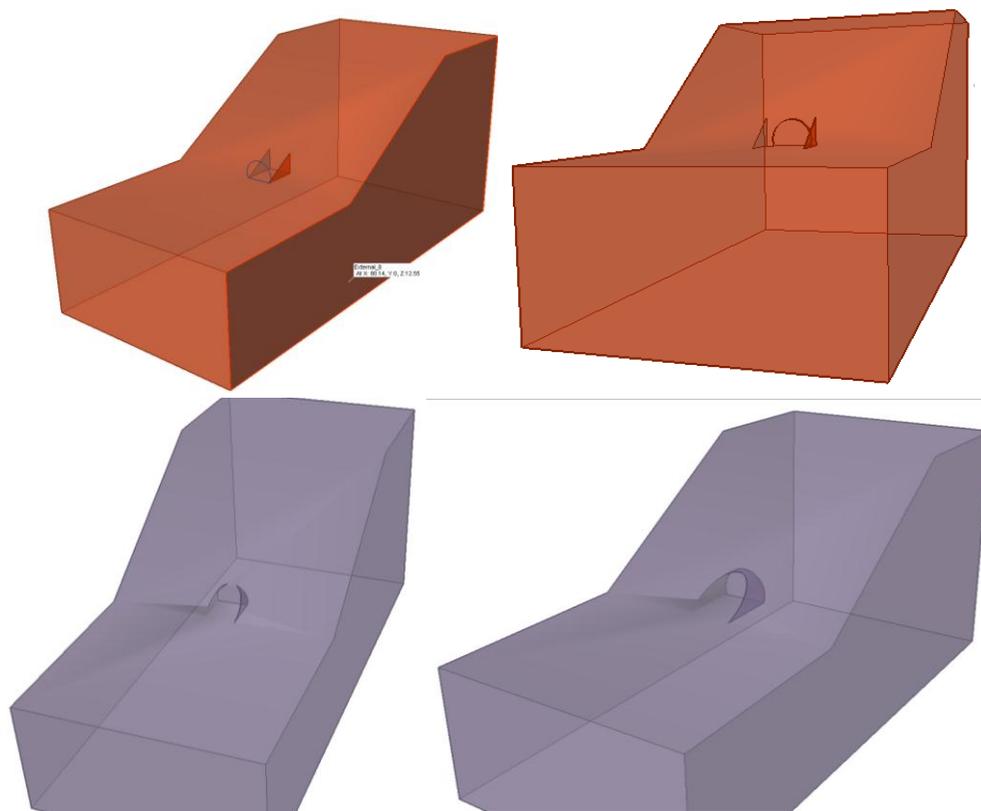


Figura 4-37. Modelos de portal tipo trinchera en RS3. Arriba izquierda: Corte rectangular. Arriba derecha: Corte rectangular con excavación subterránea de 1 m. Abajo izquierda: Corte de sección transversal de túnel. Abajo derecha: Corte de sección transversal de túnel con excavación subterránea de 1 m.

### 4.6.2 Análisis de resultados de la modelización

En las modelizaciones del portal sesgado presentadas en la sección anterior, se observó que se generaron superficies de falla y desplazamientos considerables en materiales de mala calidad, lo cual no ocurre en materiales de regular y buena calidad.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en las modelizaciones del portal sesgado, se ha decidido realizar modelizaciones adicionales para macizos rocosos de mala calidad en el portal tipo trinchera. En ese orden de ideas, se analizarán materiales de mala calidad con tres diferentes valores de GSI (10, 20 y 30). Las

demás propiedades de los materiales se han establecido de acuerdo a lo presentado en la Tabla 4-4.

#### 4.6.2.1 *Análisis de los resultados de modelos bidimensionales*

En los modelos realizados en Slide se ha determinado el factor de seguridad global mínimo. Por su parte, en las modelizaciones ejecutadas en Phase2 (RS2) se han revisado los resultados de desplazamientos totales, deformaciones unitarias cortantes máximas y factores de seguridad en los diferentes escenarios propuestos.

En la sección de Anexos se exhiben todos los resultados obtenidos. A continuación se exponen los resultados registrados mediante el método de Bishop Simplificado y el método de reducción de resistencia al corte (Figura 4-38) para la ladera natural con un material de mala calidad (GSI=30).

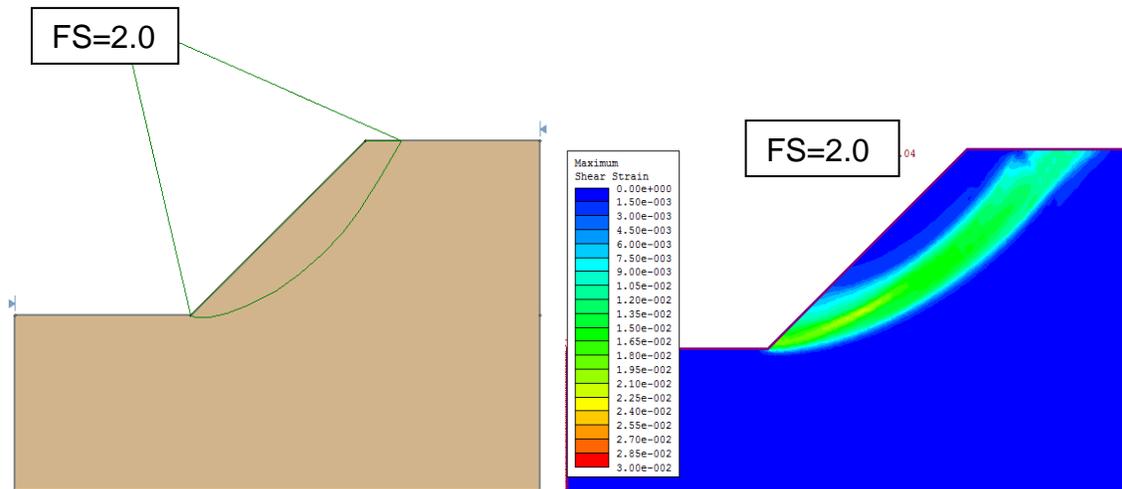


Figura 4-38. Deformaciones unitarias cortantes y factores de seguridad para ladera natural y portal trinchera (GSI=30)

Dado que el valor de GSI = 30 es recomendado por Hoek (2001), en la Tabla 4-9, se presentan los factores de seguridad obtenidos para análisis que consideran valores menores de GSI. Se observa que a medida que el valor de GSI disminuye, el factor de seguridad también desciende, acercándose fuertemente al equilibrio límite cuando el GSI tiene un valor de 10.

Tabla 4-9. Factores de seguridad para ladera natural, portal y avance de 1m en 2D para diferentes valores de GSI

	GSI		
	30	20	10
FS con equilibrio límite 2D	2,06	1,67	1,24
FS con SSR en 2D	2,04	1,66	1,23

Se debe notar que estos análisis tienen influencia de la cercanía del borde superior derecho en la malla de elementos finitos, es por ello que se realizó un modelo incrementando dicha distancia a fin de que éste sea el usado en el modelo 3D. A continuación se exponen los resultados alcanzados mediante el análisis de esfuerzo-deformación y el método de reducción de resistencia al corte (Figura 4-39) de la ladera natural en un material de mala calidad con GSI = 30 en Phase 2 (RS2).

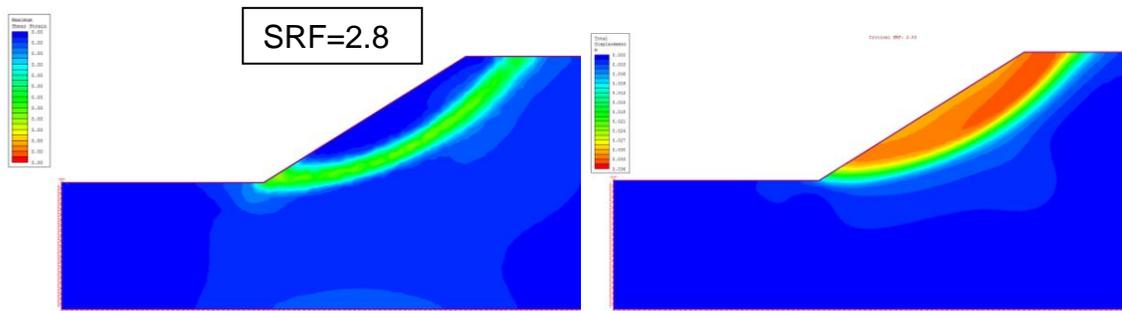


Figura 4-39. Izquierda: Deformaciones unitarias cortantes. Derecha: Desplazamientos totales máximos para el modelo de ladera natural en material de mala calidad

Se observa que la forma de la superficie de falla generada desde el pie de la ladera hasta la corona es consistente con lo obtenido en modelos mostrados anteriormente. También se aprecia el incremento del factor de seguridad, el cual alcanza un valor de 2.8.

#### 4.6.2.2 *Análisis de los resultados de modelos tridimensionales*

##### ➤ **Ladera natural**

Las modelizaciones tridimensionales del portal trinchera se han aplicado en macizos rocosos de mala calidad (GSI=30), usando las propiedades descritas en la Tabla 4-4.

En dichas modelizaciones, ejecutadas en RS3, se han estudiado los resultados de desplazamientos totales, deformaciones unitarias cortantes máximas y factores de seguridad para los diferentes escenarios propuestos.

Los resultados encontrados en el modelo tridimensional se validan al compararlos con los resultados registrados anteriormente para el modelo de ladera natural bidimensional, dado que se obtienen superficies de falla similares, desplazamientos totales (aprox. 0.03-0.04 m) y factores de seguridad (aprox. 2.8-2.9).

A continuación (Figura 4-40) se presentan los desplazamientos totales, deformaciones unitarias cortantes máximas y factores de seguridad obtenidos en el modelo tridimensional de la ladera natural.

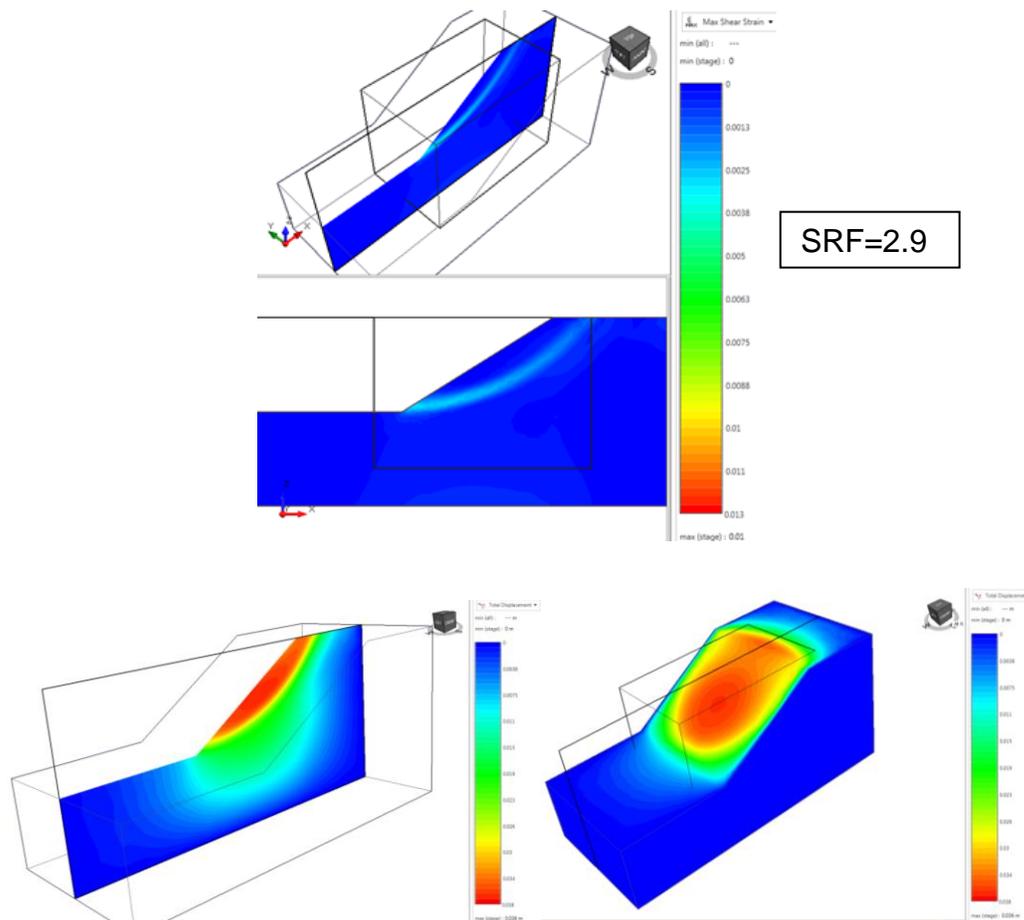


Figura 4-40. Deformaciones unitarias cortantes, factor de seguridad y desplazamientos para el modelo de ladera natural en material de mala calidad en 3D

➤ **Trinchera con taludes verticales**

Posteriormente, se realizó un modelo de portal trinchera con una excavación tal que los taludes quedan orientados de manera vertical, siendo una condición crítica y simplificada del tipo de portal estudiado (Figura 4-41).

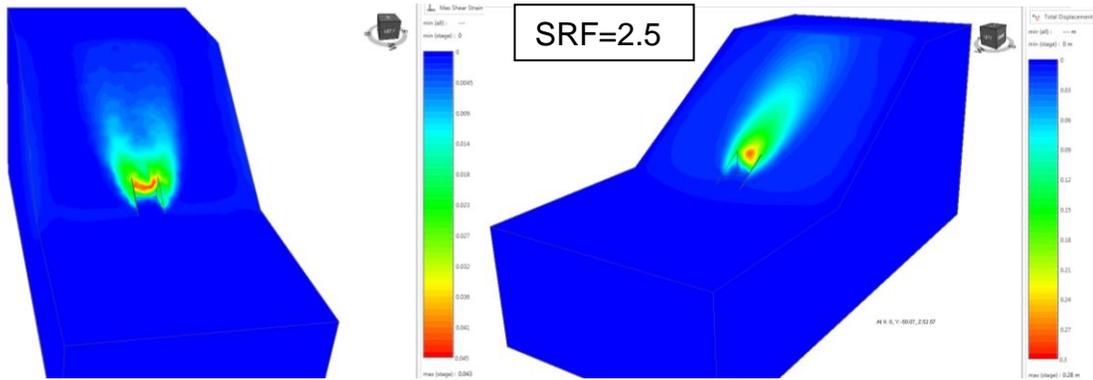


Figura 4-41. Deformaciones unitarias cortantes, factor de seguridad y desplazamientos totales en el modelo de portal trinchera con taludes verticales para material de mala calidad en 3D

En las imágenes anteriores (Figura 4-41) se aprecia una clara concentración de deformaciones unitarias cortantes y desplazamientos en la zona superior a la excavación de los taludes del portal, presentando como punto más crítico la zona donde se pasa de talud vertical a ladera natural. No obstante, el factor de seguridad mínimo alcanzado (2.45) es bastante alto, indicando que el portal es suficientemente estable. Por esta razón, se ha decidido incluir en el modelo una excavación subterránea con 1 m de profundidad medida desde el techo de la misma (Figura 4-42).

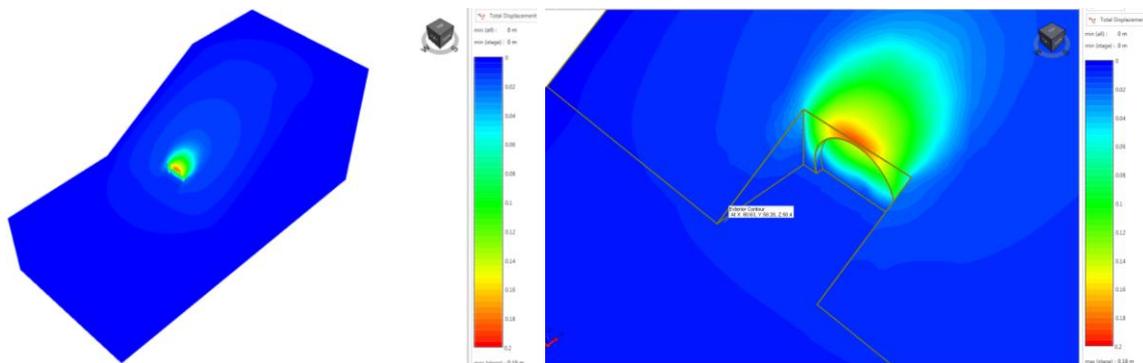


Figura 4-42. Desplazamientos totales en el modelo de portal trinchera con taludes verticales para material de mala calidad en 3D

En la Figura 4-42, se encuentra que los desplazamientos máximos se manifiestan en la zona superior a la excavación subterránea, extendiéndose horizontalmente hasta el punto donde se encuentran los taludes laterales.

El cálculo en éste modelo no converge, por tanto, el material ha fallado en la región de influencia de la excavación subterránea requiriendo desde avances en media – cuarto de sección o bien algún tipo de soporte (desde anclaje hasta enfilaje frontal) para poder inicial el proceso de excavación del tunel.

➤ **Excavación considerando solo la excavación del tunel, sin taludes adicionales**

Dado que la modelización descrita anteriormente colapsa tanto en la clave como en las paredes de la excavación se generó otra en la que sólo se excava la sección del tunel, evitando mas afectación del talud. El primer analisis no considera avance en excavación subterránea (Figura 4-43). El modelo es estable, con un factor de seguridad de 2.6, presentando una concentración de deformaciones en la zona superior de la excavación. No obstante, la zona es reducida y no se extiende a lo largo del talud frontal.

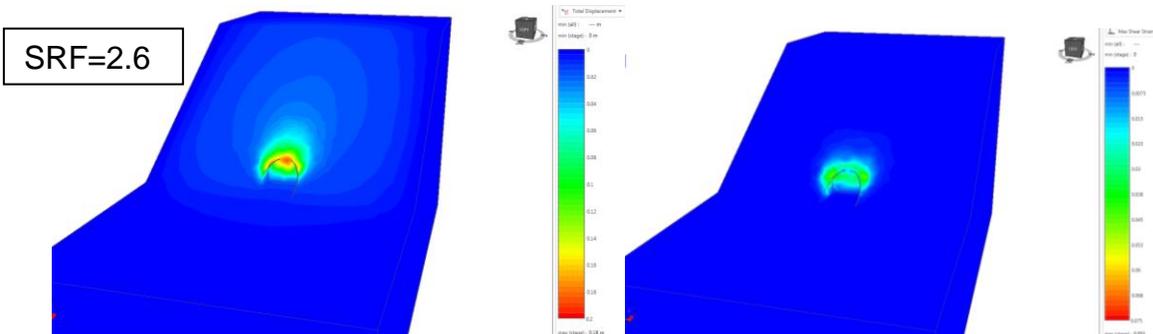


Figura 4-43. Deformaciones unitarias cortantes, factor de seguridad y desplazamientos totales en el modelo de portal trinchera con sección semicircular (sin avance en la clave) en material de mala calidad en 3D

Finalmente, se ha modelizado el caso en el que sólo se excava una sección semicircular con un avance de la excavación subterránea de 1 m en la clave del túnel. Dicho modelo falla en la zona superior de la excavación, presentado un desplazamiento total máximo de 0.32 m (Figura 4-44).

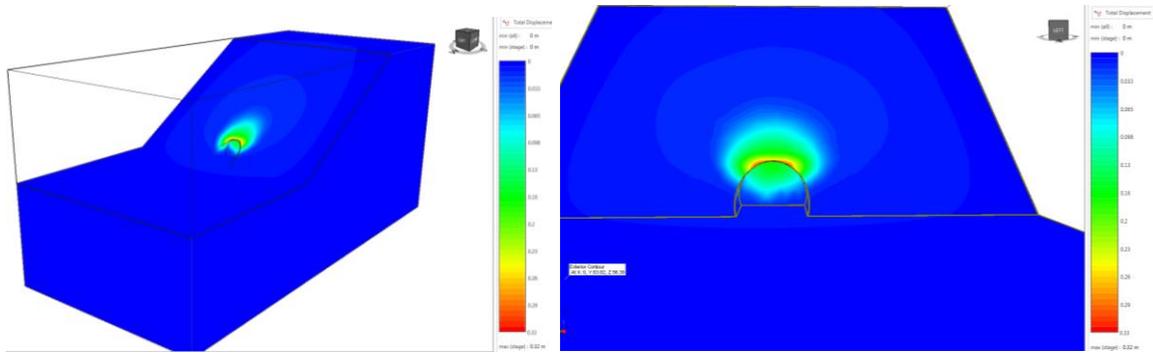


Figura 4-44. Desplazamientos totales en el modelo de portal trinchera con sección semicircular (avance de 1 m en la clave) en material de mala calidad en 3D

En este sentido, se aprecia que sin importar la forma y configuración de la excavación del portal, no es posible avanzar dentro de macizos rocosos de mala calidad sin contar con un ningún tipo de refuerzo en el terreno.

### 4.6.3 Conclusiones

Se ha modelizado un portal trinchera típico con dos diferentes configuraciones geométricas y el avance de una excavación subterránea de 1 m de profundidad, observando que se pueden inducir problemáticas de estabilidad en el terreno.

Los resultados encontrados para macizos rocosos de mala calidad, demuestran que los máximos desplazamientos y deformaciones unitarias cortantes se concentran en la zona más cercana a la excavación de los taludes del portal, especialmente en la región superior a la clave del túnel, manifestando fallas locales. Por tanto, se recomienda minimizar el tamaño del portal tipo trinchera con el fin de disminuir la afectación de la ladera por la excavación de los taludes del portal.

En macizos rocosos de mala calidad, el modelo de portal tipo trinchera alcanza factores de seguridad altos mientras no falle la clave debido a la excavación del túnel. Por tanto, se recomienda disponer de sistemas de pre-soporte como por ejemplo, los enfilajes o paraguas de micropilotes, previo al inicio de la excavación subterránea.

#### **4.7 LISTADO DE POSIBLES FUTUROS TEMAS DE INVESTIGACIÓN RELACIONADOS CON LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN PORTALES DE TÚNELES DE CARRETERAS.**

Debido a las limitaciones de tiempo y recursos, hubo varios temas vinculados con la estabilidad de taludes en portales de túneles de carretera que no fueron abordados a profundidad en esta tesis. Por esto, a continuación se presenta un listado de los principales temas omitidos total o parcialmente en este trabajo, que podrían servir para desarrollar futuras investigaciones:

1. *Determinación de la distancia de afectación entre la excavación subterránea y el pie de la ladera.*
2. *Influencia del tamaño de bloques en la estabilidad de portales y determinación del tamaño máximo de bloque.*
3. *Evaluación del efecto de materiales anisótropos con juntas en la estabilidad de portales de túneles.*
4. *Análisis numérico de la estabilidad de portales en terrenos de muy mala calidad y en suelos.*
5. *Influencia de la geomorfología en la estabilidad de taludes de portales.*
6. *Análisis del efecto de la orientación y propiedades de discontinuidades del macizo rocoso en la estabilidad de portales.*
7. *Evaluación de la influencia de la falla de frente en la estabilidad del talud frontal de portales.*
8. *Comparación de la relación costo-beneficio entre el corte a cielo abierto y la excavación del túnel.*

Con base en la guía general para el diseño de portales de Peila (2002) se pueden adicionar los siguientes temas:

- a) *Análisis multi-criterio para determinar la configuración de portal óptima.*
- b) *Definición de desplazamientos aceptables para las estructuras de portales.*
- c) *Lineamientos para la investigación geológica y geotécnica de portales.*
- d) *Definición de los factores de seguridad con y sin portal.*
- e) *Consideraciones para la predicción del comportamiento mecánico del terreno en deslizamientos pequeños, a gran escala, avalanchas y desprendimientos que afectan a portales.*
- f) *Diseño preliminar del portal y evaluación de los posibles métodos y técnicas de construcción.*

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados de este trabajo, el desarrollo de los portales deberá realizarse de tal manera que se cause la menor perturbación posible al entorno y el medio ambiente, evaluando tanto la ladera como los taludes y el inicio de la excavación del túnel. Los puntos preliminares de importancia en el diseño de los portales son los siguientes (INVÍAS, 2015):

- a) Localización, proclive a cambiar de acuerdo a las condiciones geológicas-geotécnicas del sitio (tipo de material, presencia de estructuras geológicas, grado de alteración del macizo, presencia de agua, etc.).
- b) Forma y posición, definidas por la topografía de las laderas, el ángulo de incidencia del trazado del túnel sobre el terreno y la inclinación de los taludes (frontal y lateral).
- c) Apariencia externa, definida por la integración con el medio ambiente y la sensación de seguridad que debe transmitir el portal a sus usuarios

Según el U.S. Corps of Engineers, (1997), dado que lo más probable es que el macizo rocoso en la zona del portal sea el más alterado, es habitualmente recomendable contar con un recubrimiento mínimo de al menos dos diámetros por encima de la clave. Según López (2011), en zonas donde la roca es suficientemente sana, es posible reducir este recubrimiento hasta un diámetro.

Es importante tener presente que las fases de análisis y diseño de la estabilidad del portal de un túnel incluyen tres niveles:

- 1) Evaluación de la estabilidad de la excavación de los taludes (a cielo abierto) requeridos para generar el portal.
- 2) Revisión de la estabilidad en la intersección entre talud y túnel.
- 3) Evaluación de la respuesta del talud a la excavación subterránea

En general, en la literatura técnica, las publicaciones relacionadas con el tema del análisis de la estabilidad de portales están enfocadas en la primera etapa mencionada, desestimando la relevancia de las otras dos etapas señaladas anteriormente.

Según López Jimeno (2011), a lo largo de las cuatro últimas décadas, se han utilizado una gran variedad de sistemas de refuerzo y/o estabilización de taludes de portales, sobre todo porque, en sí mismos, presentan una gran variedad de situaciones problemáticas. No obstante, se observa una convergencia general

hacia soluciones más mecanizadas, menos artesanales y más estandarizadas, con el paraguas de micropilotes como elemento básico del portal.

Según el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera del Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVÍAS (2015), se considera que el tipo de portal que representa la condición más desfavorable es el portal sesgado, dado que se ubica en una ladera plana donde el túnel se desarrolla de forma oblicua o incluso paralela al talud.

En cuanto a las evaluaciones incluidas en este trabajo, se ha realizado la evaluación numérica de los casos de portal tipo sesgado y tipo trinchera, mostrando su respuesta ante distintas variaciones a las condiciones geotécnicas. Los resultados encontrados para los tres tipos de calidad del terreno analizados (mala, regular y buena), demuestran que se pueden generar superficies de falla y desplazamientos considerables en materiales de mala calidad.

En macizos rocosos de mala calidad, el caso más crítico lo representa el portal sesgado, pues se debe garantizar una cobertura radial de al menos 1 diámetro en cualquier punto de la excavación para lograr el equilibrio del sistema. Por lo que se deben de considerar soportes para garantizar un factor de seguridad adecuado incluso bajo condiciones sísmicas o con agua. Este punto induce a reconocer que se deben de realizar muchas más revisiones de este estilo con distintos tipos de geometría, para así poder establecer los factores de seguridad o la probabilidad de falla con base en la confiabilidad probabilista.

Además, se evidencia que en materiales de regular y buena calidad los desplazamientos son despreciables y no se forman superficies de falla debido a que el terreno se ha modelizado como un medio continuo equivalente, es aquí donde la modelización de discontinuidades y la estructura del macizo rocoso cobrarán una importancia mucho mayor, gobernando el comportamiento.

En macizos rocosos de regular calidad donde **la estructura del macizo rocoso no genere posibles desprendimientos de bloques**, se debería utilizar una cobertura radial al menos mayor de 3m con el fin de evitar problemas de inestabilidad debidos a la influencia de la voladura. Por esta razón, para este caso se considera que es necesario conservar una cobertura radial de al menos 0.3 veces el diámetro del túnel. Mientras que en material de buena calidad no hay una cobertura radial mínima, es decir, que la roca sería estable incluso si el techo de la excavación subterránea estuviera en forma de voladizo, enfatizando una vez más que esto solo ocurre si **la estructura del macizo rocoso no genera posibles desprendimientos de bloques**.

Por otro lado, y también de acuerdo con INVÍAS (2015), el portal en “V” o encajonado o tipo trinchera es la configuración típica que se encuentra en la mayoría de los portales, ya que se obtiene una adecuada cobertura tanto vertical como horizontal.

En el caso del portal trinchera se observa que la inestabilidad solo se activa cuando empieza el desarrollo del túnel, puesto que al excavar la trinchera los factores de seguridad son altos (mayores a 2). Los resultados encontrados para macizos rocosos de mala calidad, demuestran que los máximos desplazamientos y deformaciones unitarias cortantes se concentran en el talud frontal, en la zona que está encima de la clave de la excavación subterránea, manifestando fallas locales.

Por tanto, se recomienda minimizar el tamaño del portal tipo trinchera con el fin de disminuir la afectación de la ladera por la excavación de los taludes del portal. Adicionalmente, se recomienda disponer de sistemas de pre-soporte como por ejemplo, los enfilajes o paraguas de micropilotes, previo al inicio de la excavación subterránea.

Por otra parte, se evidencia que en materiales de regular y buena calidad los desplazamientos son despreciables y no se forman superficies de falla debido a que el terreno se ha modelizado como un medio continuo equivalente, requiriéndose entonces modelizaciones que representen el discontinuo.

De acuerdo con esto, para este tipo de macizos rocosos es necesario establecer detalladamente la orientación y propiedades geomecánicas de las familias de discontinuidades existentes. Dependiendo de sus características, la estructura de los macizos será quien gobierne la estabilidad de la excavación subterránea.

El portal de un túnel presenta las mismas incertidumbres de diseño que cualquier otra sección convencional tipo dentro del túnel, aunado a los efectos de la erosión en la ladera. Por ello, es imprescindible colocar una mínima instrumentación para controlar la estabilidad en las secciones del portal, como nivelaciones topográficas y medidas de convergencia.

Debido a las limitaciones de tiempo y recursos, hubo varios temas vinculados con la estabilidad de taludes en portales de túneles de carretera que no fueron abordados a profundidad en esta tesis. Por esto, al final del capítulo anterior se expuso un listado de temas omitidos en este trabajo, esperando que pueda ser útil para definir futuras investigaciones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Administrador de Infraestructuras Ferroviarias - ADIF (2008). IGP, Instrucciones generales para los proyectos de plataforma.
- Barla, G., & Barla, M. (2000). Continuum and discontinuum modelling in tunnel engineering. *Gradevinar*, 52(10), 567-576.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 39(2), 185-216.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support, *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4.
- Bieniawski, Z. T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. In *Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech.* (Vol. 2, pp. 27-32).
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering.* John Wiley & Sons.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265.
- Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y. and Minami M. (2004): Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* n.41, pp.3-19.
- Caseti, V. (2010). *Geomorfología. Capítulo 1.* Instituto de Profesores Artigas.
- Consultec Ingenieros Asociados (2011). Condiciones de seguridad del portal Durango del túnel Baluarte y propuesta para su estabilización.
- Consultec Ingenieros Asociados (2013). Reporte, observaciones y recomendaciones derivados de la visita efectuada el pasado 17 de septiembre de 2013 a los túneles Agua de Obispo, ubicados en el km 300 de la carretera México – Acapulco.
- Consultec Ingenieros Asociados (2014). Informe sobre el caído suscitado el día 25 de julio de 2014 en el Túnel 1 ubicado entre los cadenamientos 101+910 al 102+050 de la carretera Mitla - Entronque Tehuantepec II.
- Cookie Sound (2014). Guoliang Tunnel Road. Consultado en: <http://www.cookiesound.com/2014/08/breathtaking-views-breathtaking-walks-guoliang-tunnel-road/>
- Corominas, J., & de Caminos, I. (2004). Tipos de rotura en laderas y taludes. *Ingeniería del Terreno Ingeoter4*. Ed: López Jimeno, Carlos. Universidad Politecnica de Madrid, 191-213.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). *Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes.* Transportation research board special report, (247).

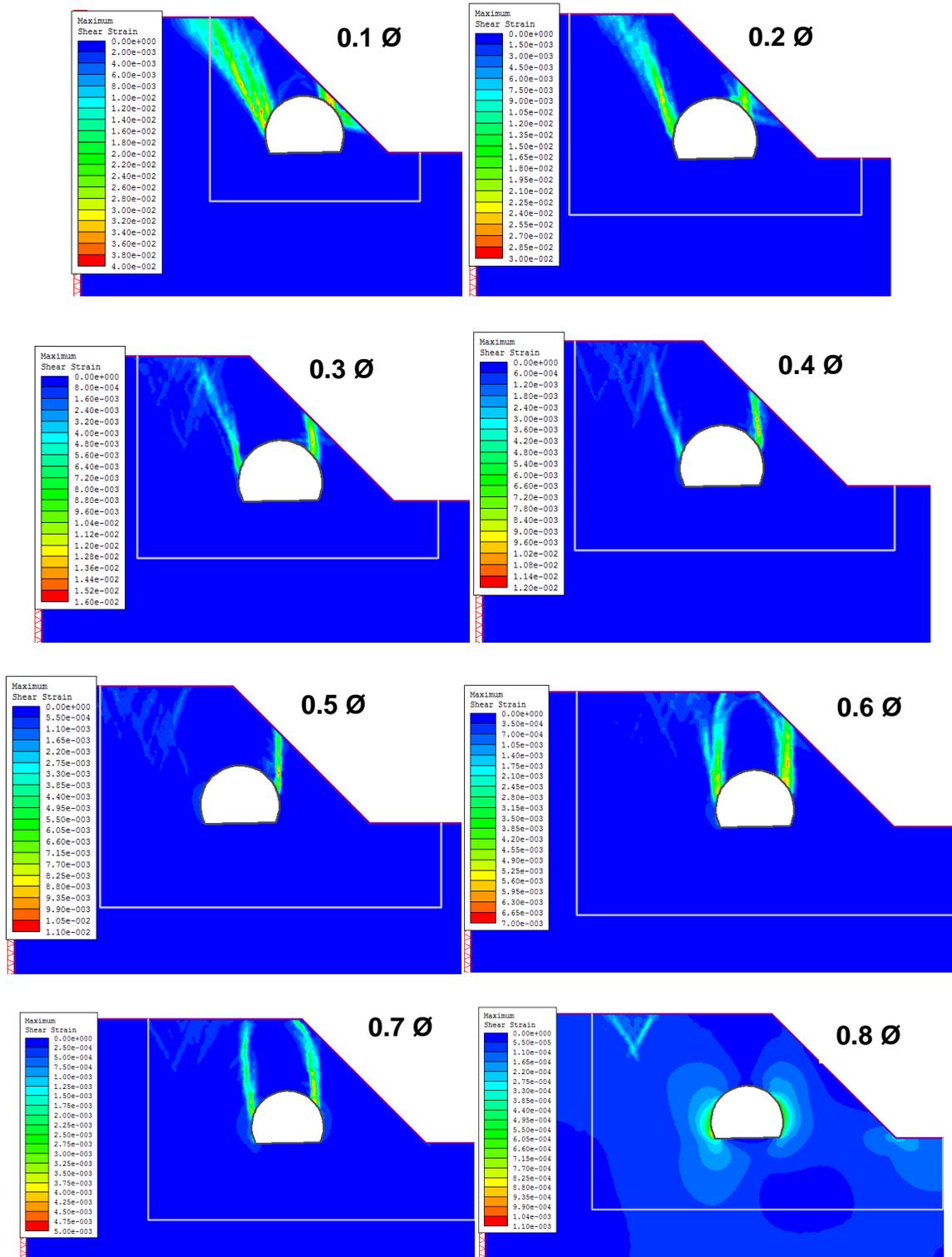
- Daily Mail (2014). 4,000 hammers, 12 tons of steel... and quite a lot of chisels: How one of the most dangerous tunnels in the world was carved by just 13 villagers in remote China. Consultado en: [http://www.dailymail.co.uk/travel/travel\\_news/article-2814653/4-000-hammers-12-tons-steel-quite-lot-chisels-one-dangerous-tunnels-world-carved-just-13-villagers-remote-China.html](http://www.dailymail.co.uk/travel/travel_news/article-2814653/4-000-hammers-12-tons-steel-quite-lot-chisels-one-dangerous-tunnels-world-carved-just-13-villagers-remote-China.html).
- García, J. (2013). Análisis geotécnico para la construcción de emboquilles (talud-túnel), Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería geológica. Ed. Prentice Hall, Madrid.
- Gutiérrez, R. (2010). Boquillas y emboquilles. Ingetec S.A. Presentación para iiR Colombia.
- Hack, J. T. (1975). Dynamic equilibrium and landscape evolution. *Theories of landform development*, 1, 87-102.
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B. C., & Curran, J. H. (2005). The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. In *Alaska Rocks 2005, The 40th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- Hoek, E. (2001). Rock mass properties for underground mines. *Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies*, 467-474.
- Hoek, E. (2007). When is a rock engineering design acceptable, [https://www.rocscience.com/hoek/corner/2\\_When\\_is\\_a\\_rock\\_engineering\\_design\\_acceptable.pdf](https://www.rocscience.com/hoek/corner/2_When_is_a_rock_engineering_design_acceptable.pdf).
- Hoek, E. (2012). Blast damage factor D. Technical note for RocNews.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock* (No. Monograph).
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, 267-273.
- Hoek, E, Kaiser, P.K y Bawsen, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema. Rotterdam.
- Hung, C. J., Monsees, J., Munfah, N., & Wisniewski, J. (2009). *Technical manual for design and construction of road tunnels–civil elements*. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, New York.
- Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVIAS (2015). *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*. Capítulo 5. Diseño, pags. 81-91.
- Koyama, Y. (1997). *Japanese Standard for Mountain Tunneling*.
- López J., C. (2011). *Manual de túneles y obras subterráneas*. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Minas.
- Lunardi, P. (2008). *Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*. Springer Science & Business Media.

- Ministerio de Transporte y Comunicaciones – MTC (2014). Manual de carreteras, túneles, muros y obras complementarias. Capítulo 11. Portal. Lima, Perú.
- Montero, J. (2009). Notas de geología para ingenieros civiles y ambientales. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Ortuño Abad, L., Uriel, P. & Asociados, S.A. (1998). Emboquille de Túneles. En López Jimeno, C. (Ed.). IngeoTúneles, Vol. 1. Móstoles: Entorno Grafico, S.L.
- Palmström A (1995) RMI- a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D thesis, University of Oslo, Norway.
- Palmström A, Stille H (2010). Rock Engineering. Thomas Telford Limited, London.
- Peila, D., & Pelizza, S. (2002). Criteria for technical and environmental design of tunnel portals. Tunnelling and underground space technology, 17(4), 335-340.
- Pérez, R. (2016). Diseño y ejecución de obras subterráneas. Tema 6. Emboquille de túneles. Universidad de Cantabria. Cantabria, España.
- Richards, D., Ross-Brown, D. (2013). A review of portal design concepts for mountain tunnels. Rapid excavation and tunneling conference 2013 Proceedings. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Rocscience, Manual de Usuario RS3, RS2 y Slide
- Rodríguez, A. (2016). Requerimientos de seguridad al interior del túnel. Asociación Colombiana de Túneles y Obras Subterráneas - ACTOS, Colombia.
- Rogers, G. K., & Haycocks, C. (1988). Portal stability in rock. In Proceedings of 7th International Conference on Ground Control in Mining. West Virginia University, Morgantown, WV (pp. 76-83).
- Rogers, G. K., & Haycocks, C. (1989). Rock classification for portal design. In The 30th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association.
- Romana, M. (2000). Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles. Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente, (83), 16-24.
- Romana, M. (2005). Emboquilles: intersección de talud y túnel. Ingeopres, (139), 52-61.
- Russo, G. (2009). A new rational method for calculating the GSI. Tunnelling and Underground Space Technology, 24(1), 103-111.
- Sala, M. (1984). Geomorfología actual. Guía conceptual, temática y bibliográfica. Revista de Geografía (p. 209-248). Departamento de Geografía de la Universidad de Barcelona, España.
- Sánchez, F., (2016). El colapso del túnel Xicotepec I; una investigación sobre sus causas y un estudio para su reconstrucción. Revista de Obras Públicas. AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas). Madrid, España.
- Sánchez, F. (2017). Ingeniería de Túneles. Capítulo III. Fundamentos para la adecuada concepción de una obra de túnel.

- Secretaría de Comunicaciones y Transporte - SCT (2016). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera. Ciudad de México, México.
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transverseley isotropic rock. In International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (Vol. 31, No. 1, pp. 23-34). Pergamon.
- Stille H, Palmström A (2008). Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. Tunn Undergr Space Technol 23:46-64
- Suárez, J. (2009). Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico. Tomo II: Técnicas de remediación. Colombia.
- Suárez, F (2012). Notas del curso de Seminario de Investigación I.
- Torres, J. A (2013). Túnel El Sinaloense. Tomada de: <https://www.flickr.com/photos/lagosusa/9718926505>
- Williams, O. (1997). Engineering and design-tunnels and shafts in rock. US Army Corps of Engineers, Washington, DC, 20314-1000.
- Zhou, P. (2014). The use of the continuity factor as a tool to represent representative elementary volume in rock engineering design. Royal Institute of Technology. Estocolmo, Suecia.

**ANEXO A. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL  
PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE MALA  
CALIDAD**

- Cobertura superior de 1 diámetro



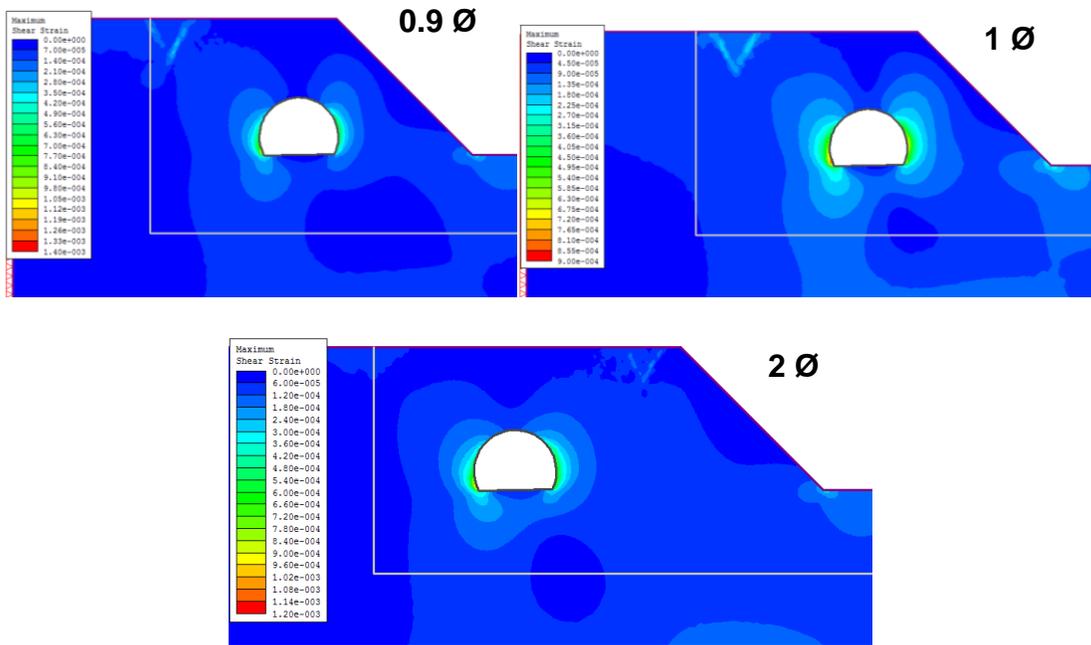


Figura A-1. Deformaciones unitarias cortantes máximas

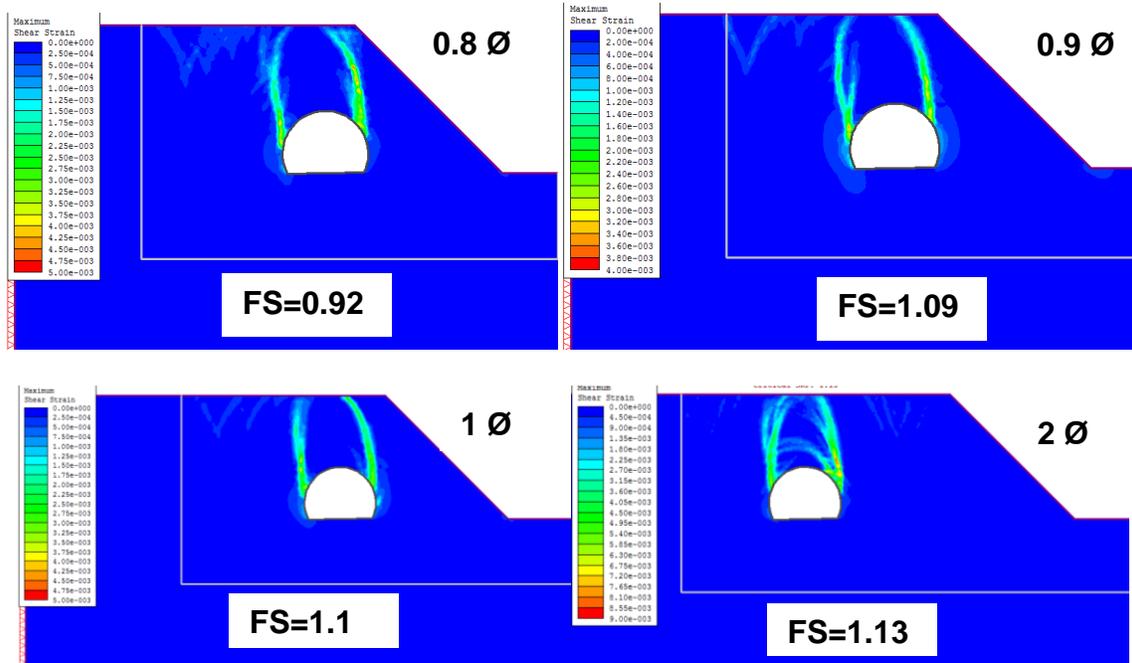
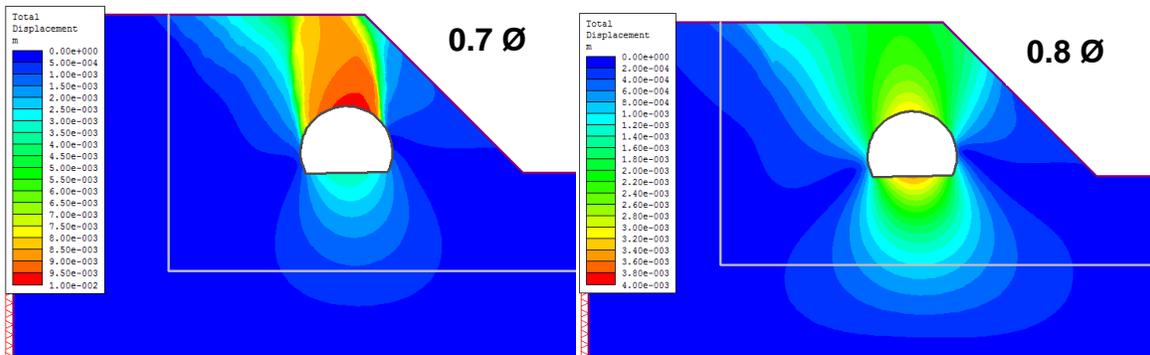
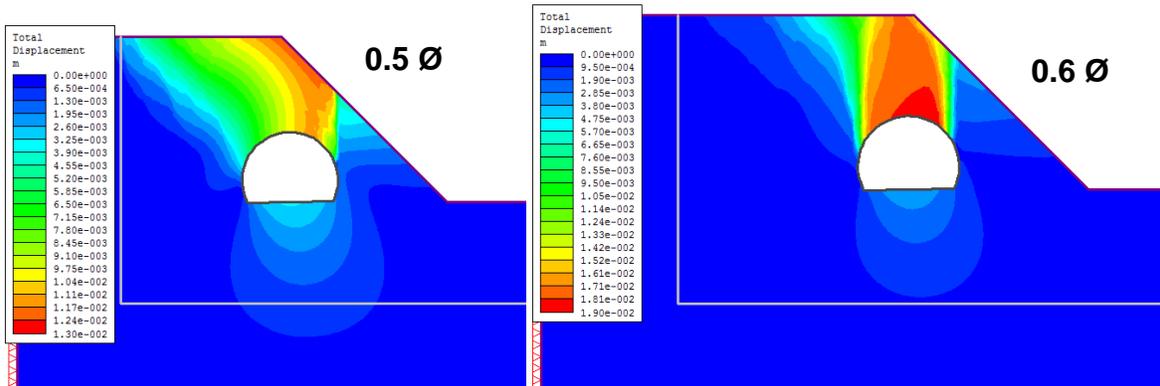
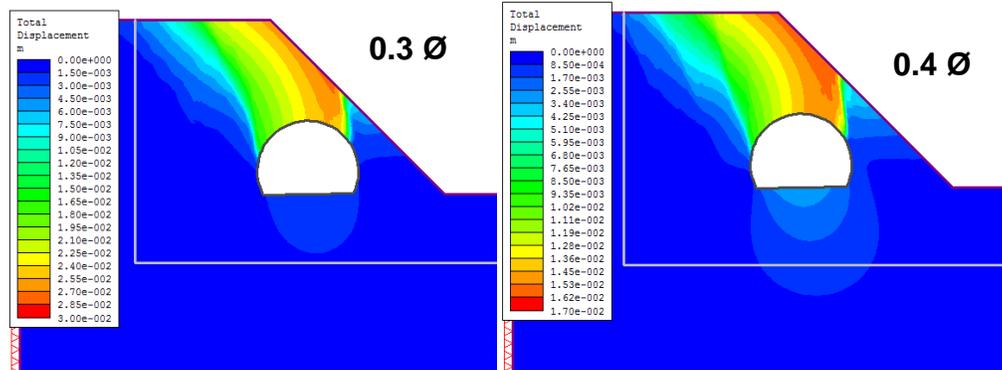
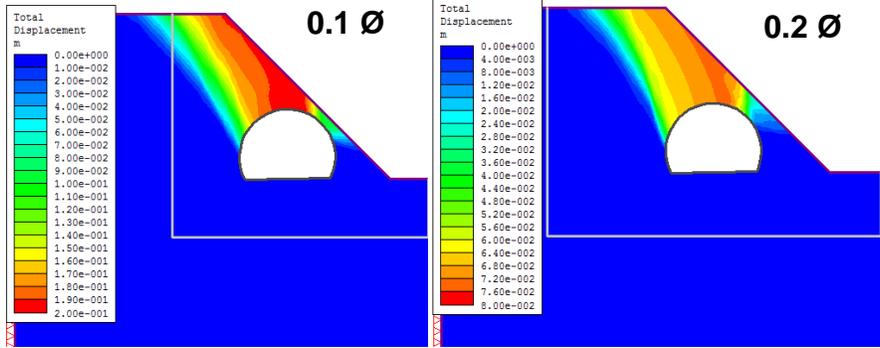


Figura A-2. Factor de reducción de resistencia al corte



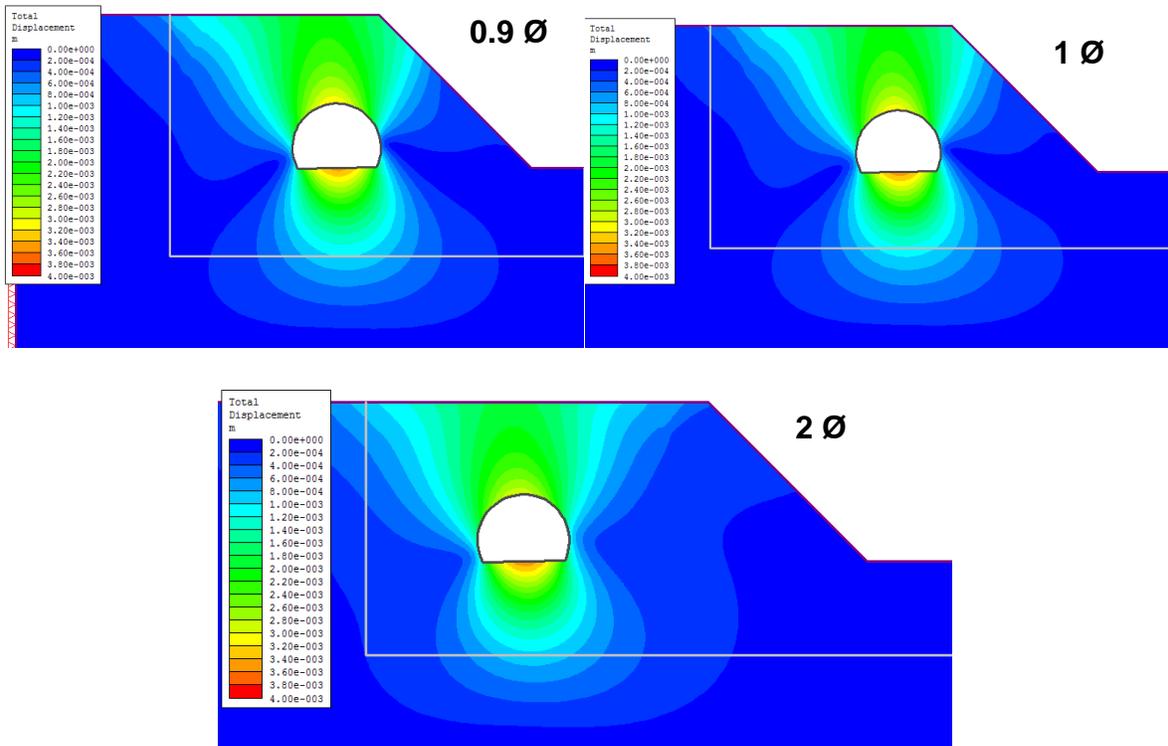
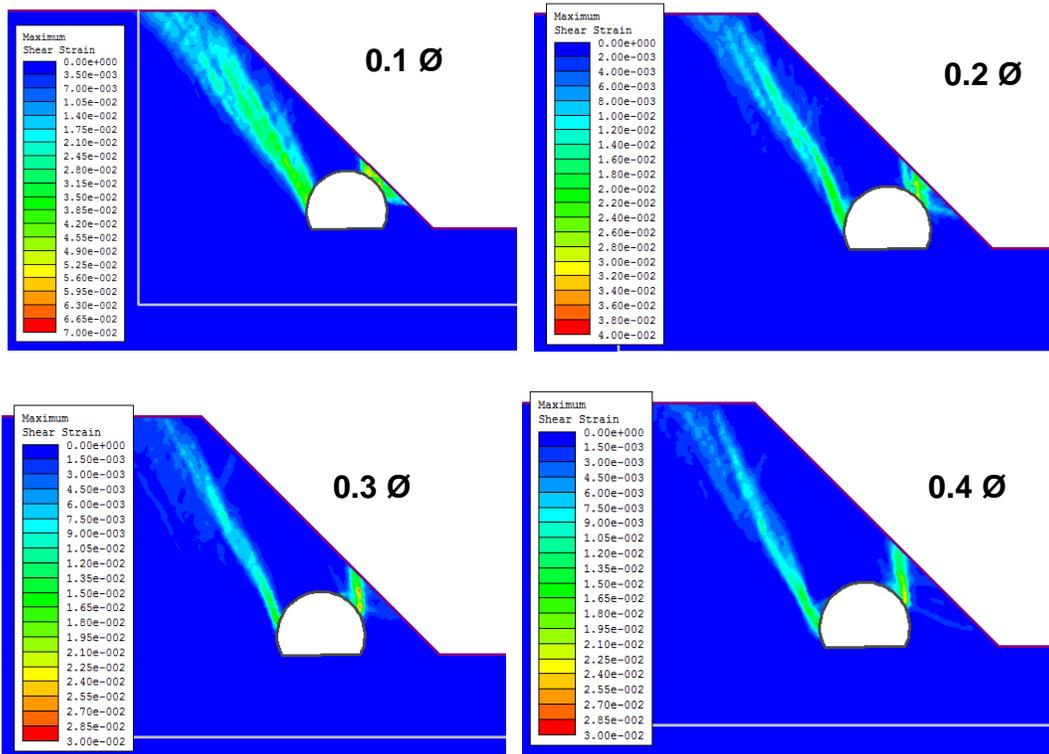


Figura A-3. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 2 diámetros



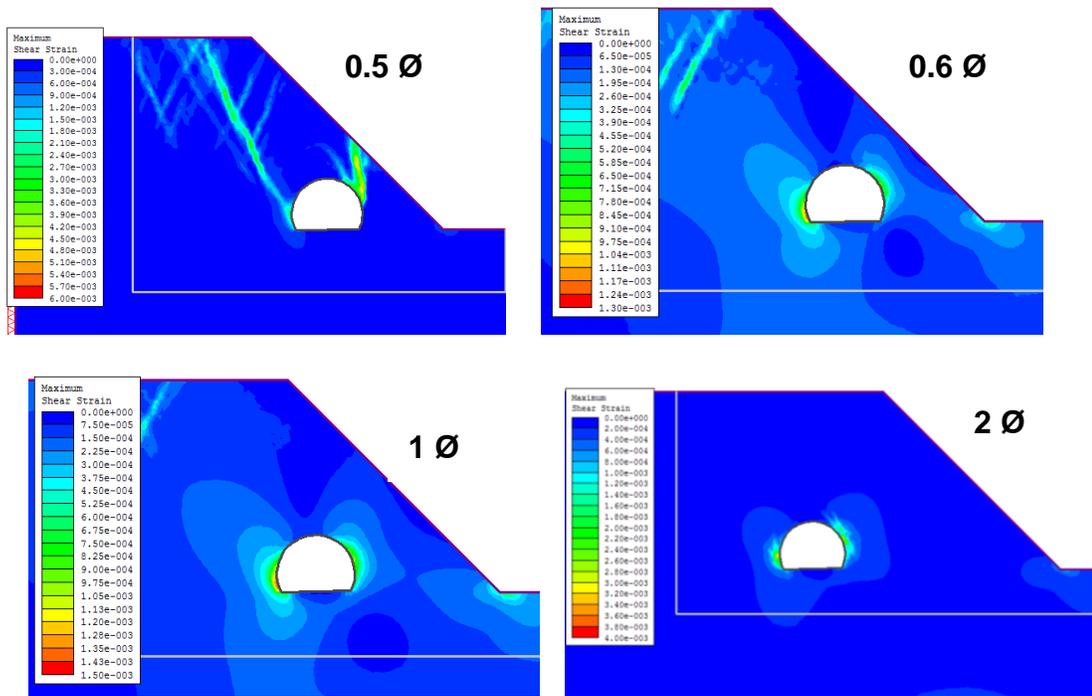


Figura A-4. Deformaciones unitarias cortantes máximas

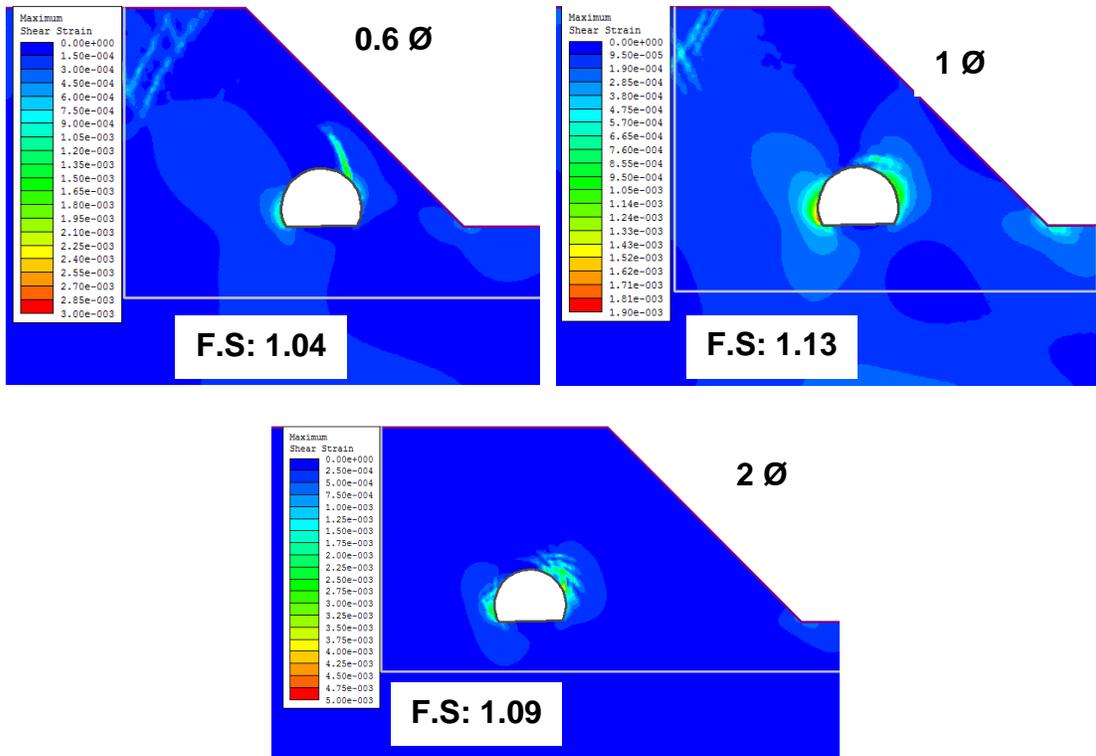


Figura A-5. Factor de reducción de resistencia al corte

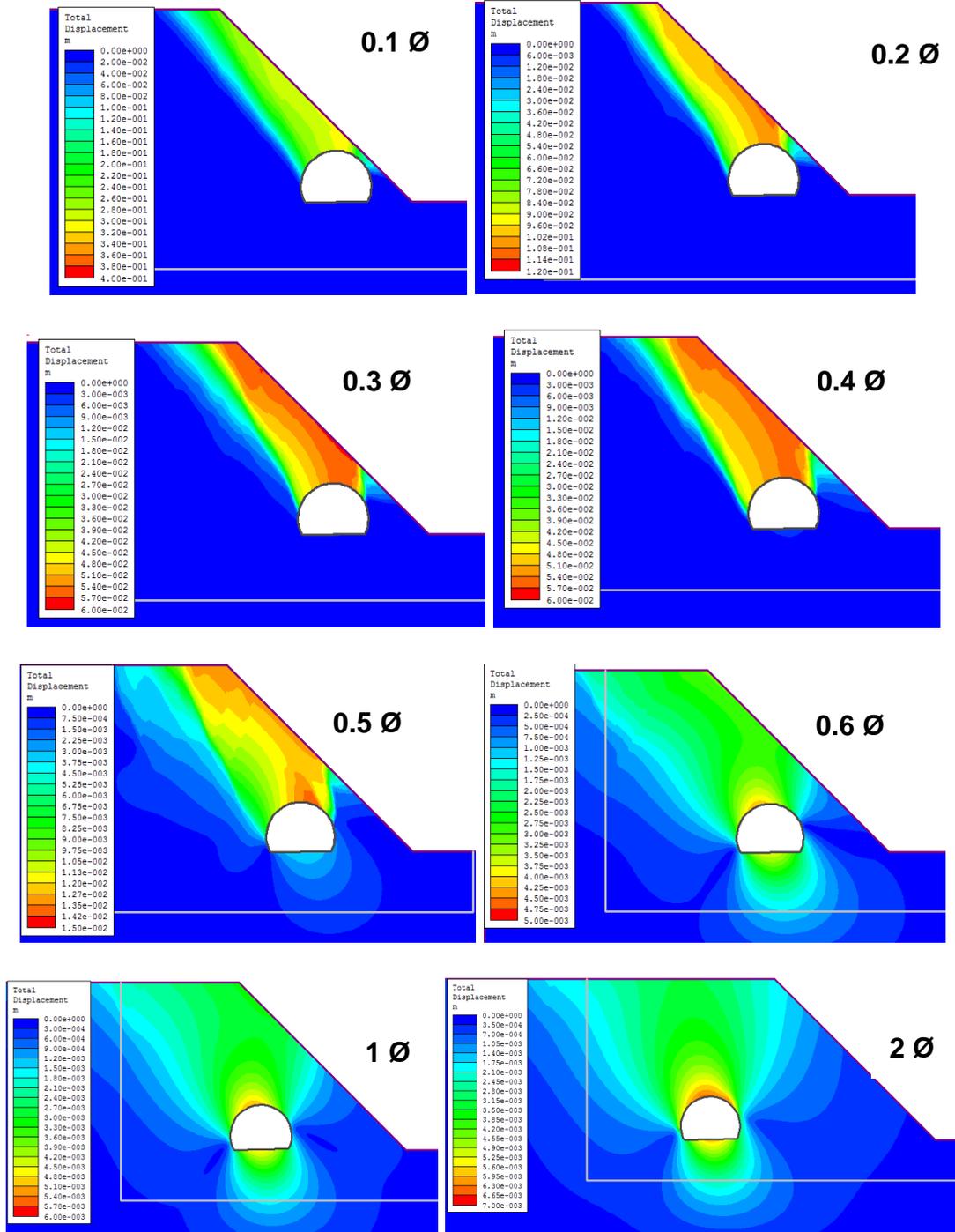
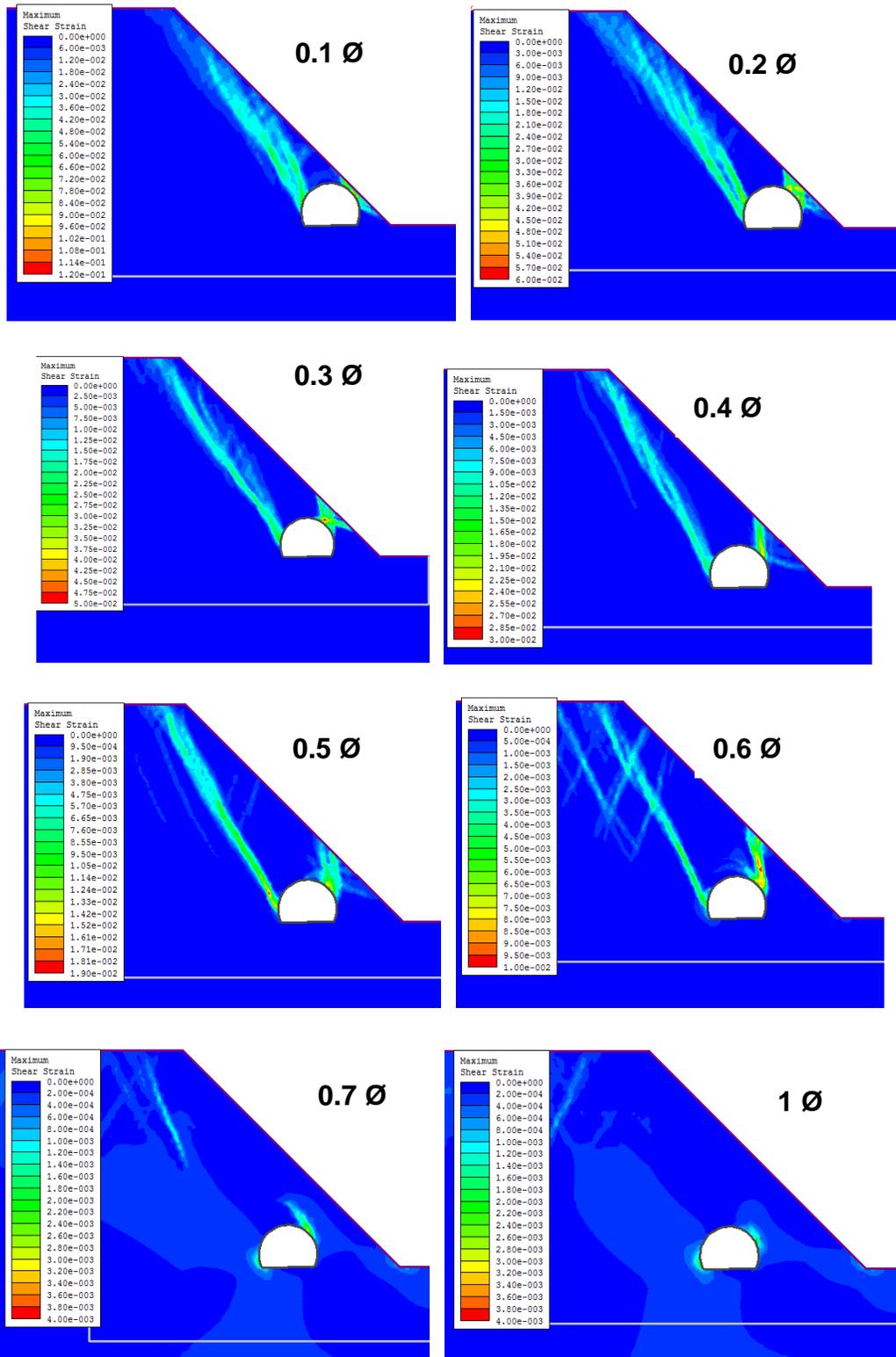


Figura A-6. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 3 diámetros



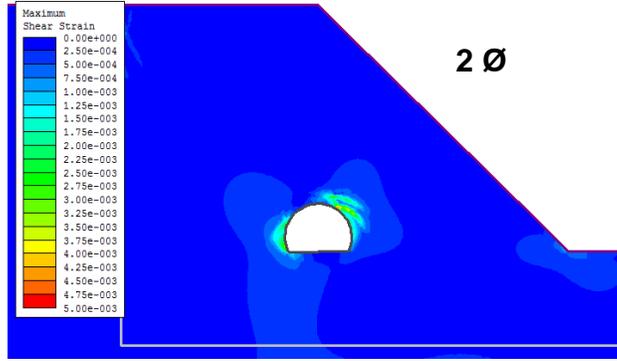


Figura A-7. Deformaciones cortantes unitarias máximas

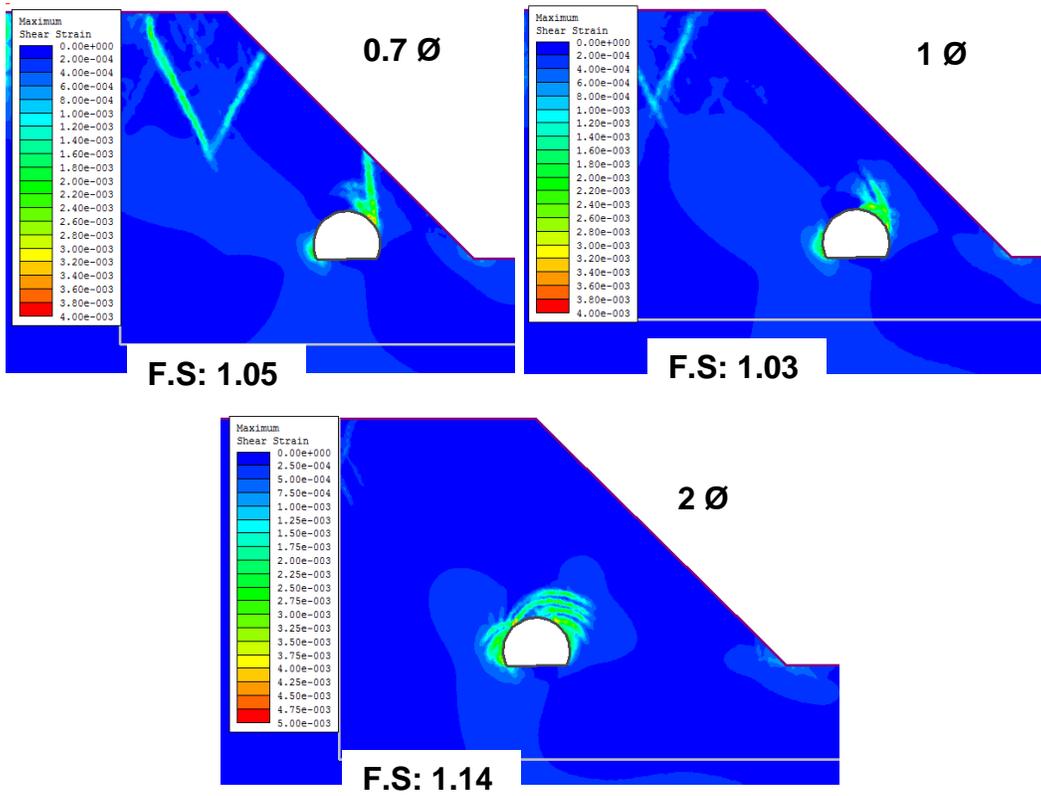
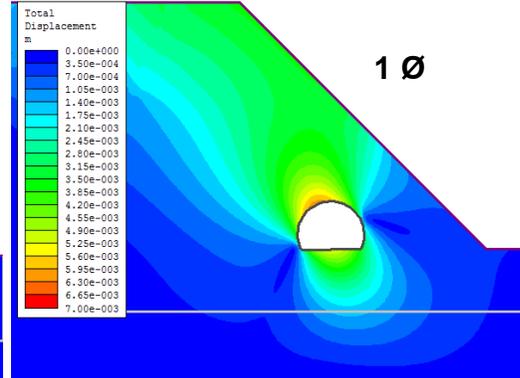
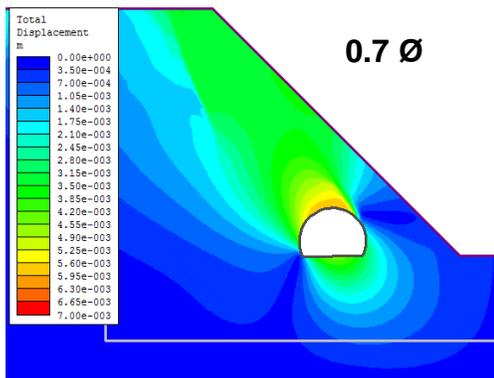
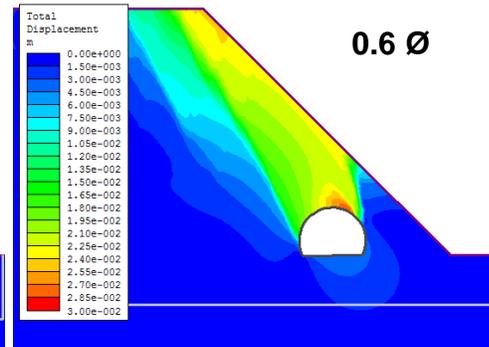
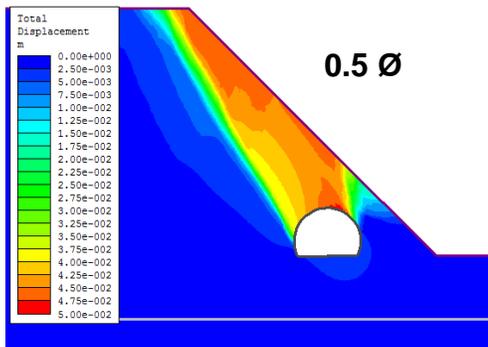
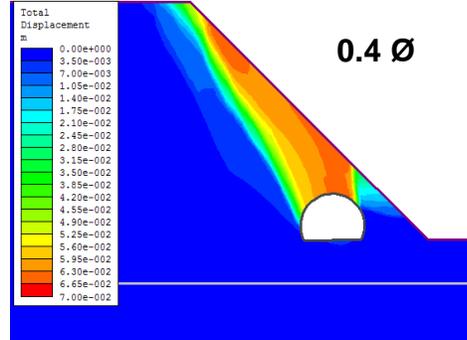
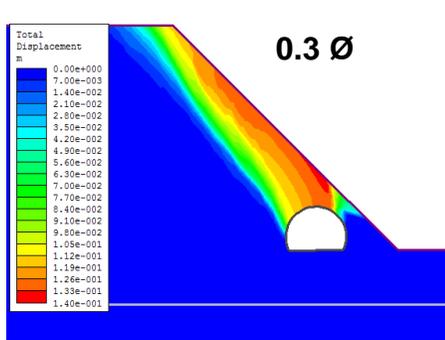
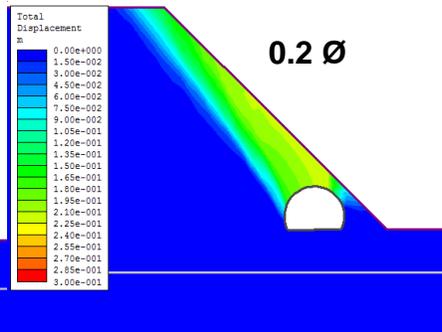
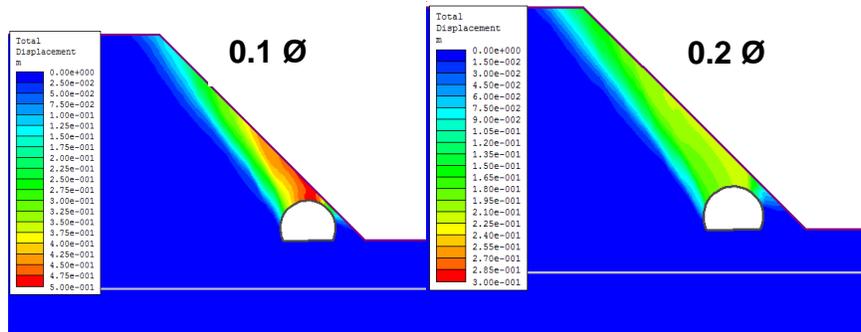


Figura A-8. Factor de reducción de resistencia al corte



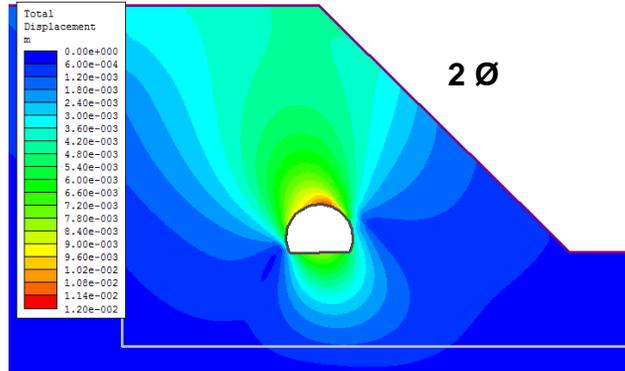
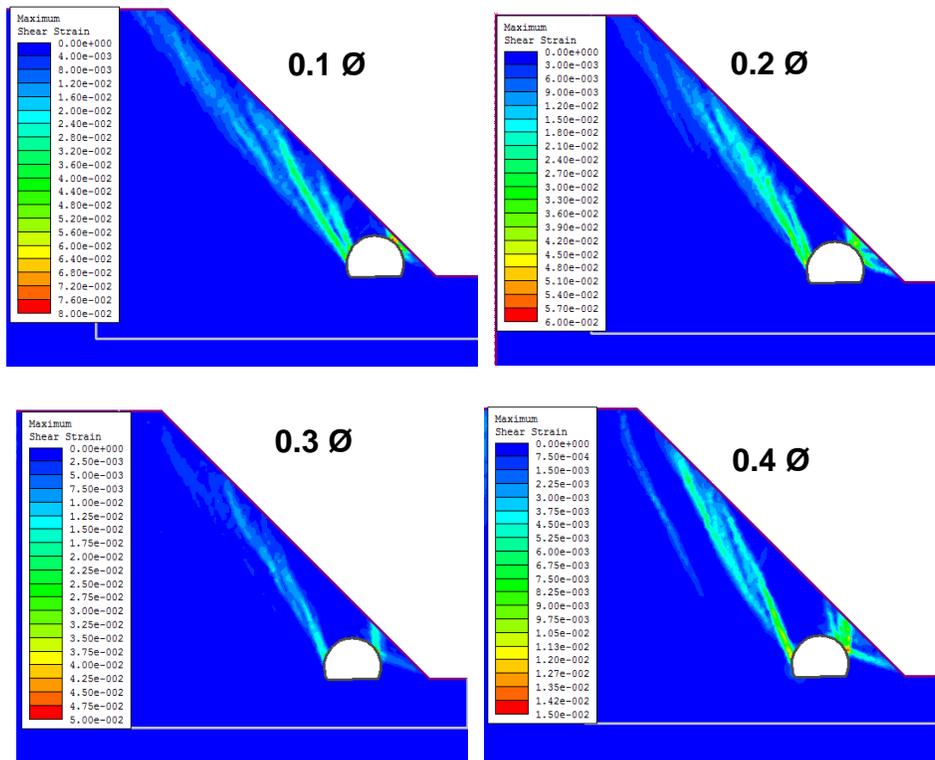


Figura A-9. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 4 diámetros



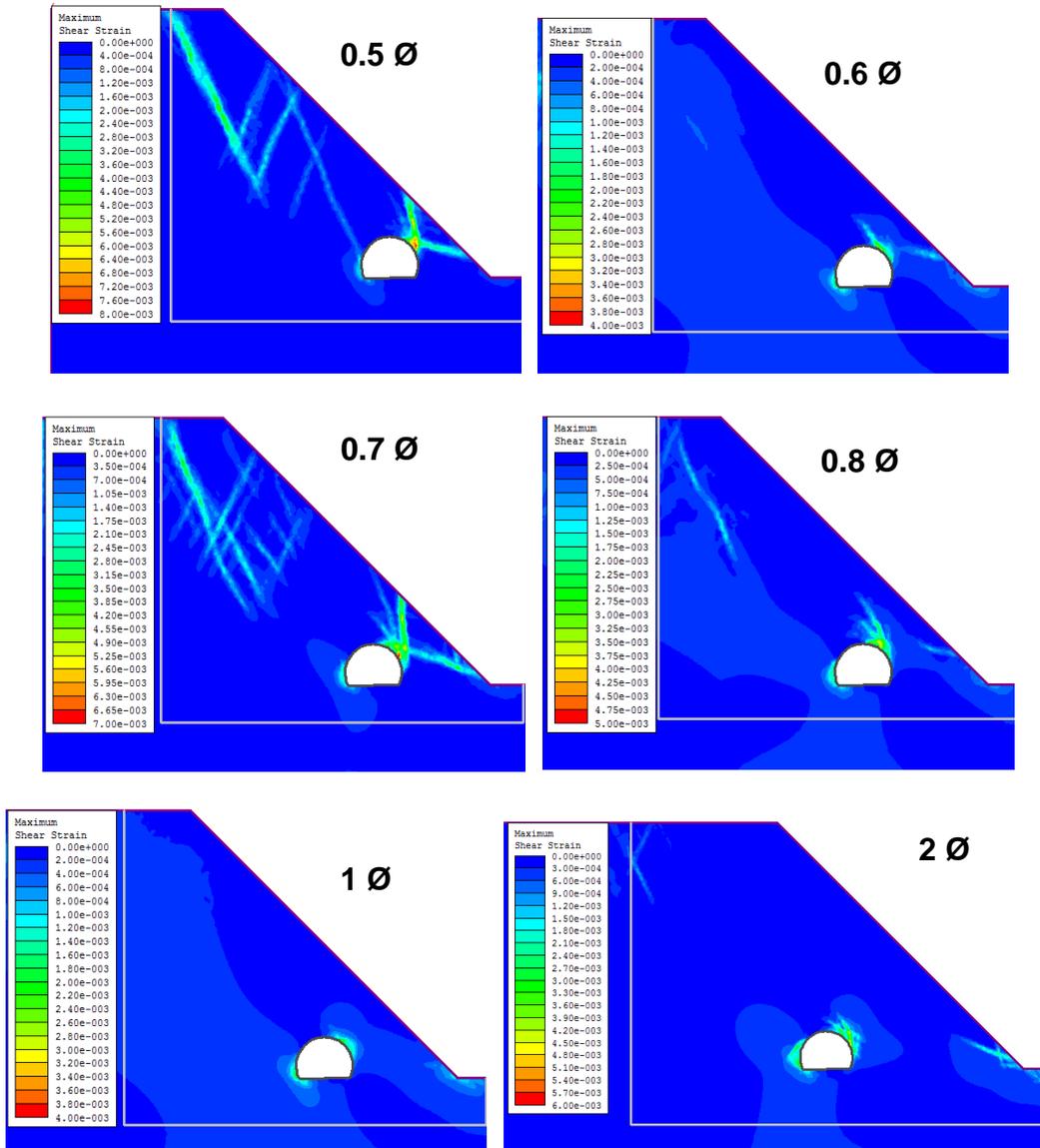
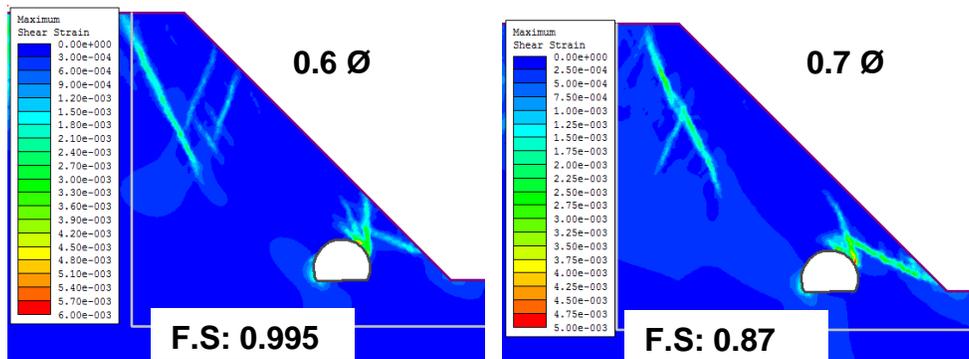


Figura A-10. Deformaciones cortantes unitarias máximas



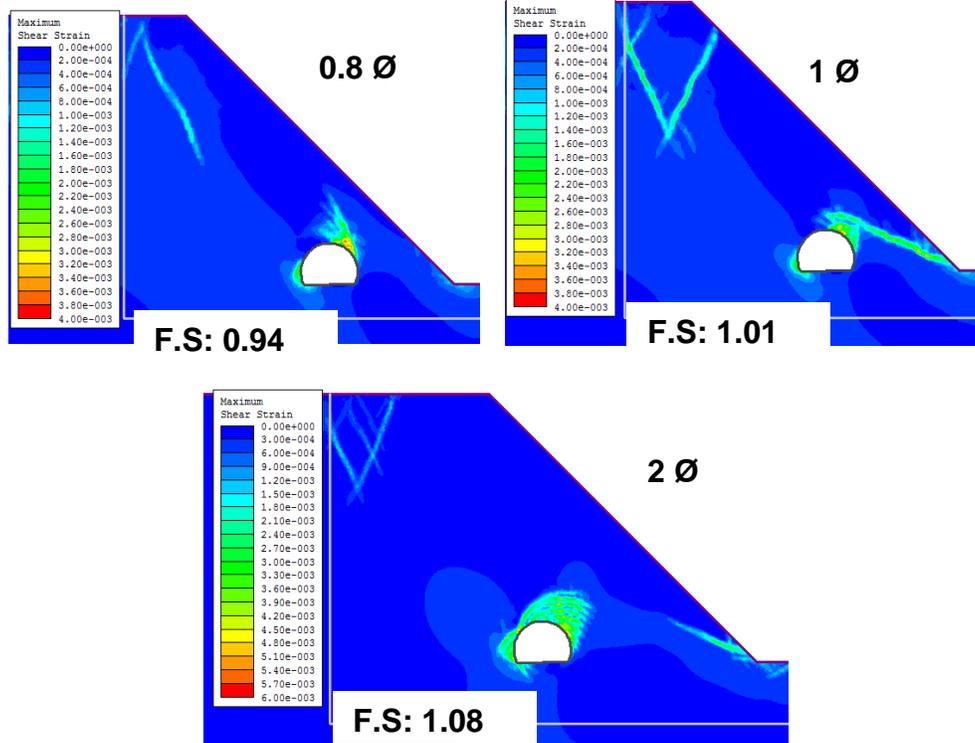
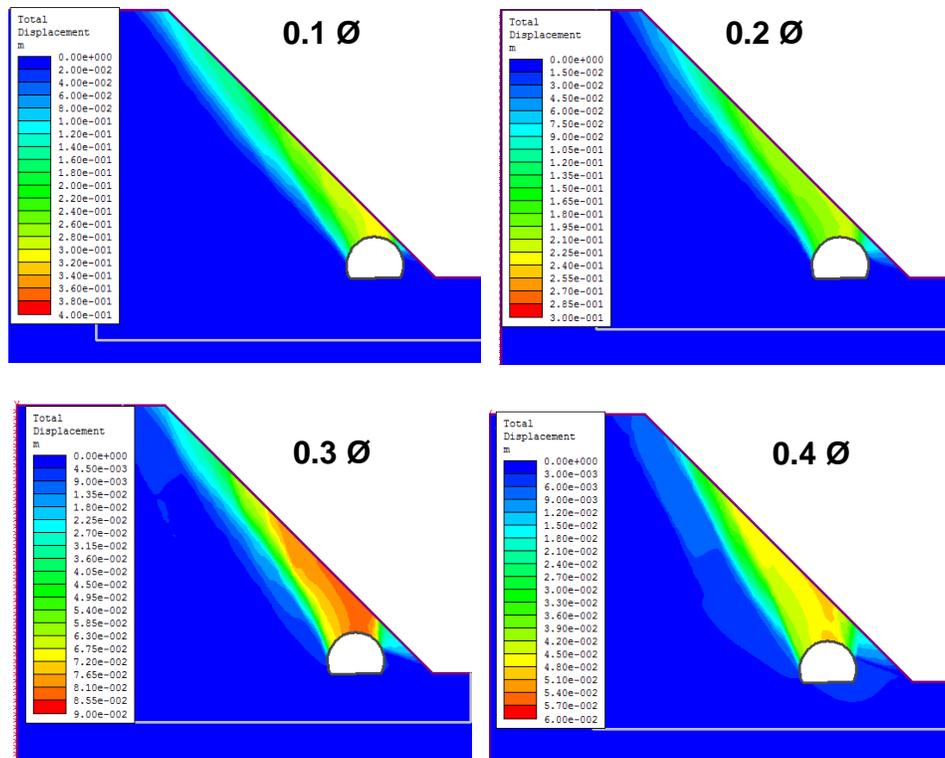


Figura A-11. Factor de reducción de resistencia al corte



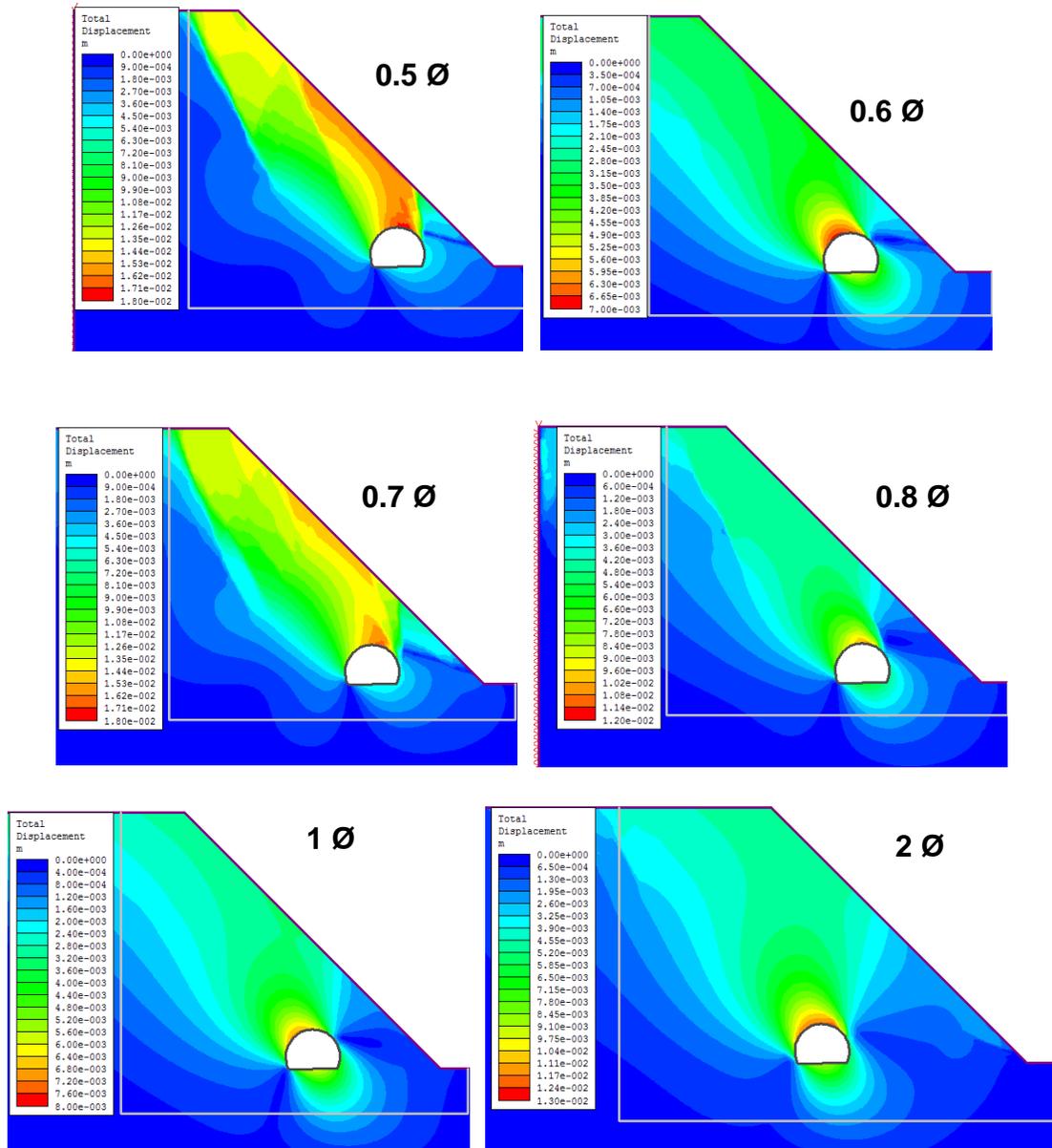


Figura A-12. Desplazamientos totales máximos

**ANEXO B. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL  
PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE REGULAR  
CALIDAD**

- Cobertura superior de 1 diámetro

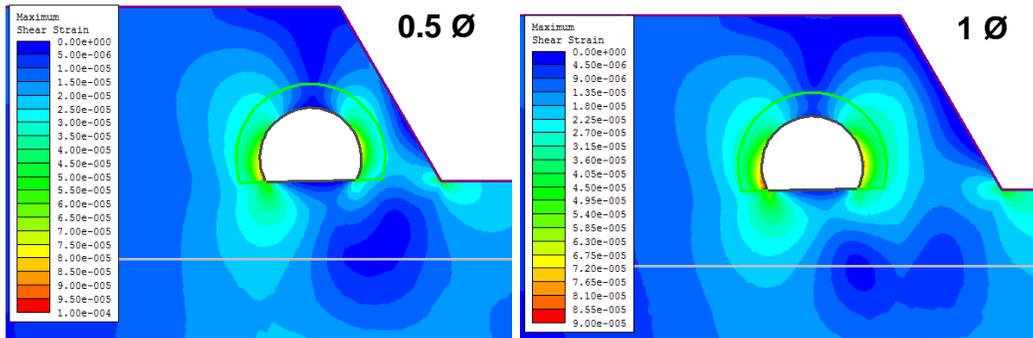


Figura B-1. Deformaciones unitarias cortantes máximas

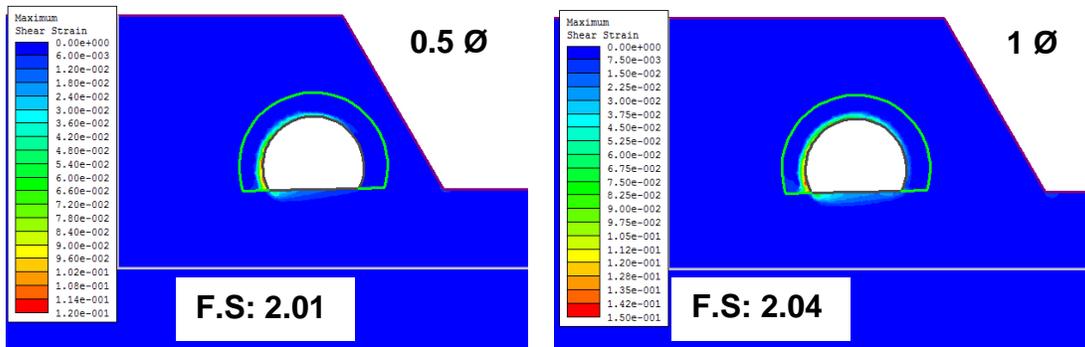


Figura B-2. Factor de reducción de resistencia al corte:

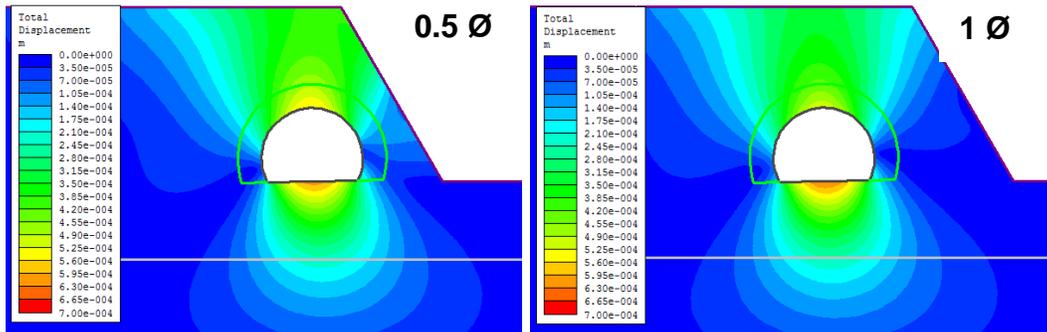


Figura B-3. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 2 diámetros

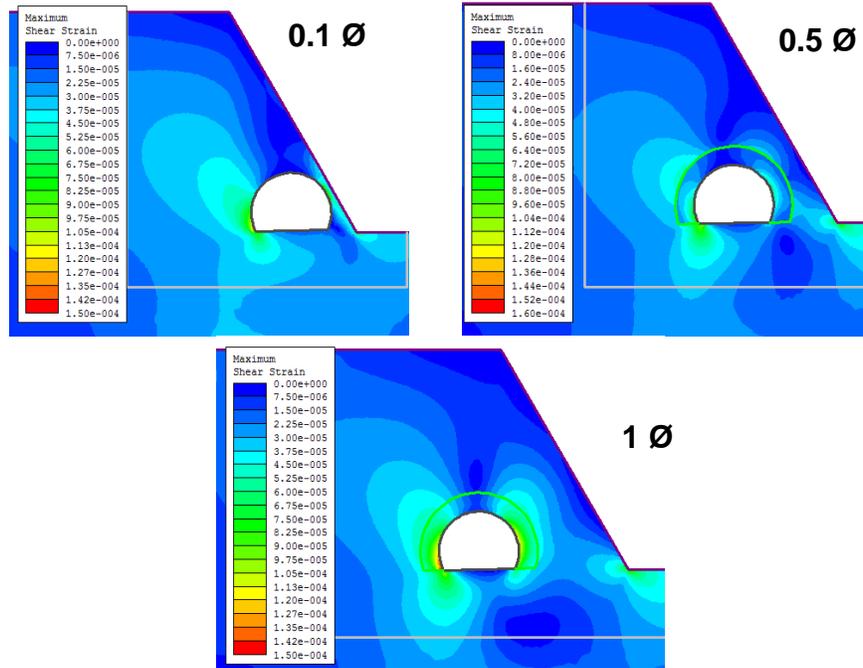


Figura B-4. Deformaciones unitarias cortantes máximas

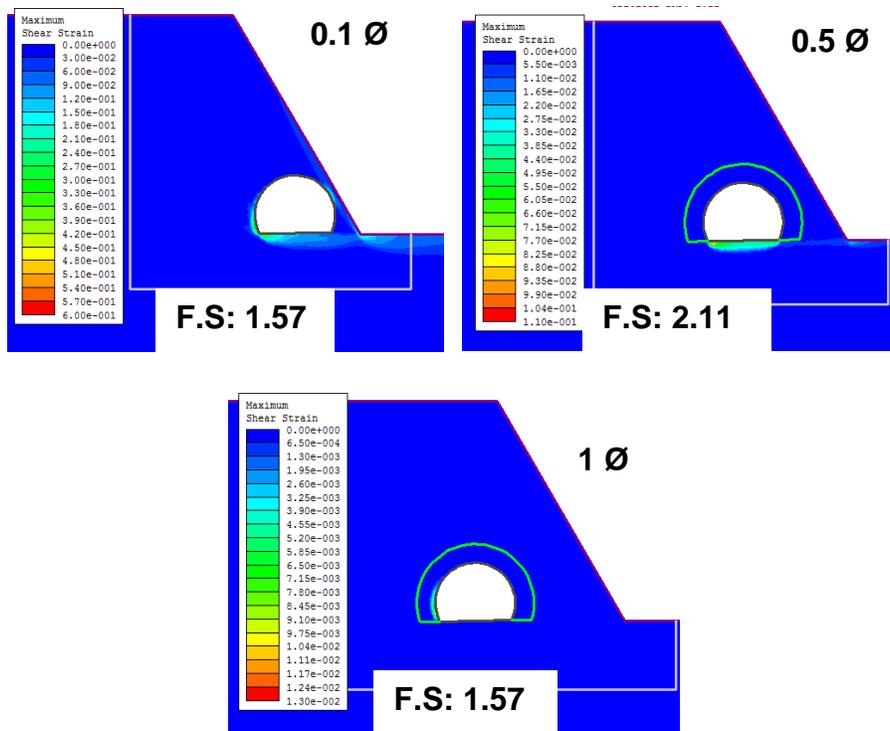


Figura B-5. Factor de reducción de resistencia al corte:

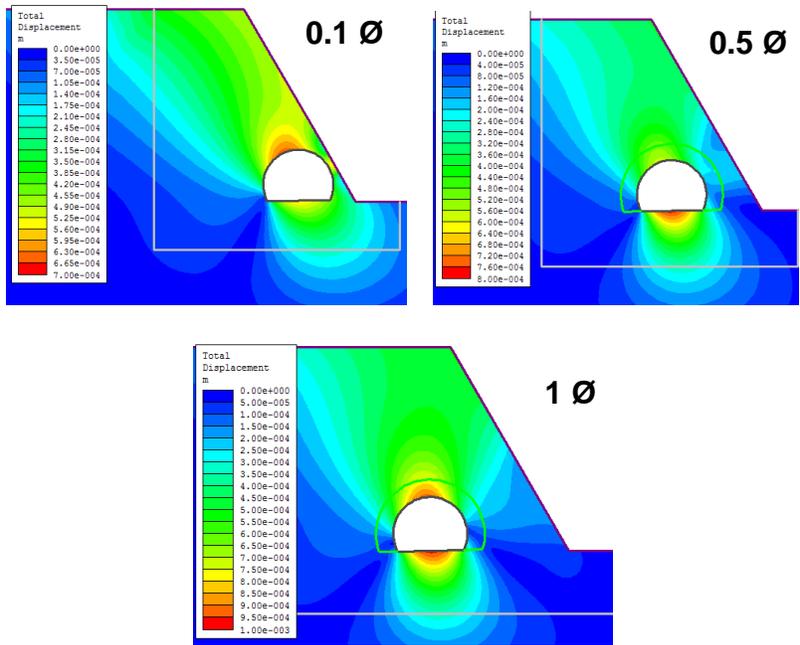


Figura B-6. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 4 diámetros

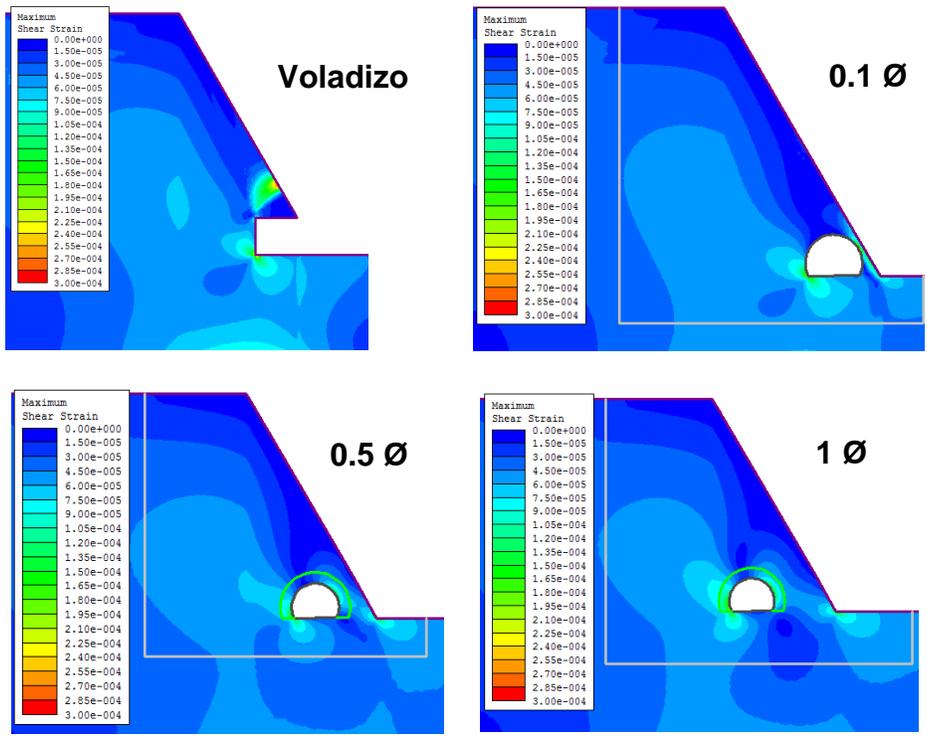


Figura B-7. Deformaciones unitarias cortantes máximas

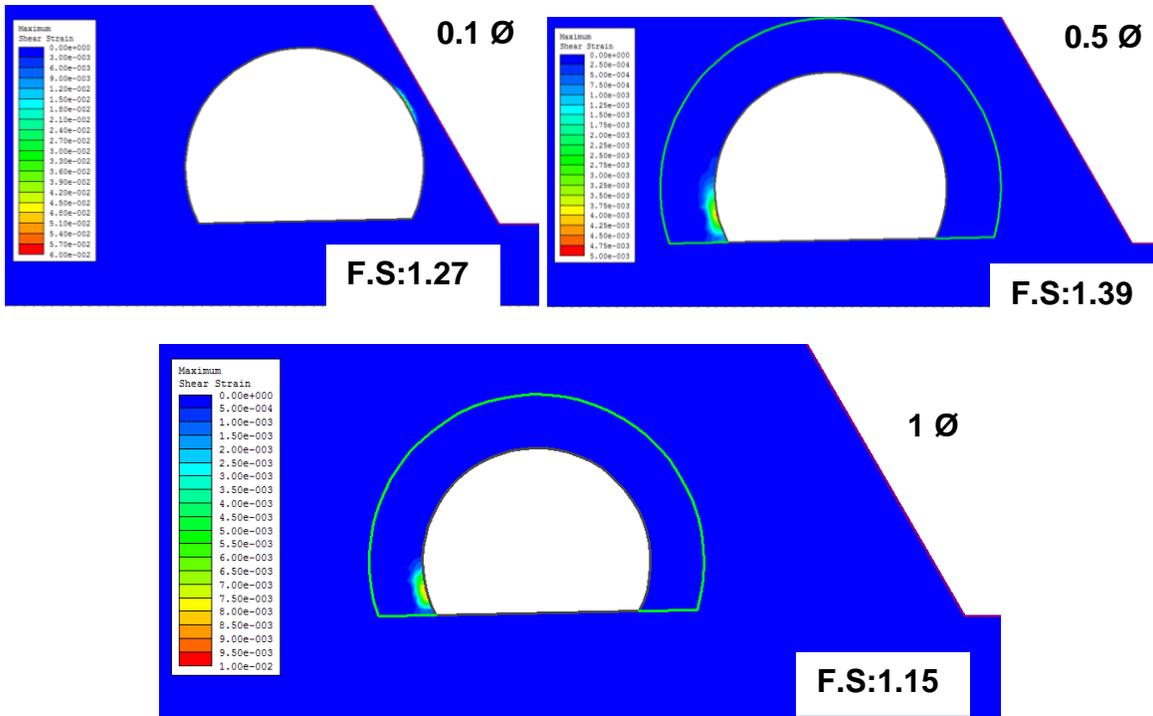


Figura B-8. Factor de reducción de resistencia al corte

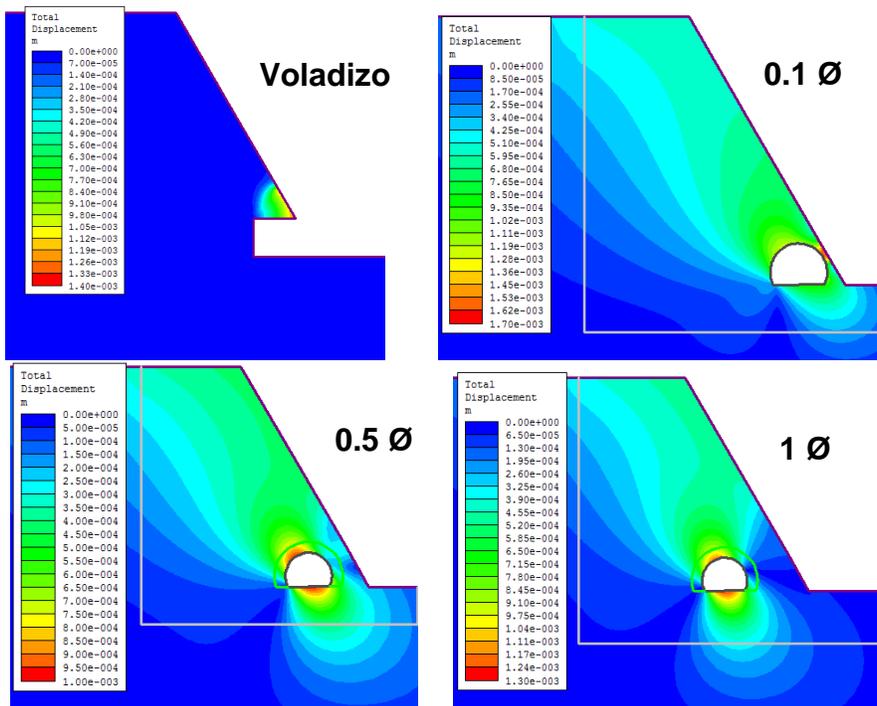


Figura B-9. Desplazamientos totales máximos

**ANEXO C. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL  
PORTAL SESGADO EN MACIZOS ROCOSOS DE BUENA  
CALIDAD**

- Cobertura superior de 1 diámetro

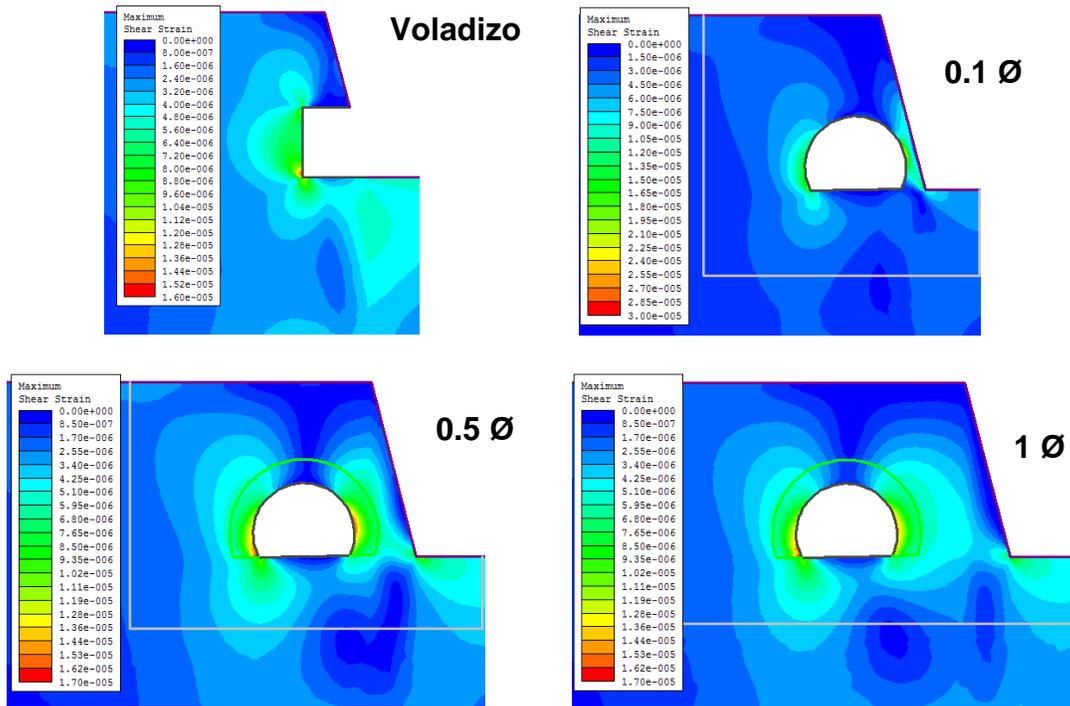


Figura C-1. Deformaciones unitarias cortantes máximas

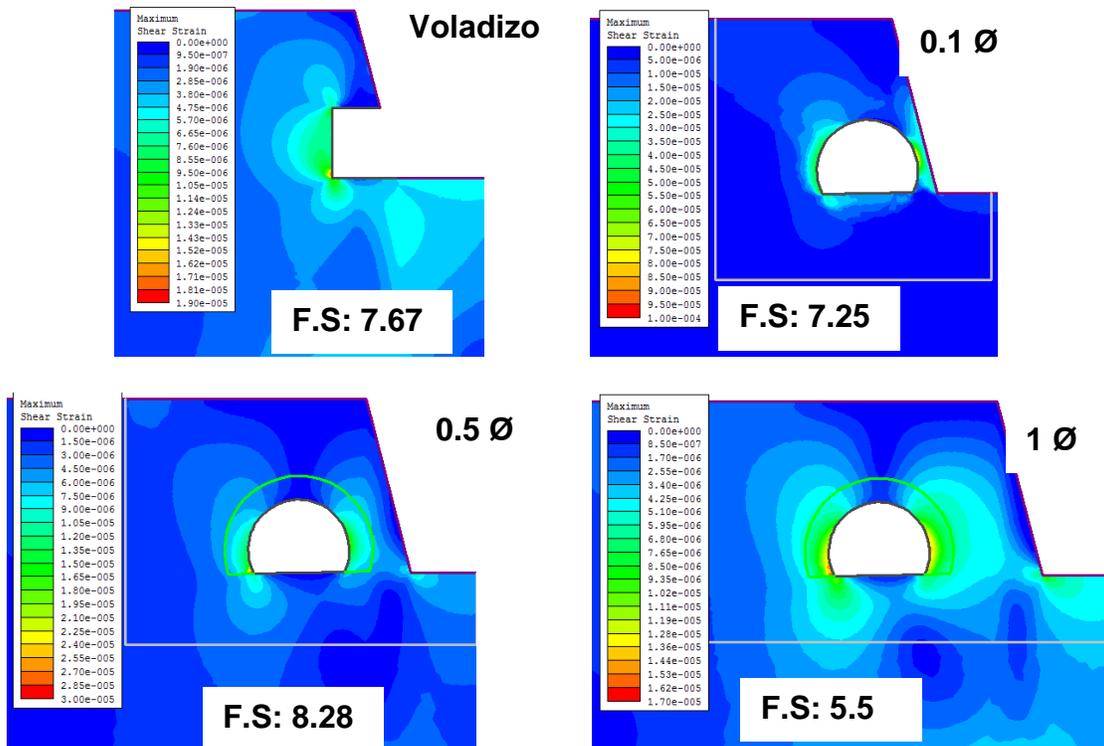


Figura C-2. Factor de reducción de resistencia al corte:

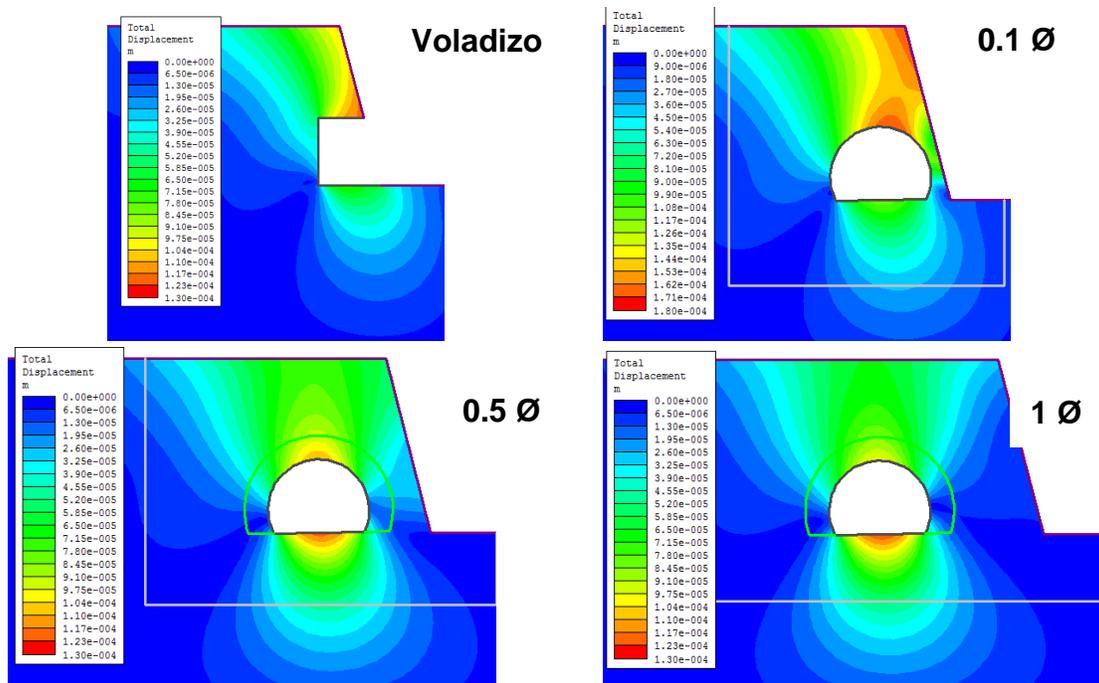


Figura C-3. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 2 diámetros

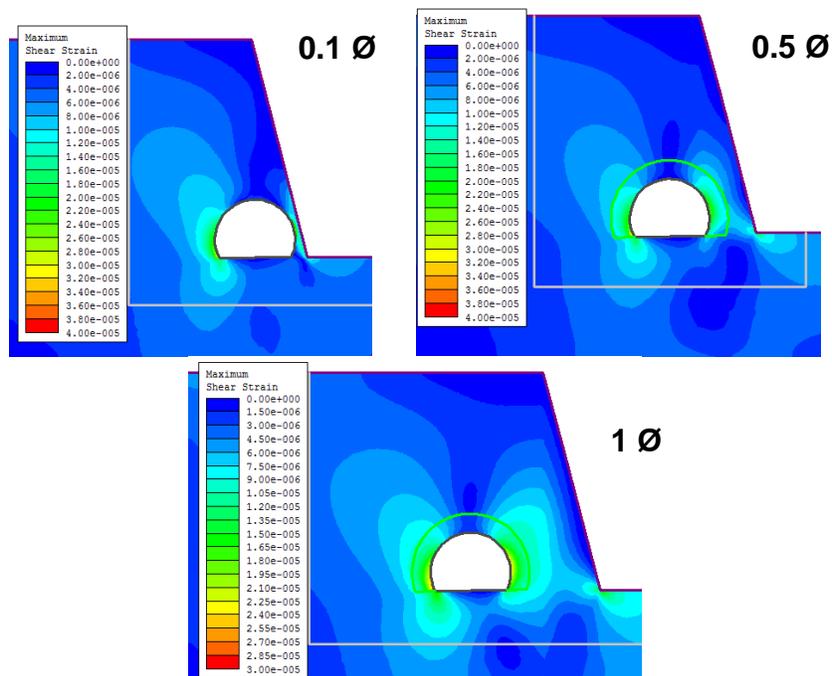


Figura C-4. Deformaciones unitarias cortantes máximas

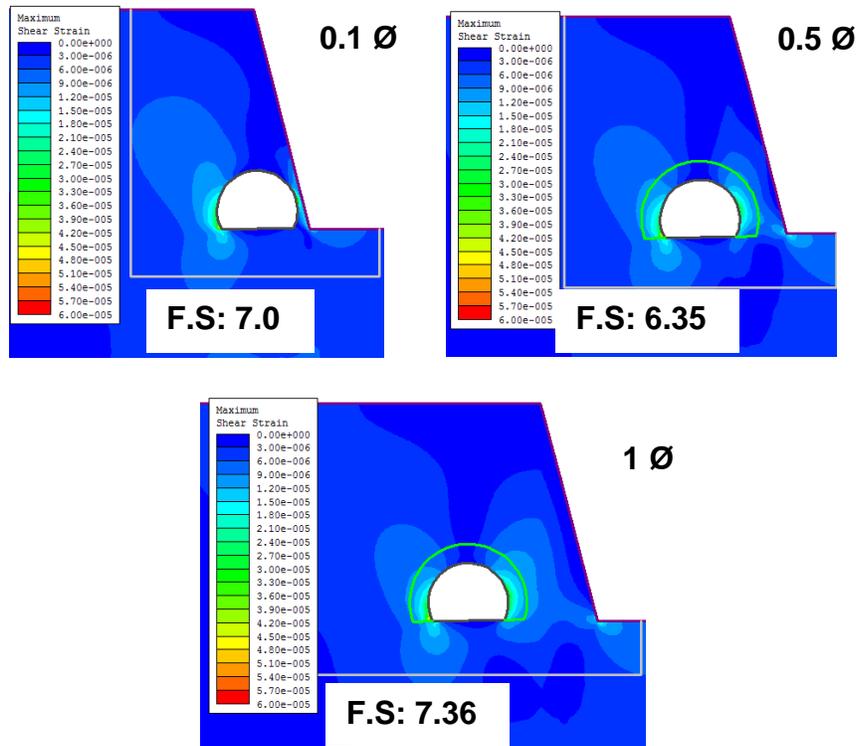


Figura C-5. Factor de reducción de resistencia al corte

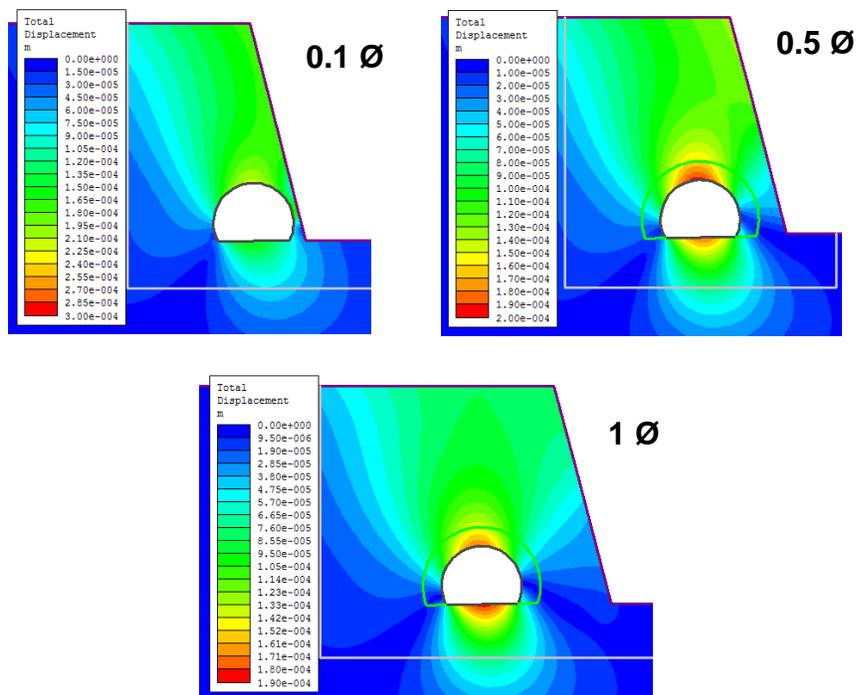


Figura C-6. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 3 diámetros

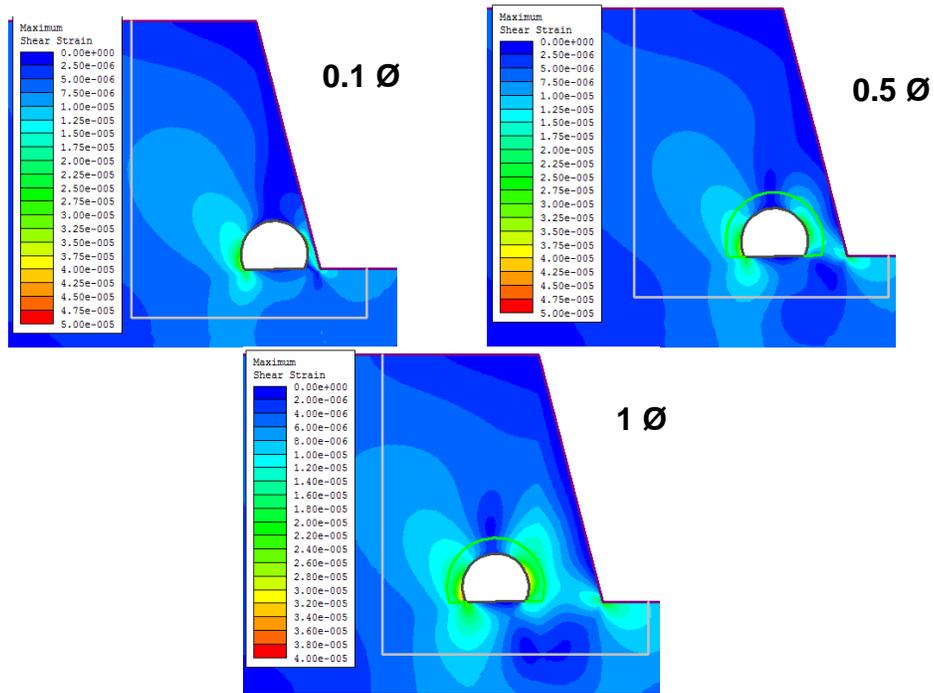


Figura C-7. Deformaciones unitarias cortantes máximas

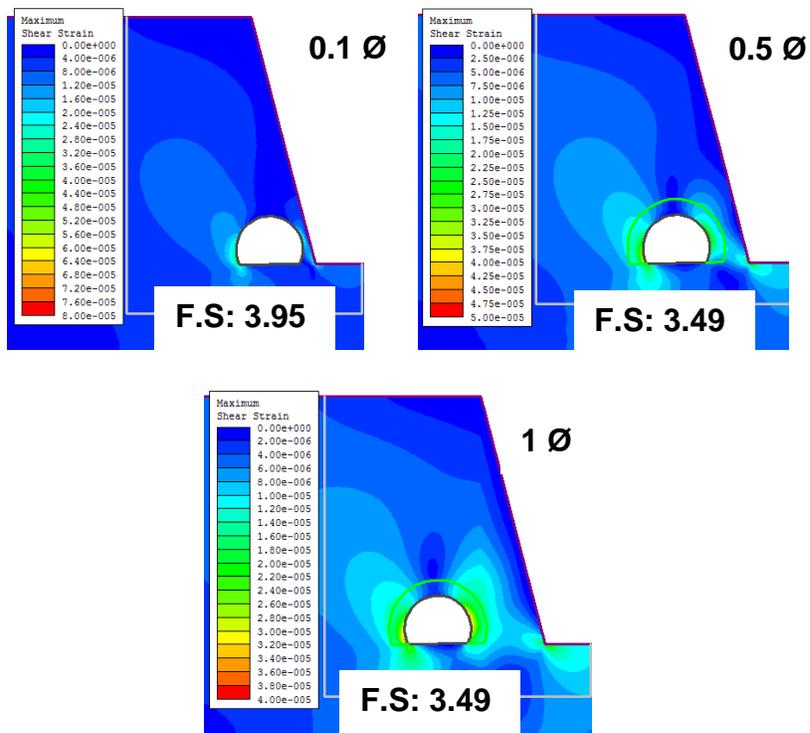


Figura C-8. Factor de reducción de resistencia al corte

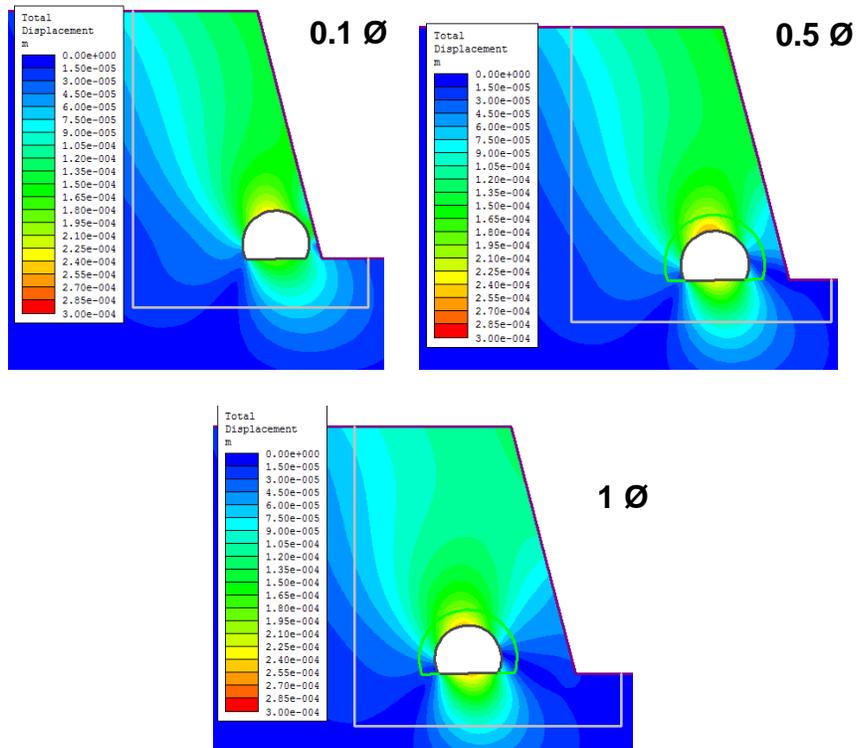


Figura C-9. Desplazamientos totales máximos

- Cobertura superior de 4 diámetros

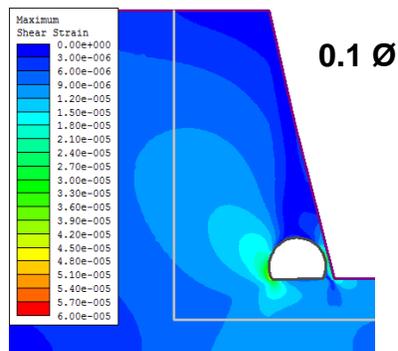


Figura C-10. Deformaciones unitarias cortantes máximas

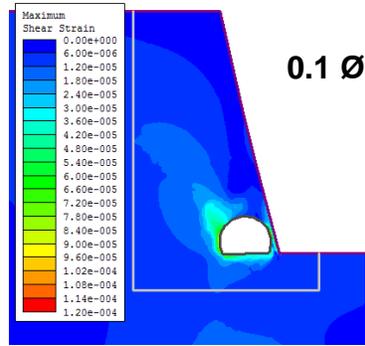


Figura C-11. Factor de reducción de resistencia al corte

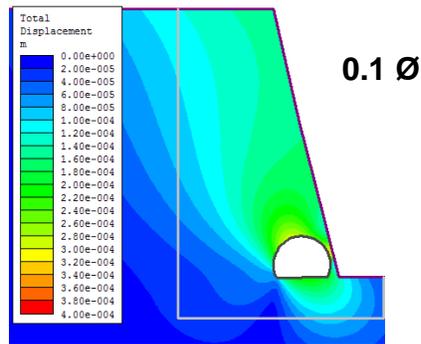


Figura C-12. Desplazamientos totales máximos