



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Interacción hidromecánica en un macizo rocoso alrededor de un túnel

Jefersson Valbuena Cerinza

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería, Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola
Bogotá D.C., Colombia

2024

Interacción hidromecánica en un macizo rocoso alrededor de un túnel

Jefersson Valbuena Cerinza

Trabajo de profundización presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magister en Ingeniería - Geotecnia

Director:

IC, MSc, PhD, DIC Carlos Eduardo Rodríguez Pineda

Línea de Investigación:

Modelación y análisis en geotecnia – Excavaciones subterráneas

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería, Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá D.C., Colombia

2024

A mi Familia

Resumen

Interacción hidromecánica en un macizo rocoso alrededor de un túnel

El vínculo entre las propiedades mecánicas y de flujo de un macizo rocoso, en relación con la construcción de un túnel circular, es evaluado mediante diferentes modelos numéricos hipotéticos. Para tal fin, se utilizó principalmente el programa de elementos finitos Plaxis 2D®. Con base en estas simulaciones se realizó un análisis comparativo que da cuenta de la influencia de los siguientes aspectos en la estabilidad del túnel y en los cambios del flujo debidos a su construcción: modelo estructural, coeficiente de presión lateral, coeficiente de Biot, separación y apertura de las discontinuidades, condición de saturación, cobertura y diámetro del túnel. Los parámetros de evaluación fueron: deformación máxima alrededor del túnel, subsidencia, esfuerzo desviador, caudal de infiltración y factor de seguridad. Se encontró que el parámetro de presión lateral modifica de manera significativa la distribución y concentración de esfuerzos alrededor del túnel; el coeficiente de Biot afecta directamente al valor de los esfuerzos efectivos, por lo que no debe subestimarse y las deformaciones alrededor del túnel, la subsidencia y los esfuerzos desviadores son menores en los modelos homogéneos en relación con los modelos anisotrópicos. Consecuentemente, los factores de seguridad son mayores en los modelos homogéneos. Respecto al caudal de infiltración, se observa un claro incremento en su valor con el aumento de la apertura de las discontinuidades y el número de intersecciones con el túnel. Por lo anterior, a pesar de las dificultades que pueden presentarse en la obtención de información, se hace el llamado a caracterizar adecuadamente los macizos rocosos en las simulaciones numéricas, en orden de realizar diseños más útiles y realistas.

Palabras clave: interacción hidromecánica, modelo estructural, discontinuidad.

Abstract

Hydromechanical interaction in a rock mass around a tunnel

The link between the mechanical and flow properties of a rock mass regarding the construction of a circular tunnel is assessed by means of different hypothetical numerical models. For this purpose, the finite element program Plaxis 2D[®] was mainly used. Based on these simulations, a comparative analysis was carried out to analyze the influence of the following aspects on the tunnel stability and flow changes due to its construction: structural model, lateral pressure coefficient, Biot coefficient, discontinuity separation and opening, saturation condition, overburden and tunnel diameter. The evaluation parameters were: maximum deformation around the tunnel, subsidence, deviatoric stress, seepage discharge, and safety factor. It was found that the lateral pressure parameter significantly modifies the distribution and concentration of stresses around the tunnel; the Biot coefficient directly affects the value of the effective stresses, and therefore should not be underestimated; and the deformations around the tunnel, subsidence, and deviatoric stresses are lower in the homogeneous models in relation to the anisotropic models. Consequently, the safety factors are higher in the homogeneous models. Regarding the seepage discharge, a significant increment in its value is observed with the increase in the discontinuities opening and the number of intersections with the tunnel. Therefore, despite the difficulties that may arise in obtaining information, a call is made to adequately characterize the rock masses in numerical simulations, in order to obtain more useful and realistic designs.

Key words: hydromechanical interaction, structural model, discontinuity.

Contenido

	Pág.
Resumen	VII
Abstract	VIII
Lista de figuras	XI
Lista de tablas	XIV
Introducción	15
1. Objetivos	19
1.1. General	19
1.2. Específicos.....	19
2. Conceptos Básicos	21
2.1. Interacción Hidromecánica	21
2.2. Criterio de Mohr-Coulomb	23
2.3. Discontinuidad.....	24
2.4. Estado inicial de esfuerzos	27
2.4.1. Predicción del estado de esfuerzos in situ	27
▪ Esfuerzo vertical	28
▪ Esfuerzo horizontal	28
▪ Datos globales de esfuerzos in situ.....	29
▪ Esfuerzos horizontales in situ reales.....	31
2.5. Método de los elementos finitos	34
2.5.1. Procedimiento K0 – Plaxis 2D®	35
2.5.2. Análisis acoplado de flujo y deformación – Plaxis 2D®	38
2.5.3. Análisis plástico – Plaxis 2D®	38
2.5.4. Modelo de roca fracturada – Plaxis 2D®	38
2.5.5. Análisis de seguridad – Plaxis 2D®	40
2.6. Diseño Factorial 2 ^k	41
3. Estado del Arte	42
4. Metodología	45
4.1. Grupos de Modelación	45
4.2. Geometría del modelo.....	49
4.3. Parámetros geotécnicos.....	55
4.3.1. Grupos de modelación 1 a 6	55
▪ Módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson.....	57

▪	Angulo de dilatación y resistencia a la tracción.....	57
▪	Permeabilidad y zona no saturada	58
▪	Coefficiente de presión lateral	58
▪	Coefficiente de Biot	58
4.3.2.	Discontinuidad.....	59
▪	Tipo de drenaje	60
▪	Cierre de la apertura.....	60
▪	Rigidez normal y tangencial.....	60
▪	Transmisividad	62
4.3.3.	Ejemplo de clasificación RMR	63
4.4.	Caso de estudio	65
4.5.	Fases de modelación	66
4.5.1.	Fase Inicial.....	66
4.5.2.	Fase Túnel	66
4.5.3.	Fase Factor de Seguridad	68
5.	Resultados	69
5.1.	Análisis de sensibilidad parámetros K_0 y α	69
5.1.1.	Coefficiente de presión lateral K_0	70
5.1.2.	Coefficiente de Biot α	80
5.2.	Modelos con diseño factorial 2^k	83
5.2.1.	Deformación máxima alrededor del túnel	85
▪	Pérdida de volumen del suelo	86
▪	Ovalización.....	86
▪	Traslación vertical	86
5.2.2.	Subsidencia.....	92
5.2.3.	Esfuerzo desviador q	94
5.2.4.	Caudal total	98
5.2.5.	Factor de seguridad	104
5.2.6.	Caso de estudio	105
6.	Conclusiones	107
A.	Anexo: Desarrollo matemático del acoplamiento hidromecánico.....	114
B.	Anexo: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 1 y 2.....	124
C.	Anexo: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 3 a 6.....	129
D.	Anexo: Resultados de la modelación – Grupo de modelación 7.....	156
E.	Anexo: Clasificación RMR.....	158
F.	Anexo: Parámetros del caso de estudio	162
G.	Anexo: Bibliografía de los parámetros de modelación	164
7.	Bibliografía	166

Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1: Cambio de apertura en las discontinuidades adyacentes a un túnel debido a una excavación. Modificado de Wittke (2014).....	22
Figura 2-2: Criterio de falla de Mohr – Coulomb. Modificado de (Wittke, 2014).	23
Figura 2-3: Modelo de discontinuidad. Modificado de Bentley (2021b).	25
Figura 2-4: Flujo laminar en una discontinuidad plana. Modificado de Wittke (2014).	26
Figura 2-5: Información sobre esfuerzos in situ recolectada por Hoek y Brown (1980): componente de esfuerzo vertical. Modificado de Hudson y Harrison (1997).	30
Figura 2-6: Información sobre esfuerzos in situ recolectada por Hoek y Brown (1980): componente de esfuerzo horizontal promedio. Modificado de Hudson y Harrison (1997). 30	30
Figura 2-7: Relación entre los esfuerzos verticales y los esfuerzos horizontales inducidos elásticamente, para diferentes tipos de isotropía. Modificado de Hudson y Harrison (1997).	34
Figura 2-8: Reducción del esfuerzo horizontal en la superficie con respecto al incremento del radio de la tierra. Modificado de Sheorey (1994).	34
Figura 2-9: Procedimiento K_0 para geometría horizontal. Modificado de Tjie Liong (2014). 37	37
Figura 2-10: Visualización del concepto de Roca Fracturada. Modificado de Bentley (2021a). 39	39
Figura 4-1: Geometría modelo homogéneo inicial.	50
Figura 4-2: Geometría modelo homogéneo con diámetro del túnel aumentado a 14 m. 50	50
Figura 4-3: Geometría modelo homogéneo con cobertura aumentada a 95 m.	51
Figura 4-4: Geometría modelo transversalmente isotrópico. Espaciamiento discontinuidades: 4 m.	52
Figura 4-5: Geometría modelo transversalmente isotrópico. Espaciamiento discontinuidades: 8 m.	52
Figura 4-6: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m. 53	53
Figura 4-7: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 8 m. 53	53
Figura 4-8: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m. Diámetro del túnel aumentado a 14 m.	54

Figura 4-9: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m. Cobertura aumentada a 95 m.....	54
Figura 4-10: Clasificación RMR Combinación 1 – Grupo de modelación 3. Modificado de Maidl et al. (2014).	64
Figura 4-11: Ejemplo Fase Inicial.	67
Figura 4-12: Ejemplo Fase Túnel.	67
Figura 4-13: Ejemplo Fase Factor de seguridad (FS).	68
Figura 5-1: Rotación de esfuerzos principales alrededor de un túnel. Tomado de Hoek (2006). 70	70
Figura 5-2: Rotación de esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 3$	71
Figura 5-3: Distribución de los esfuerzos principales mayores y menores alrededor de un túnel. Modificado de Hoek (2006).	72
Figura 5-4: Esfuerzo principal mayor σ_1 – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 3$. 73	73
Figura 5-5: Esfuerzo principal menor σ_3 – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 3$. 73	73
Figura 5-6: Desviador de esfuerzos q – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 3$. 74	74
Figura 5-7: Esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 1$	75
Figura 5-8: Esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 2$	76
Figura 5-9: Disminución de la subsidencia con el incremento de los valores K_0	77
Figura 5-10: Disminución de la subsidencia con el incremento de los valores K_0 . Modificado de Golpasand et al. (2018).	77
Figura 5-11: Relación exponencial entre la subsidencia y el coeficiente de presión lateral K_0 . Modificado de Golpasand et al. (2018).	78
Figura 5-12: Cambio en la dirección de los desplazamientos máximos con respecto a K_0 . 79	79
Figura 5-13: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Deformación máxima alrededor del túnel.	81
Figura 5-14: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Subsidencia.	81
Figura 5-15: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Esfuerzo desviador alrededor del túnel.	82
Figura 5-16: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Esfuerzo efectivo principal mayor máximo en el modelo.	82
Figura 5-17: Tipos de deformación alrededor de un túnel. Modificado de González y Sagaseta (2001).	85
Figura 5-18: Ejemplo de convergencia del túnel.	87
Figura 5-19: Ejemplo de convergencia y traslación vertical del túnel.	87
Figura 5-20: Ejemplo del exceso de presión de poros.	88
Figura 5-21: Ejemplo del flujo de agua hacia el túnel en el material rocoso.	88
Figura 5-22: Ejemplo de deformación máxima en bloque de roca.	89

Figura 5-23:	Deformación máxima alrededor del túnel – Grupos de modelación 3 a 6. 91	
Figura 5-24:	Ejemplo de deformación máxima alrededor del túnel – Combinación 1, grupo de modelación 4. Valor: 5,7E-3 m.....	92
Figura 5-25:	Ejemplo de deformación máxima alrededor del túnel – Combinación 1, grupo de modelación 3. Valor: 5,24E-3 m.....	92
Figura 5-26:	Subsidencia – Grupos de modelación 3 a 6.....	93
Figura 5-27:	Esfuerzo desviador máximo q – Grupos de modelación 3 a 6.....	95
Figura 5-28:	Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 3. Máximo valor: 5,46 MPa.....	96
Figura 5-29:	Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 4. Máximo valor: 4,00 MPa.....	96
Figura 5-30:	Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 3. Caso hipotético sin discontinuidades. Máximo valor: 4,02 MPa.....	97
Figura 5-31:	Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 4. Caso hipotético sin discontinuidades. Máximo valor: 4,12 MPa.....	97
Figura 5-32:	Comparación entre factores de seguridad. a. Discontinuidad rígida, b. Discontinuidad poco rígida. Imagen de desplazamientos totales. Modificado de Montiel y Tlalolini (2018). 98	
Figura 5-33:	Caudal total – Grupos de modelación 3 a 6.	101
Figura 5-34:	Caudal de infiltración. Combinación 3, grupo de modelación 3. Valor: 8250 m ³ /día/m.....	101
Figura 5-35:	Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Modelación en RS2. Desplazamiento máximo: 3,00 mm.....	102
Figura 5-36:	Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Modelación en Plaxis 2D [®] . Desplazamiento máximo: 3,08 mm.	102
Figura 5-37:	Caudal de infiltración modelado en RS2. Valor: 5,8E-8 m ³ /s/m.....	103
Figura 5-38:	Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Permeabilidad = 0,01 m/s. Desplazamiento máximo: 0,0043 m.	103
Figura 5-39:	Factor de seguridad – Grupos de modelación 3 a 6.....	105

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 2-1: Matriz de diseño 2 ³ . Modificado de Montgomery D.C. (2004).....	41
Tabla 4-1: Grupos de modelación.....	46
Tabla 4-2: Diseño Factorial.....	48
Tabla 4-3: Parámetros de modelación esquisto.....	56
Tabla 4-4: Parámetros de modelación del caso de estudio.....	65
Tabla 5-1: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de presión lateral K_0	74
Tabla 5-2: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot.....	81
Tabla 5-3: Resultados - Grupo de modelación 3.....	83
Tabla 5-4: Resultados - Grupo de modelación 4.....	84
Tabla 5-5: Resultados - Grupo de modelación 5.....	84
Tabla 5-6: Resultados - Grupo de modelación 6.....	84
Tabla 5-7: Resultados - Grupo de modelación 7.....	106

Introducción

Las propiedades hidráulicas y mecánicas de un medio pueden ser vinculadas mediante el concepto de interacción hidromecánica. En el caso específico de macizos rocosos, objeto de estudio del presente trabajo, alteraciones en el estado de esfuerzos, como los producidos por la excavación de un túnel, provocan cambios en su conductividad hidráulica. Consecuentemente, se genera una redistribución de las cabezas piezométricas, modificando la energía total del fluido en diferentes puntos y a su vez las fuerzas de infiltración actuantes sobre la masa rocosa. Esta modificación en el flujo, influye de nuevo en los esfuerzos y deformaciones, generando una relación recíproca (Wittke, 2014).

La modelación numérica de este tipo de análisis en macizos rocosos requiere la obtención de diferentes parámetros geotécnicos que los caracterizan, especialmente con relación a las discontinuidades, tales como su ubicación, orientación tridimensional y longitud. Adicionalmente, la simulación de estas singularidades tiene una complejidad computacional significativa (Wittke, 2014). En respuesta a la dificultad en la obtención de los datos y las exigencias en los cálculos numéricos, en la práctica se realizan modelos simplificados de tipo homogéneo para caracterizar el macizo completo. Dado que actualmente los programas de modelación incluyen nuevos tipos de material y elementos estructurales que permiten una representación más precisa de los medios rocosos fracturados, sin que los análisis generen consumos excesivos de tiempo, se propone un análisis comparativo que permita evaluar y comparar la influencia, entre otros aspectos, del modelo estructural (homogéneo o anisotrópico), en la estabilidad de un túnel y en los cambios del flujo debidos a su construcción en un macizo rocoso. Las simulaciones numéricas se realizan utilizando el método de los elementos finitos; el software elegido fue Plaxis 2D®, debido a que permite la modelación homogénea y anisotrópica de la roca intacta, así como la caracterización de las discontinuidades y el análisis acoplado de flujo y deformación, siguiendo la teoría poroelástica de Biot. Adicionalmente se realiza una

corroboración en el programa RS2, mediante el que se pueden realizar modelaciones similares.

Como roca de estudio se ha elegido el esquisto, ya que según menciona Ma y Gutierrez (2021): “el análisis de la respuesta hidromecánica acoplada de los esquistos se basa normalmente en la teoría de Biot. Los esquistos son materiales poroelásticos en el sentido más estricto de la teoría de la poroelasticidad” (p. 582). La simulación anisotrópica de esta roca se divide en dos: modelos transversalmente isotrópicos y modelos ortótropos. Los primeros hacen referencia a condiciones de continuidad, homogeneidad, anisotropía con isotropía transversal y elasticidad lineal. En este caso, en un plano específico hay isotropía, pero existen diferencias entre las propiedades paralelas y perpendiculares al mismo. El segundo modelo se caracteriza como un medio regularmente fracturado, con dos conjuntos de discontinuidades persistentes y mutuamente perpendiculares, que exhiben isotropía en cada plano (Wittke, 2014).

Los escenarios homogéneos son caracterizados utilizando los parámetros del criterio de falla de Mohr – Coulomb. La estructura planar de la roca que le confiere la anisotropía transversal, es modelada en el programa mediante el tipo de material identificado como roca fracturada, en el que los esfuerzos cortantes están restringidos en las direcciones principales de las discontinuidades según el criterio de Coulomb (Bentley, 2021b). En adición a estructura de la roca intacta, los modelos transversalmente isotrópicos son definidos con una familia de discontinuidades paralelas a la anisotropía, con sus propios parámetros de resistencia, haciendo uso del elemento de diseño denominado discontinuidad, en el que también se utiliza el modelo constitutivo de Mohr - Coulomb. Los modelos ortótropos se definen superponiendo a los modelos transversalmente isotrópicos, otra familia de discontinuidades con los mismos parámetros geotécnicos, de manera perpendicular a la esquistosidad.

Por otra parte, los cálculos son realizados haciendo uso del análisis acoplado de flujo y deformación que dispone el programa, en el que los parámetros establecidos para el material, de acuerdo con su modelo constitutivo, tanto mecánicos como de flujo, se analizan simultáneamente y de manera interdependiente. Para algunas simulaciones que consideran al macizo rocoso en estado seco, se utiliza el método de cálculo plástico, ubicando el nivel freático en la base del modelo e ignorando la succión. Mediante estos

cálculos acoplados de flujo y deformación se estudió la influencia de la construcción (en una fase) de un túnel circular, en el estado de esfuerzos y deformaciones del macizo, así como los cambios en el flujo a su alrededor. Las variables de estudio fueron el modelo estructural (homogéneo, transversalmente isotrópico y ortótropo), la apertura y espaciamiento de las discontinuidades, el coeficiente de presión lateral y de Biot, así como la condición de saturación, la cobertura (material suprayacente a la corona o parte superior del túnel) y el diámetro del túnel.

Los resultados de las simulaciones muestran diferencias significativas entre los modelos homogéneos y los modelos anisotrópicos. En las modelaciones de tipo anisotrópico se generan mayores valores de subsidencia y de esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel, por lo que los factores de seguridad son menores. Ya que en los modelos anisotrópicos se considera la existencia de discontinuidades, en estos casos se producen mayores caudales de infiltración. Tanto el incremento de la cobertura como del diámetro del túnel ocasiona mayores condiciones de inestabilidad. En las simulaciones que no consideran la existencia de fluidos en el macizo rocoso, se configura una distribución distinta de los esfuerzos y las deformaciones con respecto a los modelos saturados. Por su parte, los análisis de sensibilidad realizados al parámetro de presión lateral y al coeficiente de Biot, evidencian su influencia importante en la distribución de los esfuerzos alrededor del túnel y en la magnitud de los esfuerzos efectivos, respectivamente. Cabe mencionar que, aunque también se realizan simulaciones a partir de parámetros geotécnicos de un proyecto de túneles real, la geometría de los modelos es hipotética, por lo que la finalidad del trabajo es mostrar las relaciones entre las variables de estudio, más que su valor mismo.

Según señala Karimi-Khajelangi y Noorian-Bidgoli (2022), el macizo rocoso puede entenderse como un medio anisotrópico, ya que su comportamiento puede variar en función de la dirección de la carga, y se compone en su mayor parte de discontinuidades que no están distribuidas de manera uniforme. Por lo anterior y dados los resultados de los modelos realizados, las simulaciones numéricas que tienen en cuenta estas características pueden reproducir un comportamiento geotécnico más realista.

Los anteriores análisis se exponen en el presente trabajo de la siguiente manera: inicialmente se enseña el marco conceptual básico, para comprender más detalladamente

la caracterización de los macizos rocosos y las modelaciones numéricas. A continuación, se describe brevemente el desarrollo histórico de los análisis acoplados. Posteriormente, se detalla la metodología, en la que se utilizan análisis de sensibilidad y el diseño factorial 2^k para relacionar las diferentes variables de estudio. Finalmente, se obtienen y analizan los resultados. En los anexos del trabajo se incluye la descripción matemática del acoplamiento hidromecánico, los resultados gráficos de las simulaciones realizadas, la clasificación de los macizos rocosos y la información de referencia para la obtención de los parámetros de modelación.

1. Objetivos

1.1. General

Evaluar la influencia de diferentes sistemas estructurales, en la respuesta de un macizo rocoso a la construcción de un túnel, en términos de la redistribución de los esfuerzos y las variaciones en el flujo del agua subterránea.

1.2. Específicos

- I. Definir escenarios geológico – geotécnicos de diseño hipotéticos para un macizo rocoso, considerando condiciones isotrópicas y de anisotropía transversal y ortogonal.
- II. Evaluar el cambio en el estado de esfuerzos y las variaciones en el flujo del agua subterránea en los macizos rocosos modelados, producto de la excavación de un túnel circular.
- III. Realizar un análisis comparativo entre los escenarios modelados, que dé cuenta de la incidencia de los sistemas estructurales considerados, en la estabilidad del túnel y en la alteración de las condiciones hidrogeológicas circundantes.

2. Conceptos Básicos

En este capítulo se exponen conceptos relacionados con la interacción hidromecánica, el criterio de falla de Mohr - Coulomb, las discontinuidades, el método de los elementos finitos, el estado inicial de esfuerzos en un macizo rocoso y el diseño factorial 2^k .

2.1. Interacción Hidromecánica

Un fenómeno que ocurre en varias escalas y períodos de tiempo es la conexión de las propiedades mecánicas e hidráulicas de un medio. Este acoplamiento en el área de la ingeniería geotécnica se puede tener en cuenta en cualquier análisis donde haya presencia de fluidos. Por ejemplo, en la evaluación de la estabilidad de un túnel, en el diseño de presas construidas sobre macizos rocosos fracturados o al realizar estudios de estabilidad de taludes. Otros ejemplos de la aplicabilidad de este tipo de análisis son proyectos de energía geotérmica, disposición segura de desechos peligrosos o la extracción de hidrocarburos (Wittke, 2014).

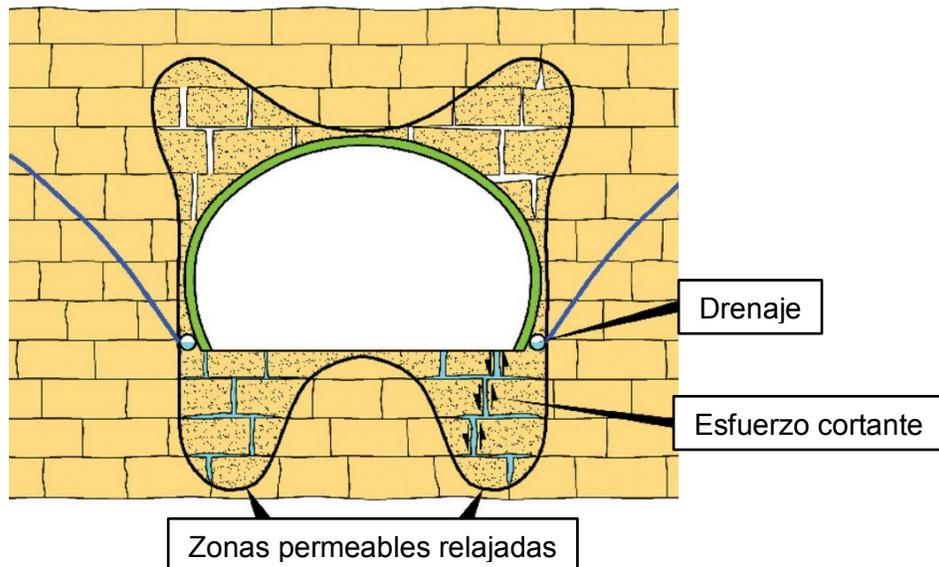
Las deformaciones resultantes de procesos de deposición y erosión, movimientos tectónicos y sísmicos, mareas terrestres y cargas barométricas pueden tener un impacto en las presiones de los fluidos, además de los diversos cambios en las condiciones de flujo y esfuerzo provocados por la actividad humana. Cuando surgen presiones anómalas, estas ocurrencias pueden afectar significativamente a los análisis hidromecánicos (Neuzil, 2003).

La importancia de este tipo de estudios en proyectos geotécnicos de túneles es relevante, ya que las variaciones en la conductividad hidráulica del macizo rocoso, pueden resultar en cambios en los esfuerzos generados durante la excavación del túnel, lo que puede

provocar problemas de estabilidad durante la construcción, como deslizamientos o caída de bloques de roca (Wittke, 2014).

A manera de ejemplo, en la Figura 2-1, se muestra un túnel construido en un macizo rocoso con discontinuidades verticales y horizontales, en el que el nivel freático se reduce permanentemente mediante el sistema de drenaje exterior. En este ejemplo aparecen zonas con mayor conductividad hidráulica en la partes superior e inferior del túnel. Lo anterior sucede debido a que se generan desplazamientos de dilatación en las discontinuidades, producidos por los esfuerzos cortantes debajo de la parte inferior del túnel. En este escenario, las tuberías de drenaje pueden secarse y producirse filtraciones a través de la zona suelta adyacente, si el aumento de la permeabilidad es lo suficientemente significativo. En el caso de una roca soluble, además de la disolución de los componentes químicos, se podría provocar una erosión incontrolable (Wittke, 2014).

Figura 2-1: Cambio de apertura en las discontinuidades adyacentes a un túnel debido a una excavación. Modificado de Wittke (2014).



2.2. Criterio de Mohr-Coulomb

De acuerdo con Wittke (2014), la resistencia de las rocas intactas puede modelarse utilizando la aproximación dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb (ecuación 2.1):

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi_{IR} + c_{IR} \tag{2.1}$$

donde,

σ : Esfuerzo normal que actúa sobre el plano de corte

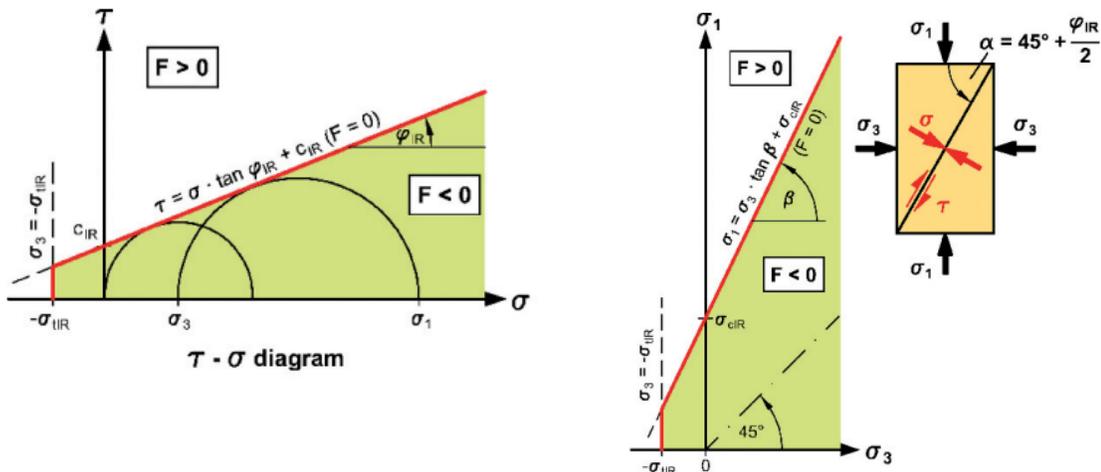
τ : Valor absoluto del esfuerzo cortante correspondiente en el estado de falla

φ_{IR} : Angulo de fricción interna

c_{IR} : Cohesión

Este criterio se basa en la hipótesis de que la falla por corte ocurre en un plano inclinado en un ángulo de $\alpha = 45^\circ + \varphi_{IR}/2$ con respecto a un plano horizontal. También se asume que el esfuerzo normal intermedio no influye en la resistencia al corte. En un diagrama de círculos de Mohr definido por los esfuerzos máximos y mínimos principales σ_1 y σ_3 . El criterio de falla es representado por la línea recta que conecta los puntos de falla. En el diagrama $\sigma_1 - \sigma_3$ la línea de falla es expresada también con una línea recta (Figura 2-2). La resistencia a compresión confinada σ_{cIR} se representa por la intersección en el eje σ_1 (Wittke, 2014).

Figura 2-2: Criterio de falla de Mohr – Coulomb. Modificado de (Wittke, 2014).



Una manera adicional de analizar la información refiere la utilización de los parámetros p y q , cuyas ecuaciones (2.3, 2.4 y 2.5) se presentan a continuación (Bentley, 2021b). σ'_1 y σ'_3 representan los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente, y u la presión de poros. Con estos parámetros se pueden dibujar las trayectorias de esfuerzo que experimenta un material. Si bien, este tipo de análisis no se incluye en el presente trabajo, el valor del desviador q si tiene relevancia en la etapa de análisis. El esfuerzo desviador q siempre hace referencia a los esfuerzos efectivos ya que son los que controlan el mecanismo de falla del material.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.2)$$

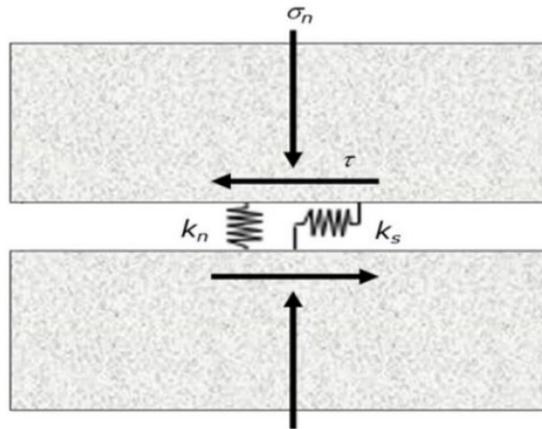
$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = p - u \quad (2.3)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = q' \quad (2.4)$$

2.3. Discontinuidad

La matriz rocosa y los diversos tipos de fracturas que indican rupturas en la continuidad mecánica, conforman el macizo rocoso. Estas fracturas, a menudo denominadas discontinuidades, se utilizan para caracterizar cualquier separación en el macizo rocoso que tiene poca o ninguna resistencia a la tracción. Respecto a la modelación numérica, la generación de modelos homogéneos equivalentes es errónea, si las discontinuidades impactan significativamente el comportamiento general del macizo rocoso. En esos casos se puede utilizar el elemento estructural de simulación, denominado precisamente discontinuidad (Bentley, 2021b).

En el programa Plaxis 2D® las discontinuidades son elementos inmersos en el macizo rocoso, con sus propios parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción), deformabilidad (rigidez normal k_n y cortante k_s) (Figura 2-3) y flujo, el cual es gobernado por el parámetro de transmisividad (Bentley, 2021b).

Figura 2-3: Modelo de discontinuidad. Modificado de Bentley (2021b).

De acuerdo con Priest (1993), la rigidez normal de la discontinuidad está definida como se señala en la ecuación 2.5:

$$k_n = \frac{\Delta\sigma_n}{\Delta V} \quad (2.5)$$

en donde un incremento $\Delta\sigma_n$ en el esfuerzo normal, produce incremento en el desplazamiento normal a través de la discontinuidad ΔV . De manera análoga, la rigidez al corte se calcula mediante la ecuación 2.6:

$$k_s = \frac{\Delta\tau}{\Delta u} \quad (2.6)$$

en este caso, un incremento en el esfuerzo de corte $\Delta\tau$, produce un incremento en el desplazamiento de corte Δu a lo largo de la discontinuidad.

De acuerdo con Barton (1972), la rigidez normal puede ser calculada mediante la ecuación 2.7:

$$k_n = \frac{E_i \cdot E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (2.7)$$

Consecuentemente, la rigidez al corte resulta ser (ecuación 2.8):

$$k_s = \frac{G_i \cdot G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (2.8)$$

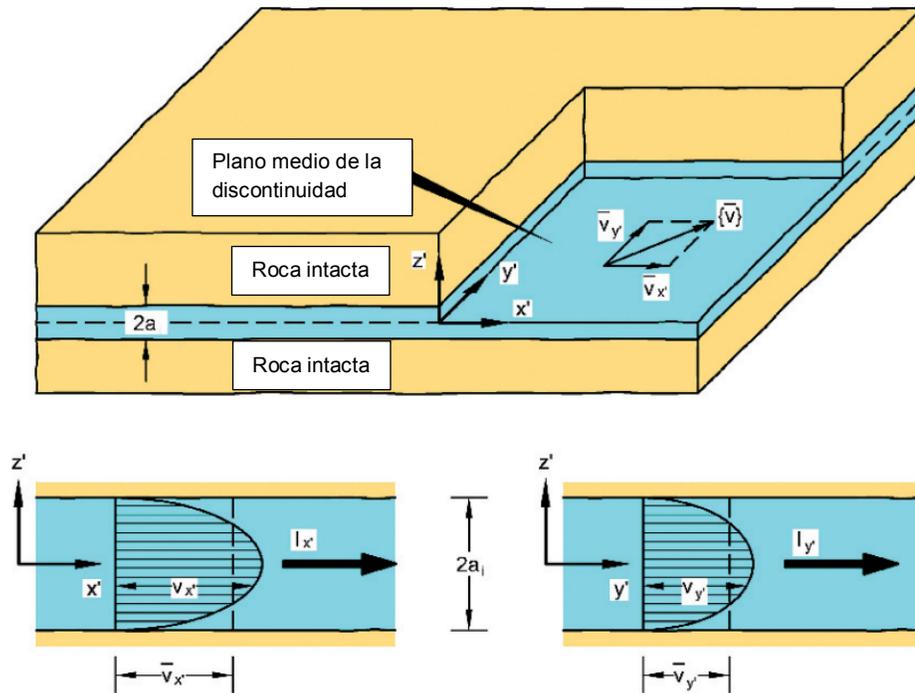
Optativamente, y según señala Singh y Goel (2012), la rigidez al corte de una discontinuidad puede ser de 10 a 30 veces menor que el valor de la rigidez normal.

Respecto a la transmisividad, las velocidades de flujo en una discontinuidad pueden ser calculadas mediante las expresiones \bar{v}_x' (ecuación 2.9) y \bar{v}_y' (ecuación 2.10) (Figura 2-4):

$$\bar{v}_x' = \frac{g \cdot (2a_i)^2}{12\nu} \cdot I_x' \quad (2.9)$$

$$\bar{v}_y' = \frac{g \cdot (2a_i)^2}{12\nu} \cdot I_y' \quad (2.10)$$

Figura 2-4: Flujo laminar en una discontinuidad plana. Modificado de Wittke (2014).



Donde $2a_i$ es la apertura de la discontinuidad, g es el valor de la gravedad, ν es el valor de la viscosidad cinemática del fluido ($1.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a 10°C para el agua) y I_x' e I_y' son los gradientes hidráulicos (ecuaciones 2.11 y 2.12):

$$I_x' = \frac{\partial h}{\partial x'} \quad (2.11)$$

$$I_y' = \frac{\partial h}{\partial y'} \quad (2.12)$$

Siendo h la cabeza piezométrica.

La expresión dada por la ecuación 2.13, es conocida como el coeficiente de permeabilidad de la discontinuidad k_d (Wittke, 2014):

$$k_d = \frac{g \cdot (2a_i)^2}{12v} \quad (2.13)$$

Al multiplicar la velocidad de flujo de la discontinuidad por la apertura, se obtiene el valor del flujo específico Q_s , esta expresión también es conocida como “ley cubica” (ecuación 2.14), dada la gran influencia de la apertura en el flujo a través de la discontinuidad (Wittke, 2014).

$$Q_s = \bar{V} \cdot 2a_i = k_d \cdot I \cdot 2a_i = \frac{g \cdot (2a_i)^3}{12v} \cdot I \quad (2.14)$$

La expresión dada por la ecuación 2.15:

$$T = \frac{g \cdot (2a_i)^3}{12v} \quad (2.15)$$

resultado de la multiplicación de la permeabilidad de la discontinuidad por la apertura es conocida como transmisividad T (Kolymbas, 2005).

2.4. Estado inicial de esfuerzos

Comprender las condiciones de esfuerzo in situ es crucial para cualquier proyecto de ingeniería geotécnica. Este estudio implica conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos principales y su efecto en la infraestructura construida, con el fin de anticipar posibles direcciones de rotura en las rocas y predecir el flujo de agua subterránea (Hudson y Harrison, 1997). Los esfuerzos sufren alteraciones debido a actividades de ingeniería, como la excavación en taludes rocosos o túneles, lo que enfatiza la necesidad de establecer adecuadamente el estado inicial de esfuerzos.

2.4.1. Predicción del estado de esfuerzos in situ

Mediante las orientaciones y magnitudes de los esfuerzos primarios se puede expresar el campo de esfuerzos in situ. La teoría de la elasticidad permite estimar estas magnitudes (Hudson y Harrison, 1997), como se detalla a continuación.

- Esfuerzo vertical

Dado el peso de la sobrecarga, cabe prever que a medida que aumenta la profundidad, la componente de esfuerzo vertical también aumenta. Como pauta general, teniendo en cuenta la densidad típica del material rocoso, 40 m de roca inducen un esfuerzo de 1 MPa. De manera más específica se utiliza la ecuación 2.16 para determinar este esfuerzo (Hudson y Harrison, 1997):

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.16)$$

donde γ es el peso unitario, y z es la profundidad.

- Esfuerzo horizontal

Se puede prever de manera inicial, que el esfuerzo horizontal es debido a la compresión vertical. Para hacer una estimación de este esfuerzo, haciendo uso de la teoría de la elasticidad y asumiendo isotropía, se tiene la ecuación 2.17 (Hudson y Harrison, 1997):

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_V \quad (2.17)$$

Donde ν corresponde a la relación de Poisson, definida como (ecuación 2.18):

$$\nu = \frac{\text{Deformacion lateral}}{\text{Deformacion axial}} = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_a} \quad (2.18)$$

De este análisis elástico resulta que la relación de Poisson es el único factor que afecta a la relación entre los esfuerzos horizontales y verticales. Por tanto, las limitaciones teóricas del esfuerzo horizontal resultante pueden determinarse conociendo los valores mínimos y máximos de la relación de Poisson de materiales rocosos, de la siguiente manera (Hudson y Harrison, 1997):

$$\nu = 0; \quad \sigma_H = 0$$

$$\nu = 0,25; \quad \sigma_H = 0,33\sigma_V$$

$$\nu = 0,5; \quad \sigma_H = \sigma_V$$

El esfuerzo horizontal es nulo cuando la relación de Poisson es igual a cero. De manera opuesta, cuando el esfuerzo vertical aplicado y el esfuerzo horizontal producido son idénticos, el límite superior se obtiene para una relación de Poisson de 0,5 (el valor de un fluido). Finalmente, siguiendo esta teoría se puede señalar que el esfuerzo horizontal inducido podría ser aproximado generalmente a un tercio del esfuerzo vertical aplicado, dado que 0,25 es el valor habitual medido de las relaciones de Poisson en rocas intactas (Hudson y Harrison, 1997).

Utilizando la teoría de la elasticidad en rocas isótropas, estos cálculos proporcionan información sobre los valores de los componentes de esfuerzo vertical y horizontal in situ. Sin embargo, al ser comparados con datos empíricos recogidos en proyectos globales de determinación de esfuerzos, los valores no se ajustan. Al respecto se pueden realizar las afirmaciones señaladas en los siguientes numerales.

- Datos globales de esfuerzos in situ

Hoek y Brown (1980) citados por Hudson y Harrison (1997), recopilaron información concerniente a los esfuerzos in situ alrededor del mundo. De manera gráfica esta información es expuesta en la Figura 2-5 y la Figura 2-6.

En la Figura 2-5, se adopta un peso unitario genérico de $0,027 \text{ MN/m}^3$. Se puede observar que si bien esta estimación para el componente vertical del esfuerzo es correcta en muchos casos, existe una variación significativa especialmente para profundidades inferiores a los 1000 m, por lo que se sugiere que estos valores sean obtenidos con base en mediciones de campo (Hudson y Harrison, 1997).

Figura 2-5: Información sobre esfuerzos in situ recolectada por Hoek y Brown (1980): componente de esfuerzo vertical. Modificado de Hudson y Harrison (1997).

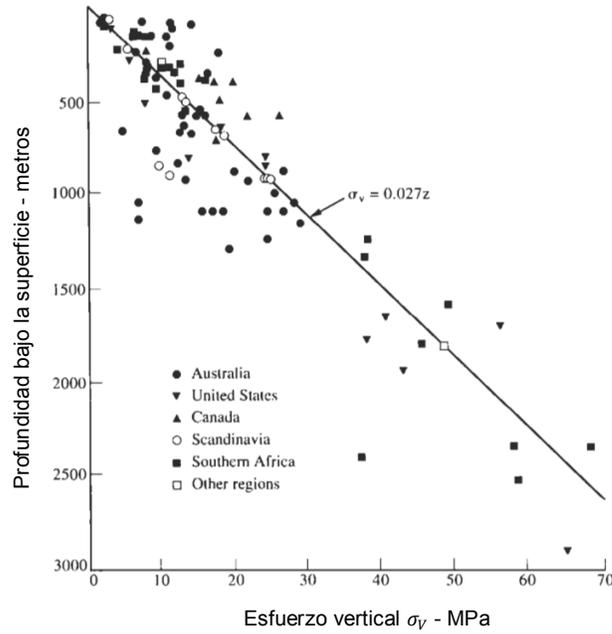
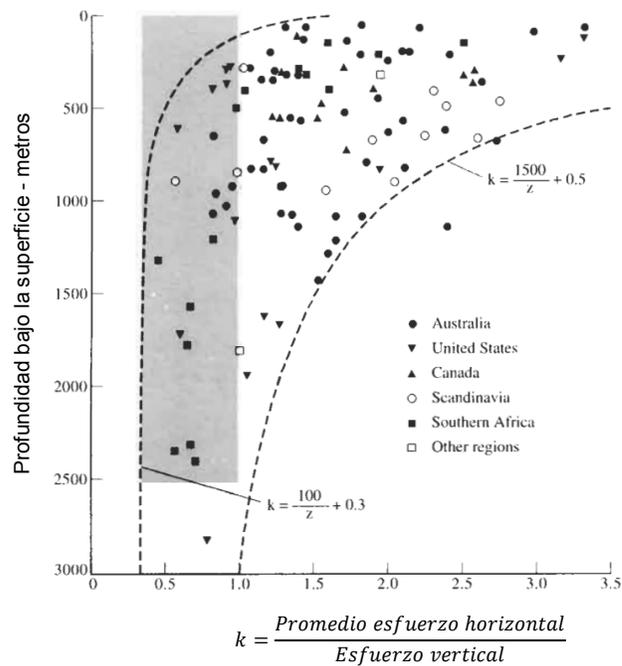


Figura 2-6: Información sobre esfuerzos in situ recolectada por Hoek y Brown (1980): componente de esfuerzo horizontal promedio. Modificado de Hudson y Harrison (1997).



La ecuación 2.17, obtenida para un medio isotrópico y elástico es evaluada en la Figura 2-6. Aquí, Hoek y Brown (1980) citados por Hudson y Harrison (1997), limitan los datos recolectados a las dos ecuaciones señaladas en la figura.

El rango de valores de 0.33 a 1, precedido por la teoría elástica es señalado en la parte sombreada de la gráfica. Se observa que, para profundidades significativas, el valor de k puede tener una primera aproximación siguiendo la teoría de la elasticidad. Hecha esta salvedad y como resulta evidente en la Figura 2-6, la componente horizontal de esfuerzos es mayor que la vertical. Así, a profundidades en las que usualmente se desarrollan proyectos de ingeniería civil (de 0 a 500 m), en el 92% de los casos se cumple esta afirmación. Esta tendencia, como es de esperarse, se acentúa cerca de la superficie donde el esfuerzo vertical tiende a ser cero (Hudson y Harrison, 1997).

- Esfuerzos horizontales in situ reales

El peso del material y la historia de formación determinan el estado de esfuerzos in situ, el cual es representado por un esfuerzo vertical inicial efectivo σ'_{v0} y un esfuerzo lateral inicial efectivo σ'_{h0} . Estos esfuerzos se relacionan mediante el coeficiente de presión de tierras K_0 a través de la ecuación 2.19 (Bentley, 2021b):

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad (2.19)$$

La determinación de este coeficiente es un aspecto fundamental en el proceso de diseño de un túnel y por tanto un componente esencial del estudio geológico de ingeniería. Ya que como se ha observado, los valores obtenidos a partir de la teoría de la elasticidad en un medio isotrópico no concuerdan con las observaciones en campo, hay que tener en cuenta entonces la evolución histórica del macizo. A continuación, se presenta de manera sucinta algunas posibles explicaciones de la fluctuación de este valor:

- Precarga de la edad de hielo. Existe la posibilidad de que la presión horizontal ejercida por glaciares masivos de la era de hielo perdure hoy en día en la estructura de los macizos rocosos, en cuyo caso el valor del coeficiente de presión lateral será mayor que 1 (Chapman et al., 2018).

- La presencia de estratificación, sinclinales y anticlinales. La variabilidad del parámetro K_0 puede deberse también a la posición del túnel en la estratificación de la formación geológica. La suposición de que los esfuerzos verticales y horizontales son los principales deja de ser cierta o limitada en esta situación, lo que sugiere una posible rotación del estado de esfuerzos (Chapman et al., 2018).
- Profundidad. Debido a la meteorización, K_0 podría ser pequeño cerca de la superficie (Chapman et al., 2018). En este sentido Hudson y Harrison (1997), argumentan que la eliminación de la sobrecarga disminuye el esfuerzo vertical y si los esfuerzos horizontales se encuentran contenidos en la masa rocosa, entonces el valor de K_0 aumenta.
- Un túnel construido bajo el nivel freático. Al evaluar los esfuerzos principales, hay que tener en cuenta el esfuerzo efectivo del terreno y consecuentemente la presión del agua (Chapman et al., 2018).
- Actividad tectónica. Hudson y Harrison (1997) señalan que el movimiento de las placas tectónicas produce cambios en el estado de esfuerzos. En el caso latinoamericano, la zona de subducción frente a la costa de Chile, así como la formación de los Andes, han producido significativos esfuerzos horizontales. Las más grandes minas en superficie y subterráneas del mundo están localizadas en Chile, ambas con fuertes indicios de fenómenos relacionados con cambios en los esfuerzos, como estallidos de rocas y taludes rocosos inestables (Hudson y Harrison, 1997).
- Anisotropía de las rocas. La manera en la que los esfuerzos se distribuyen debido a las características anisotrópicas de las rocas también es importante. Como se ha visto en la ecuación 2.17, el término $\nu/(1 - \nu)$ representa la relación entre los esfuerzos horizontales y verticales. Cuando ν fluctúa entre 0 y 0,5, la relación K_0 correspondiente varía entre 0 y 1. En mecánica de rocas, la isotropía se puede clasificar en tres categorías: isotropía total, isotropía transversal y ortótropa. La ecuación 2.17 corresponde a una roca con isotropía perfecta. Para los tipos restantes de material, el valor K_0 también se puede calcular, como se muestra en la Figura 2-7. A manera de ejemplo, la estructura propia de las rocas sedimentarias

puede representar la isotropía transversal de las rocas (Hudson y Harrison, 1997).

- Anisotropía del macizo rocoso. El hecho de que el macizo rocoso sea un medio anisotrópico es uno de los elementos clave que contribuye a la variabilidad de los resultados en los análisis de esfuerzo. La distribución de los esfuerzos internos es modificada por singularidades como las discontinuidades. Ejemplo de esto es la condición ortótropa, que se puede ejemplificar con un macizo que contiene tres familias de discontinuidades mutuamente perpendiculares (Hudson y Harrison, 1997).
- Se ha de suponer que a lo largo de la historia geológica se ha producido una importante deformación de la masa rocosa, además de los procesos anteriormente mencionados. Esto provoca la presencia de esfuerzos residuales, superpuestos a diferentes escalas (Hudson y Harrison, 1997).
- Según señala Sheorey (1994), la curvatura de la tierra es un factor de gran importancia en la obtención de los altos valores de los esfuerzos horizontales con respecto a los esfuerzos verticales, cerca de la superficie. Mediante su modelo, basado en el análisis de los esfuerzos radiales y tangenciales del planeta, el autor muestra la reducción en el esfuerzo horizontal en la superficie, con respecto al incremento del radio terrestre (Figura 2-8). En este estudio, que considera condiciones de isotropía transversal, también se señala la influencia significativa del módulo elástico medido en la dirección horizontal en la magnitud de los esfuerzos horizontales, y se recalca la importancia de realizar mediciones in situ, dada la gran variedad de factores que pueden afectar la magnitud de estos esfuerzos. Se aconseja la lectura detallada de este artículo.

Por lo visto anteriormente, la aproximación elástica para la obtención del coeficiente de presión lateral no resulta aplicable en muchos casos. De hecho, según Lee et al. (2014) es posible que el esfuerzo horizontal de un estrato sea menor que el del estrato suprayacente, y lo más frecuente es que este esfuerzo sea esencialmente constante.

Finalmente, Chapman et al. (2018) encontraron que, de manera estadística, los valores del coeficiente K_0 pueden variar en un rango de 0.1 a 3.0.

Figura 2-7: Relación entre los esfuerzos verticales y los esfuerzos horizontales inducidos elásticamente, para diferentes tipos de isotropía. Modificado de Hudson y Harrison (1997).

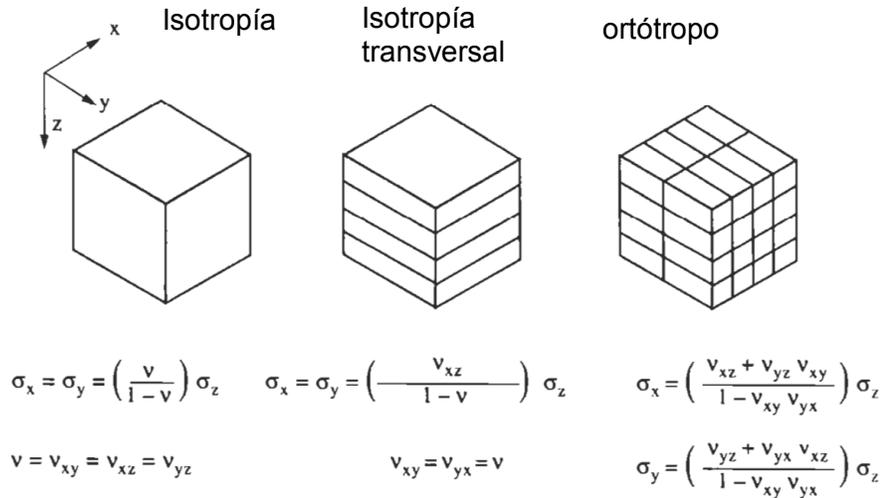
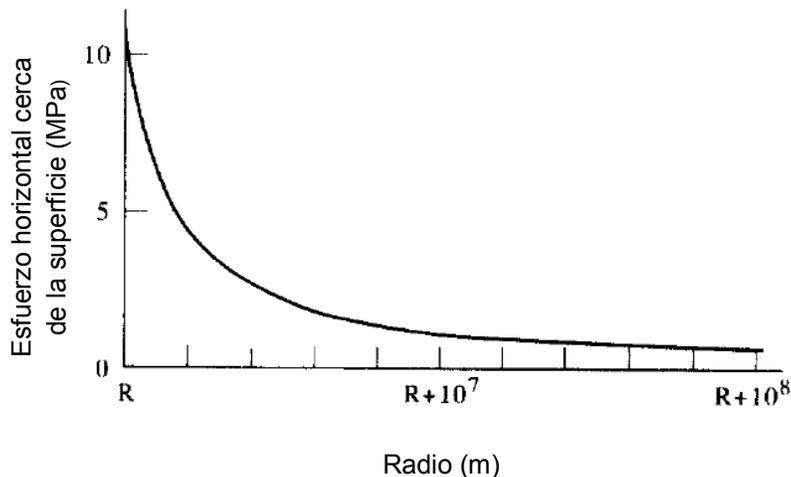


Figura 2-8: Reducción del esfuerzo horizontal en la superficie con respecto al incremento del radio de la tierra. Modificado de Sheorey (1994).



2.5. Método de los elementos finitos

En el diseño de túneles es común la utilización de simulaciones numéricas. Sin embargo, estas se deben emplear cuidadosamente, ya que las ecuaciones constitutivas que utilizan son en todos los casos solamente una aproximación al comportamiento de los materiales simulados. Si bien, pueden utilizarse para la obtención de predicciones, también son muy

útiles en la realización de análisis de sensibilidad, mediante los que se pueden evaluar las relaciones entre las diferentes variables estudiadas (Kolymbas, 2005).

Las interacciones hidromecánicas y otros problemas complejos de ingeniería de rocas se pueden resolver mediante el uso de estos procedimientos de análisis numérico. El método de los elementos finitos es uno de los más importantes. En este análisis, el modelo continuo se subdivide en elementos poligonales de tamaño finito, definidos mediante nodos en las esquinas. Los desplazamientos en los nodos son calculados en el análisis de esfuerzo y deformación, y mediante funciones de interpolación se obtienen los desplazamientos para otros puntos (Wittke, 2014). Para el presente proyecto se ha escogido como principal programa de modelación en elementos finitos el software Plaxis 2D[®]. En los siguientes numerales se presentan de manera sucinta, algunos conceptos básicos de la modelación numérica utilizada por este programa.

2.5.1. Procedimiento K_0 – Plaxis 2D[®]

En los análisis numéricos del software Plaxis 2D[®], el primer paso es la definición del estado de esfuerzos del material en la fase inicial. Las opciones posibles para realizar este análisis inicial son los procedimientos K_0 , carga por gravedad y esfuerzos de campo (Bentley, 2021b). A continuación, se ofrece una descripción del procedimiento K_0 , utilizado en la realización del presente proyecto.

En la aplicación práctica, el valor K_0 para un suelo normalmente consolidado se estima comúnmente en conexión con el ángulo de fricción (φ) utilizando la fórmula empírica de Jaky (ecuación 2.20):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.20)$$

En un suelo sobreconsolidado, el valor K_0 previsto superaría el valor predicho por esta expresión particular (Bentley, 2021b).

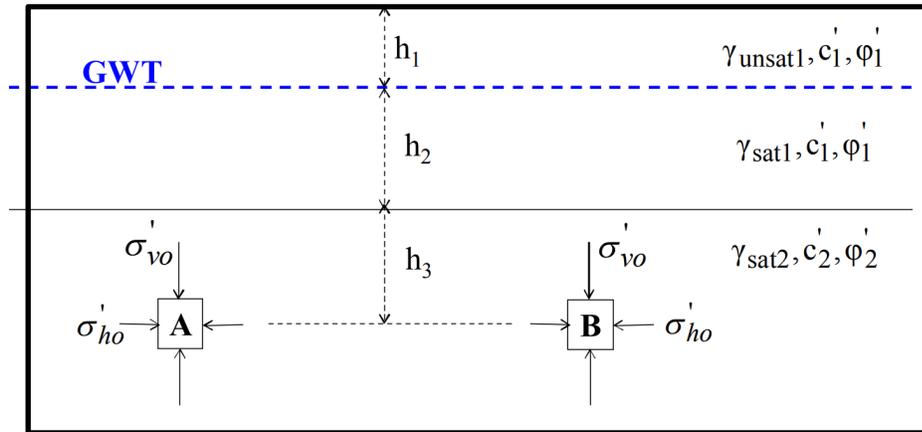
Por defecto la fórmula de Jaky se utiliza en el modelo Mohr-Coulomb para determinar el valor K_0 . La condición de falla de Mohr-Coulomb puede resultar incompatible con los

esfuerzos generados a partir de valores K_0 extremos, ya sean altos o bajos. Cuando esto ocurre, Plaxis 2D® cumple el criterio de falla modificando automáticamente los esfuerzos laterales, colocando los puntos de esfuerzo en cuestión en un estado plástico conocido como puntos plásticos. Este estado de esfuerzos rectificado puede dar lugar a un sistema desequilibrado, aunque cumpla los criterios de falla. Por lo anterior, generalmente es más favorable producir un campo de esfuerzos inicial desprovisto de puntos plásticos (Bentley, 2021b).

En la técnica K_0 , el programa produce esfuerzos verticales que se encuentran en equilibrio con el peso propio del material, mientras que los esfuerzos horizontales se derivan del valor K_0 especificado. Ya que en este método no se producen esfuerzos de corte, no se asegura que todo el campo de esfuerzos se encuentre en equilibrio, incluso si con el valor K_0 seleccionado no se produce plasticidad. Por esta razón, el equilibrio completo se consigue únicamente mediante una superficie de suelo, estratos y el nivel freático horizontales. En estas condiciones los esfuerzos verticales son debidos al peso del material por acción de la gravedad, y los esfuerzos laterales son los correspondientes a las fuerzas de reacción laterales a lo largo del modelo. En los casos que implican superficies no horizontales, que precisan de esfuerzos cortantes para crear un campo de esfuerzos equilibrado, el procedimiento K_0 no es aconsejable (Bentley, 2021b).

Tjie Liong (2014) ejemplifica el requisito de horizontalidad del procedimiento K_0 del programa Plaxis 2D®. Como se muestra en la Figura 2-9, cuando la superficie, los estratos y el nivel freático son paralelos, en los puntos A y B los esfuerzos son los mismos y se encuentran en equilibrio.

Figura 2-9: Procedimiento K_0 para geometría horizontal. Modificado de Tjie Liong (2014).



De la imagen se puede obtener la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{v0} = \gamma_{unsat1}h_1 + \gamma_{sat1}h_2 + \gamma_{sat2}h_3 - \gamma_w(h_2 + h_3) \quad (2.21)$$

En donde σ'_{v0} corresponde al esfuerzo vertical efectivo inicial, γ_{unsat1} al peso unitario no saturado del estrato superior, γ_{sat1} al peso unitario saturado del estrato superior y γ_{sat2} al peso unitario saturado del estrato inferior. Los parámetros h_1 , h_2 y h_3 refieren las alturas correspondientes para cada capa de análisis. GWT hace referencia a la ubicación del nivel freático.

Tjie Liong (2014) también afirma que la aplicación del procedimiento K_0 da lugar a una configuración inicial de fuerzas en el material que carece de equilibrio, en situaciones en las que la superficie, los estratos o el nivel de aguas subterráneas no son horizontales. En tales casos, es necesario considerar esfuerzos de corte dentro del material y consecuentemente, optar por un procedimiento como el de carga por gravedad es más adecuado que utilizar el procedimiento K_0 . El manual de referencia del programa refiere que, en caso de requerirse pequeños ajustes de equilibrio en el sistema, podría utilizarse una fase plástica luego del procedimiento K_0 . Sin embargo, si el balance es demasiado grande debe procederse a utilizar otro método de análisis.

2.5.2. Análisis acoplado de flujo y deformación – Plaxis 2D®

Cuando se analiza el desarrollo simultáneo de presiones de poros y deformaciones en medios saturados o parcialmente saturados, como resultado de cambios dependientes del tiempo en las condiciones hidráulicas, se puede llevar a cabo un análisis de flujo y deformación completamente acoplado (Bentley, 2021b). Como se ha mencionado, este tipo de análisis es necesario en diversos escenarios de construcción de infraestructura.

Un estudio de flujo y deformación completamente acoplado influye directamente en las presiones totales poros, que son la suma de las presiones de poros en estado estacionario y de exceso. En contraste, en un análisis de consolidación se afecta principalmente a las presiones de poro en exceso (Bentley, 2021b). Información adicional sobre este método de cálculo se puede encontrar en el manual de referencia del programa.

2.5.3. Análisis plástico – Plaxis 2D®

En la mayoría de las aplicaciones prácticas, este tipo de cálculo es el más útil. Cuando no es necesario tener en cuenta los cambios en las presiones de poros con el tiempo, se realiza este tipo de análisis de deformación elasto – plástica. Los cálculos son realizados de acuerdo con la teoría de las deformaciones pequeñas, considerando que la matriz de rigidez es basada en la geometría inicial no deformada. Se puede obtener un cálculo bastante preciso de los desplazamientos a largo plazo, si se realiza un análisis completamente drenado. Sin embargo, en tal caso no se sigue explícitamente la historia de carga ni el proceso de consolidación (Bentley, 2021b). Explicaciones adicionales se pueden encontrar en el manual científico del programa.

2.5.4. Modelo de roca fracturada – Plaxis 2D®

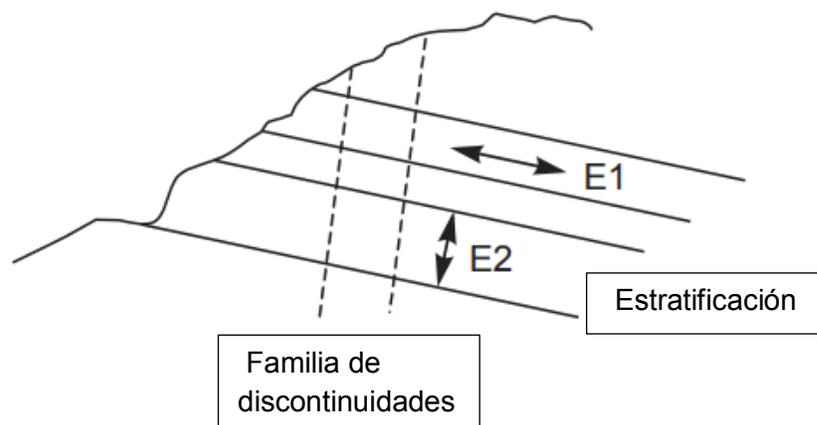
Diseñado específicamente para reproducir el comportamiento de rocas estratificadas, el modelo de roca fracturada o “Jointed Rock” en inglés, es un modelo anisotrópico elástico perfectamente plástico, en el que la anisotropía transversal de la roca es modelada (Figura

2-10). Se asume que los esfuerzos cortantes en las direcciones principales de las discontinuidades están restringidos por el criterio de Coulomb. El deslizamiento plástico ocurre cuando el esfuerzo cortante en esa dirección alcanza su valor máximo. Es posible designar hasta tres planos o direcciones de deslizamiento, cada uno con sus propios parámetros de resistencia al corte y a la tracción (Bentley, 2021a).

El modelo “Jointed Rock” es aplicable si las discontinuidades son paralelas y su espaciamiento es pequeño en comparación con las dimensiones características de la estructura (Bentley, 2021a). En este sentido, Wittke (2014) afirma que los modelos homogéneos equivalentes pueden ser utilizados, si el espaciamiento de las discontinuidades es menor a $1/8$ de la dimensión característica de la estructura.

Esta modelación se define mediante parámetros de comportamiento elástico anisotrópico (módulos de elasticidad y de corte y relaciones de Poisson), parámetros de resistencia de acuerdo con Coulomb y de resistencia a la tracción (Bentley, 2021a). Explicaciones adicionales sobre este tipo de material, se pueden encontrar en el manual de materiales correspondiente del programa.

Figura 2-10: Visualización del concepto de Roca Fracturada. Modificado de Bentley (2021a).



2.5.5. Análisis de seguridad – Plaxis 2D®

Para el cómputo de factores globales de seguridad, Plaxis 2D® tiene disponible el cálculo de seguridad. En este enfoque, se produce el fallo estructural como producto de la reducción gradual de los parámetros de resistencia al corte ($\tan \varphi$, c) y a la tracción (S_u) del suelo. El ángulo de dilatación, no puede superar el ángulo de fricción y este fundamentalmente, no se ve afectado por el proceso de reducción. Sin embargo, es importante señalar que una vez que el ángulo de fricción se reduce hasta el punto en que es igual al ángulo de dilatación especificado, cualquier reducción adicional del ángulo de fricción dará lugar a una reducción correspondiente del ángulo de dilatación. En el caso de las discontinuidades, se sigue el mismo procedimiento. En los diferentes puntos específicos del análisis, se emplea el multiplicador acumulativo ΣM_{sf} , para determinar los valores de los parámetros de resistencia del suelo (ecuación 2.22).

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{inicial}}{\tan \varphi_{reducido}} = \frac{c_{inicial}}{c_{reducido}} = \frac{S_{u, inicial}}{S_{u, reducido}} = \frac{\text{Resistencia a la tensión}_{inicial}}{\text{Resistencia a la tensión}_{reducida}} \quad (2.22)$$

Con el fin de establecer todas las resistencias de los materiales en sus valores de entrada, el factor ΣM_{sf} se fija en 1,0 al comienzo de los cálculos. Los parámetros con el subíndice "reducido" indican los valores reducidos utilizados en el análisis, mientras que los que utilizan el subíndice "inicial" corresponden a las propiedades proporcionadas a los materiales.

La técnica de avance de carga con un número predeterminado de pasos es utilizada para realizar el cálculo de seguridad. El valor predeterminado del incremento ΣM_{sf} es 0,1, que normalmente se considera un buen punto de partida. Hasta que finalicen todos los pasos adicionales, los parámetros de fuerza se reducen automáticamente uno tras otro. Aunque hay 100 pasos por defecto, se puede proporcionar una cantidad mayor. Finalmente se observa entonces que el factor de seguridad es dado por la ecuación 2.23:

$$SF = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia en la falla}} = \text{valor de } \Sigma M_{sf} \text{ en la falla} \quad (2.23)$$

El valor del factor de seguridad es el valor de ΣM_{sf} en la falla.

2.6. Diseño Factorial 2^k

Cuando es necesario examinar el impacto conjunto de diversos factores en una respuesta, los diseños factoriales resultan de gran utilidad práctica. El caso más destacado es el diseño factorial 2^k que implica k factores, cada uno con dos niveles de prueba. Estos niveles pueden ser cualitativos o cuantitativos (Montgomery D.C., 2004).

En las fases iniciales de una investigación y especialmente cuando se están explorando numerosos factores, este diseño experimental resulta particularmente útil. Mediante este método se pueden realizar el menor número de combinaciones, para estudiar un número determinado de factores (Montgomery D.C., 2004).

En el caso del presente proyecto hay tres factores, A, B y C, cada uno con dos niveles de prueba, de este modo se configura un diseño factorial 2^3 . Para este diseño específico, se obtienen ocho combinaciones de tratamientos. Estos ocho tratamientos se pueden listar empleando la notación "+" y "-" para indicar los niveles alto y bajo de los factores, como se observa en la Tabla 2-1. A este arreglo se le denomina usualmente matriz de diseño. La notación de estos tratamientos se representa como: (1), a, b, ab, c, ac, bc y abc (Montgomery D.C., 2004). Las ejecuciones del diseño 2^3 tienen tres notaciones diferentes comúnmente utilizadas. La primera es la notación "+" y "-", a menudo denominada notación geométrica. En la segunda se identifican las combinaciones de los tratamientos haciendo uso de letras minúsculas. La tercera y última notación emplea 1 y 0 para representar los niveles alto y bajo de los factores (Montgomery D.C., 2004).

Tabla 2-1: Matriz de diseño 2^3 . Modificado de Montgomery D.C. (2004).

Combinación	Factor			Notación
	A	B	C	
1	-	-	-	(1)
2	+	-	-	a
3	-	+	-	b
4	+	+	-	ab
5	-	-	+	c
6	+	-	+	ac
7	-	+	+	bc
8	+	+	+	abc

3. Estado del Arte

Neuzil (2003), describe cuidadosamente los avances históricos en el campo de la hidromecánica, como se señala a continuación.

Hace más de un siglo el acoplamiento mecánico entre fluidos y sólidos porosos ha sido reconocido por Reynolds (1886) y King (1892), citados por Neuzil (2003). Sin embargo, solamente a partir de los estudios de Karl Terzaghi y Oscar Meinzer en la década de 1920, se produjeron los primeros avances conceptuales en hidromecánica.

Terzaghi (1923) citado por Neuzil (2003), enunció el concepto de esfuerzo efectivo como se muestra en la ecuación 3.1, mientras estudiaba la dependencia temporal de la consolidación de suelos y sedimentos después de la carga.

$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - p \quad (3.1)$$

Donde σ'_{zz} representa el esfuerzo efectivo vertical y es igual a la carga aplicada σ_{zz} menos la presión del fluido de poros. De este modo, la disipación del exceso de presión de los fluidos quedó relacionada con el proceso de consolidación. Para describir esta disipación, Terzaghi utilizó una ecuación de difusión (Neuzil, 2003), a saber, la expresión presentada en la ecuación 3.2:

$$\frac{k}{a} \frac{\partial^2 p'}{\partial z^2} = \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (3.2)$$

En esta expresión, k es la conductividad hidráulica, a es un factor de compactación, y p' es el exceso de presión de poros. La teoría de la consolidación de Terzaghi es definida

mediante las anteriores relaciones, que sirven como base del estudio actual del flujo de fluidos a través de los poros y del acoplamiento hidromecánico (Neuzil, 2003).

Por su parte, Meinzer (1928) citado por Neuzil (2003), encontró que la gran cantidad de agua que se produce en los acuíferos confinados debía ser causada no solamente por la compresibilidad del agua, sino también por la pérdida de porosidad a medida que el acuífero se deforma. Además de confirmar la importancia de la deformación de los acuíferos, este autor también publicó datos sobre picos transitorios de presión en los acuíferos, provocados por cargas transitorias debidas al paso de trenes. Posteriormente, se desarrolló un modelo cuantitativo de reducción de presión de poros cerca de un pozo bombeado, utilizando la idea de almacenamiento elástico, el cual estuvo a cargo de C.V. Theis (1935) citado por Neuzil (2003). En su modelo, Theis básicamente representó una extensión de la teoría unidimensional de Terzaghi sobre la difusión, a dos dimensiones para el flujo, aunque no para la deformación (Neuzil, 2003). A continuación, la teoría de la consolidación fue extendida a tres dimensiones por Rendulic (1936), citado por Neuzil (2003). Desde entonces, los hidrogeólogos se han basado principalmente en las ecuaciones que Theis y Rendulic construyeron, para caracterizar el flujo transitorio o variable en el tiempo (Neuzil, 2003).

Si bien, los estudios descritos fueron pasos importantes en el desarrollo de una teoría de acoplamiento hidromecánico, pasarían algunos años más antes de que se produjera el avance conceptual que hizo posible acoplar completamente la deformación con el flujo, de manera tridimensional. Las ecuaciones que controlan el flujo de fluido tridimensional acoplado y la deformación en medios porosos elásticos lineales, se publicaron por primera vez en la "Teoría general de la consolidación tridimensional", escrita por el físico y mecánico clásico nacido en Bélgica Maurice Biot (Neuzil, 2003).

La base de lo que se conoce como teoría poroelástica, o simplemente poroelasticidad, es obra de Biot. Esta teoría fue creada para medios porosos elásticos lineales, pero estableció un sólido marco teórico para el flujo y la deformación en dos y tres dimensiones en medios porosos (Neuzil, 2003).

Al incorporar anisotropía mecánica (Biot 1955), viscoelasticidad (Biot 1956a), deformaciones finitas (Biot 1972), reologías no lineales (Biot 1973) y aclarar la medición e

interpretación de los coeficientes poroelásticos (Biot y Willis 1957), citados por Neuzil (2003), Biot amplió y generalizó varios aspectos de la poroelasticidad.

La teoría poroelástica ha sido desarrollada y aclarada aún más por varios investigadores adicionales. Destacan en este contexto los trabajos de Geertsma (1966) citado por Neuzil (2003), a quien se le atribuye la creación del término "poroelasticidad" y quien aplicó la teoría para estudiar las tensiones que rodean los pozos, así como el hundimiento superficial causado por la extracción de petróleo. Verruijt (1969) citado por Neuzil (2003), utilizó la teoría para estudiar las fluctuaciones inversas del nivel del agua cerca de los pozos de bombeo (efecto Noordbergum). Cooley (1975) citado por Neuzil (2003), mostró cómo se relacionaba la teoría de Biot con las ecuaciones de las aguas subterráneas y Rice y Cleary (1976), citados por Neuzil (2003), reformularon las relaciones poroelásticas utilizando cantidades físicas conocidas y propusieron soluciones para algunos problemas.

Posteriormente, van der Kamp y Gale (1983) citados por Neuzil (2003), establecieron representaciones poroelásticas de los efectos barométricos y de las mareas terrestres, y Kampel (1991) citado por Neuzil (2003), perfeccionó la interpretación de los parámetros poroelásticos. Dos síntesis notables incluyen una monografía completa publicada por Wang (2000) y un resumen sucinto, pero bien presentado sobre poroelasticidad por Detournay y Cheng (1993) citados por Neuzil (2003), el cual incluye técnicas de solución analítica y numérica.

Por otra parte, modelos mediante los que se puede estudiar la interacción hidromecánica en un macizo rocoso, evaluando el efecto de las singularidades sobre la permeabilidad y el estado de esfuerzos, hacen uso de análisis discretos detallados, en los que se consideran conceptos de la mecánica de fracturas. Ejemplo de estos análisis se encuentran en Noorishad et al. (1971), Bandis et al. (1985), Lemos et al. (1985), Barton (1986), Voss et al. (1986), Zhang et al. (1996), Liao & Hencher (1997), Indraratna et al. (1999), Kim et al. (1999), Jing et al. (2001), Zhang & Sanderson (2002) y Min et al. (2004), citados por Wittke (2014).

La interacción hidromecánica es un tema de investigación actual y requiere la comprensión de las nociones matemáticas de deformación y flujo. Los análisis correspondientes sobre la relación entre estos conceptos tomados de Neuzil (2003) se presentan en el Anexo A.

4. Metodología

Se realiza un diseño experimental mediante el cual se busca obtener la mayor cantidad de información pertinente posible, realizando el menor número de modelos computacionales.

Inicialmente se detallan los grupos de modelación realizados y las variables de los diseños factoriales. A continuación, se especifican las condiciones geométricas de los modelos y se definen los parámetros geotécnicos utilizados. Finalmente, se describen brevemente las fases de modelación.

Con esta metodología se pretende estudiar la incidencia de las siguientes características de los macizos rocosos, en la estabilidad de un túnel circular y la alteración del entorno hidrogeológico circundante: coeficiente de presión lateral (K_0), coeficiente de Biot (α), modelo estructural, espaciamiento de las discontinuidades, apertura de las discontinuidades, condición de saturación, diámetro del túnel y cobertura.

4.1. Grupos de Modelación

Se han definido 7 grupos de modelación, mostrados en la Tabla 4-1. Los grupos de modelación 1 y 2 corresponden al análisis de sensibilidad de los parámetros K_0 y α , respectivamente. Lo anterior se realiza con el fin de señalar numéricamente, la importancia de elegir adecuadamente estas variables en el proceso de diseño de un túnel.

En los grupos de modelación del 3 al 6 se mantienen los valores de K_0 y α constantes: 2, en ambas direcciones laterales (ejes x y z) y 0,7, respectivamente. En estos grupos de

modelación se ejecuta el diseño factorial 2^k para la evaluación de tres variables, descrito en el capítulo Conceptos Básicos. El grupo de modelación 3 corresponde a las condiciones iniciales. En los grupos de modelación 4 a 6 se modifica únicamente un parámetro, con respecto a las simulaciones iniciales del grupo de modelación 3. En el grupo de modelación 4 se incrementa el diámetro 4 m, en el grupo de modelación 5 se aumenta la cobertura 50 m y en el grupo de modelación 6, se considera el macizo seco.

Finalmente, el grupo de modelación 7 corresponde a la aplicación de los parámetros geotécnicos de un proyecto de construcción de túneles real, al modelo homogéneo y a la configuración geométrica de la combinación 6, del grupo de modelación 3.

Adicionalmente a estos modelos, en el análisis de resultados se incluyen algunas simulaciones adicionales, que ayudan a clarificar las relaciones entre los parámetros analizados.

Tabla 4-1: Grupos de modelación.

Grupo de Modelación	Características	Variables	Observaciones	Número de Modelos
1	Análisis de sensibilidad al coeficiente de presión lateral K_0	Valores de K_0 : 1, 2 y 3	Se aplica el análisis al modelo homogéneo del Grupo de Modelación 3	3
2	Análisis de sensibilidad al coeficiente de Biot α	Valores de α : 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 y 0,9	Se aplica el análisis al modelo homogéneo del Grupo de Modelación 3	5
3	Macizo en condición saturada. Modelos del diseño factorial 2^k de tres variables y modelo homogéneo correspondiente	modelo estructural: transversalmente isotrópico y ortótropo		9
4	Modelos del grupo de modelación 3 con diámetro del túnel aumentado 4 m y modelo homogéneo correspondiente	Espaciamiento de las discontinuidades: 4 m y 8 m	Se realizan los mismos modelos del grupo de modelación 3, modificando únicamente el diámetro del túnel de 10 m a 14 m	9
5	Modelos del grupo de modelación 3 con cobertura aumentada 50 m y	Apertura de las discontinuidades: 1 mm y 2 mm	Se realizan los mismos modelos del grupo de modelación 3, modificando únicamente	9

Grupo de Modelación	Características	VARIABLES	Observaciones	Número de Modelos
	modelo homogéneo correspondiente		la cobertura de 45 m a 95 m	
6	Macizo en condición seca. Modelos del diseño factorial 2^k de tres variables y modelo homogéneo correspondiente		<p>Aplica la geometría del modelo homogéneo del grupo de modelación 3.</p> <p>La ecuación de Serafim y Pereira (1983), utilizada en los demás grupos de modelación, no se puede utilizar en este caso para la obtención del módulo de elasticidad del macizo rocoso E_m, dados los altos valores de la clasificación RMR obtenidos para la condición seca. Por lo tanto, se utiliza la ecuación de Sonmez et al. (2006).</p> <p>En los demás modelos se utiliza el tipo de cálculo acoplado de flujo y deformación. Únicamente en este grupo, los cálculos son realizados con el cálculo tipo plástico del programa</p>	9
7	Caso de estudio: modelo homogéneo y modelo anisotrópico número 6, del grupo de modelación 3, utilizando parámetros geotécnicos reales de un proyecto de túneles	modelo estructural ortótropo, espaciamiento de las discontinuidades 4 m y apertura de las discontinuidades 2 mm		2

Los grupos de modelación 1 y 2 no requieren especificaciones adicionales. El diseño factorial de los grupos 3 a 6 se señala en la Tabla 4-2. Para cada una de las variables se toman dos niveles. En el caso del modelo estructural (variable A) las categorías son modelo transversalmente isotrópico y ortótropo, para el espaciamiento de las discontinuidades (variable B) los valores son 4 m y 8 m, y para la apertura de las discontinuidades (variable

C) se seleccionan los valores de 1 mm y 2 mm. Con el fin de facilitar el análisis comparativo posterior entre las modelaciones, las combinaciones 1 a 8 también son denominadas mediante indicadores de las variables que utilizan. A manera de ejemplo, la combinación 1 también se denomina T42, debido a que el modelo estructural es transversalmente isotrópico (T), el espaciamiento de las discontinuidades es 4 m (4) y la apertura es 2 mm (2).

Tabla 4-2: Diseño Factorial.

Combinación		Factor			Notación
		Modelo Estructural	Espaciamiento de las discontinuidades	Apertura de las discontinuidades	
		[-]	[m]	[mm]	
		A	B	C	
1	T41	Transversalmente Isotrópico	4	1	-1
2	O41	Ortótropo	4	1	a
3	T81	Transversalmente Isotrópico	8	1	b
4	O81	Ortótropo	8	1	ab
5	T42	Transversalmente Isotrópico	4	2	c
6	O42	Ortótropo	4	2	ac
7	T82	Transversalmente Isotrópico	8	2	bc
8	O82	Ortótropo	8	2	abc

Los modelos de isotropía transversal son modelados como materiales de estructura de grano planar, específicamente esquistos, con discontinuidades paralelas a la esquistosidad. Por su parte, los modelos de tipo ortótropo se conforman superponiendo a la configuración transversalmente isotrópica, una familia de discontinuidades verticales con separación de 8 m. En el siguiente capítulo, se aclaran gráficamente estas condiciones geométricas. Con respecto al flujo, se considera que ocurre principalmente en las discontinuidades. A la roca se le asigna un valor de permeabilidad bajo (10^{-10} m/s), pero no completamente insignificante, de modo que, aunque no permita la generación de caudales de infiltración en el túnel comparables con los obtenidos en las discontinuidades, puede seguir teniendo influencia en los procesos acoplados de flujo y deformación.

4.2. Geometría del modelo

De acuerdo a lo expuesto por Wittke (2014), los estudios de estabilidad de estructuras lineales como túneles, taludes y presas pueden emplear un disco vertical de roca como modelo de sección computacional. Es importante seleccionar dimensiones suficientemente amplias, de modo que los cambios en esfuerzos, deformaciones y cabezas piezométricas, derivados de la excavación o cualquier actividad constructiva, no excedan los límites del modelo. En el caso específico del análisis para el diseño de túneles, la forma y tamaño de su sección transversal, así como el estado de esfuerzos in situ son aspectos fundamentales en este dimensionamiento.

Como planteamiento general, la sección de cálculo debe extenderse de dos a tres veces la magnitud del diámetro bajo la base del túnel y de tres a cuatro veces en las zonas situadas por encima y a los costados, siempre y cuando la excavación se realice en un macizo rocoso elástico con un estado de esfuerzos primario resultante de la gravedad. Una forma de reducir este análisis computacional consiste en examinar sólo la mitad de la sección transversal del túnel, en caso de que la geometría del mismo y las condiciones del terreno sean simétricas respecto a un plano vertical sobre su eje (Wittke, 2014).

Sugerencias similares son planteadas en los ejercicios del programa de elementos finitos Plaxis 2D®, en las que se afirma que el tamaño del modelo debe ampliarse a al menos tres veces la magnitud del diámetro del túnel, alrededor del mismo. Para el caso de macizos rocosos analizados mediante el modelo de roca fracturada, la recomendación indica que la sección computacional debe ser incluso mayor y de al menos 5 veces el diámetro en torno al túnel (Bentley, 2022). Para el presente proyecto se ha elegido como geometría general, correspondiente a los límites externos y a la disposición y tamaño del túnel, una sección ampliada a 15 veces el valor del diámetro tanto en los costados como en la parte inferior, desde el centro del túnel. La parte superior del modelo se encuentra a una distancia de 50 m desde el centro de la excavación y corresponde a la superficie. Dado que el estado inicial de esfuerzos es calculado mediante el procedimiento K_0 , como se detalla en el capítulo Conceptos Básicos, esta superficie es horizontal. En los modelos iniciales el túnel tiene un diámetro de 10 m, de este modo se obtiene una sección computacional de 300 m x 200 m.

La configuración descrita es relativa al caso homogéneo del Grupo de modelación 3 (Figura 4-1). En el grupo de modelación 4 se mantienen las mismas características, modificando únicamente el diámetro del túnel de 10 m a 14 m (Figura 4-2). Finalmente, la última variación de la geometría general sucede para el grupo de modelación 5, en donde se incrementa la cobertura 50 m. En este grupo, la superficie se encuentra a 100 m desde el centro del túnel (Figura 4-3).

Figura 4-1: Geometría modelo homogéneo inicial.

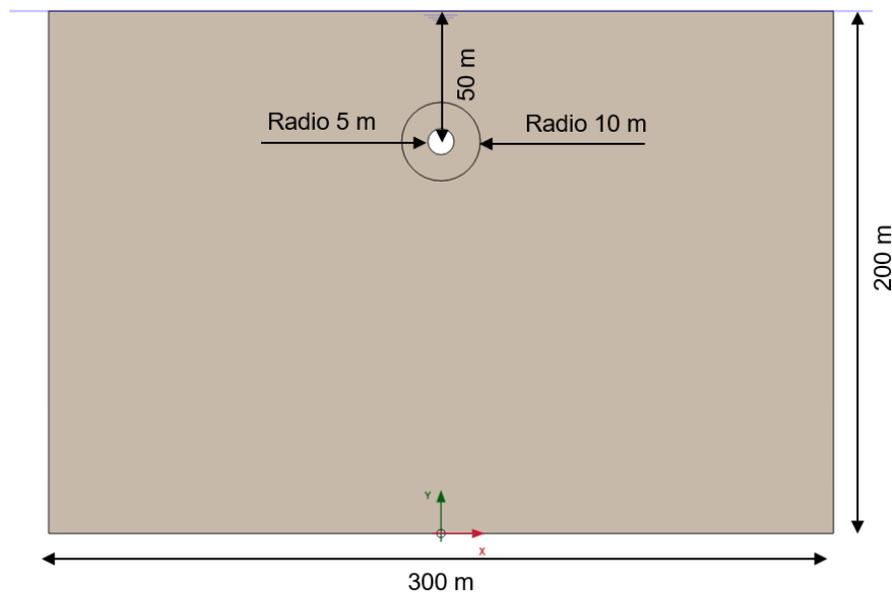


Figura 4-2: Geometría modelo homogéneo con diámetro del túnel aumentado a 14 m.

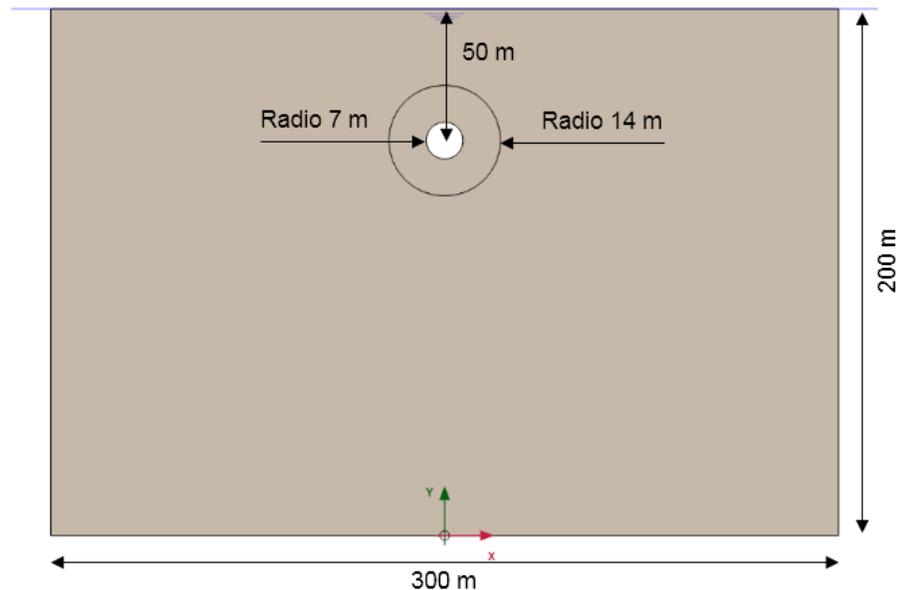
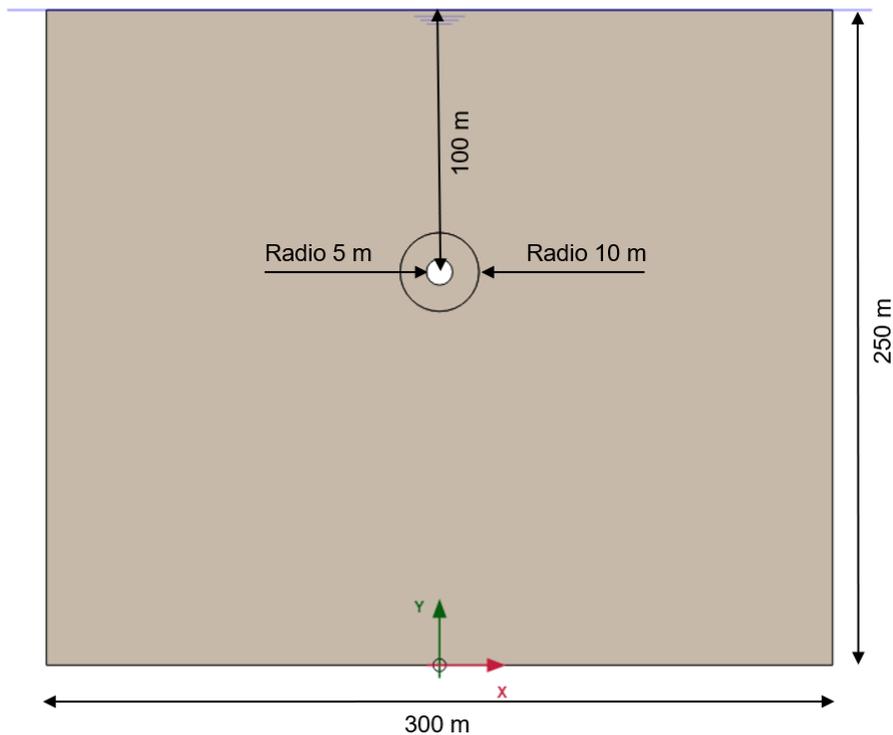


Figura 4-3: Geometría modelo homogéneo con cobertura aumentada a 95 m.

Otras características geométricas para tener en cuenta son las relacionadas con la distribución de las discontinuidades. En la Figura 4-4 se presenta la configuración para el caso transversalmente isotrópico, con separación de discontinuidades de 4 m y en la Figura 4-5 con separación de 8 m. En el escenario ortótropo las discontinuidades verticales están siempre separadas 8 m, mientras que las horizontales al igual que en los casos de isotropía transversal están separadas a 4 m y 8 m dependiendo del modelo (Figura 4-6 y Figura 4-7). En los grupos de modelación 5 y 6, la distribución de las discontinuidades es la misma, ejemplo de esto se señala en la Figura 4-8 y la Figura 4-9. El círculo exterior de 10 m o 14 m de radio concierne a la delimitación de un área de enmallado más fino, con el fin de obtener en la modelación numérica mayor cantidad de información cerca al túnel.

Los desplazamientos del modelo son restringidos lateralmente y en la parte inferior. Con respecto a las condiciones de flujo, la parte inferior es considerada cerrada o impermeable y las demás fronteras se encuentran abiertas. El nivel freático se encuentra en la superficie, en los grupos de modelación que consideran condición de saturación. En el grupo de modelación 6 la condición seca es modelada con el nivel freático en la parte inferior del modelo e ignorando la succión.

Figura 4-4: Geometría modelo transversalmente isotrópico. Espaciamiento discontinuidades: 4 m.

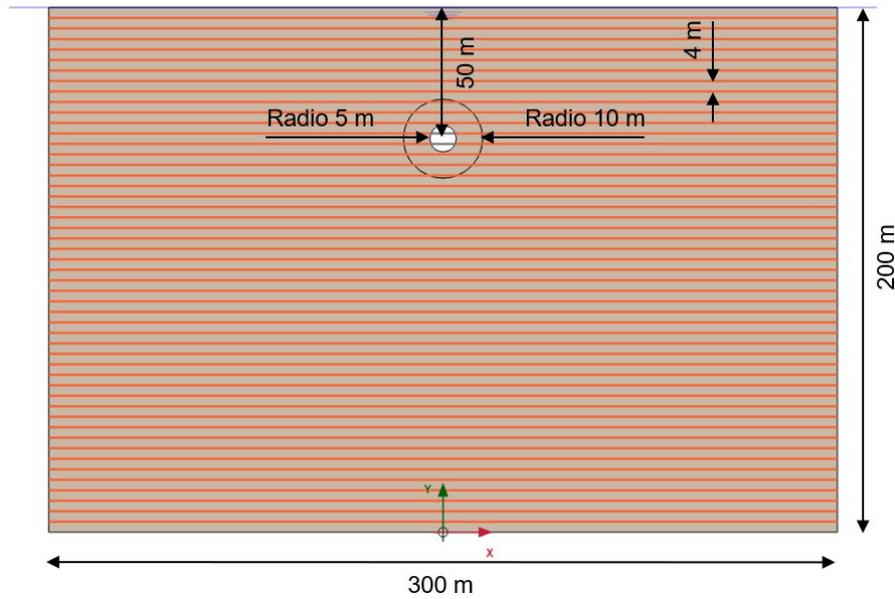


Figura 4-5: Geometría modelo transversalmente isotrópico. Espaciamiento discontinuidades: 8 m.

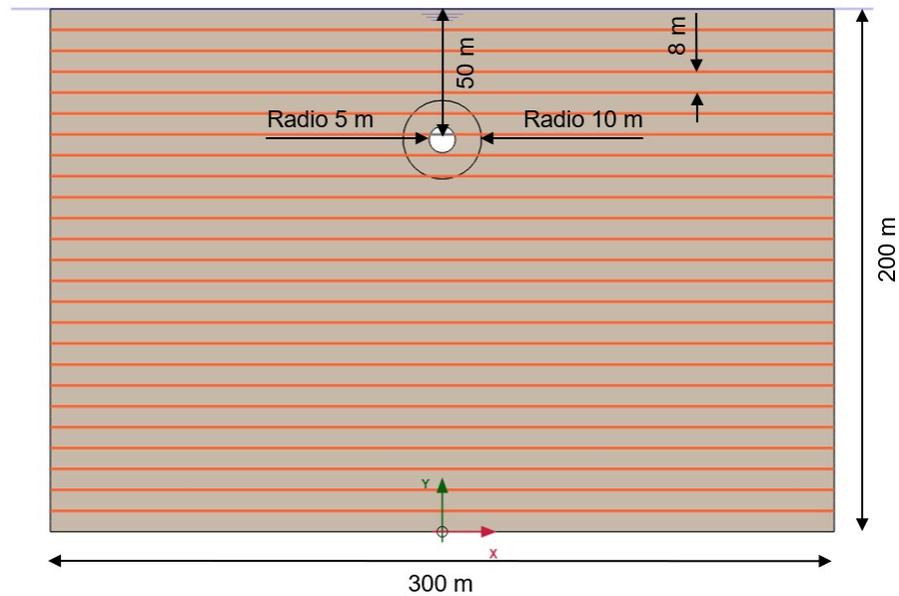


Figura 4-6: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m.

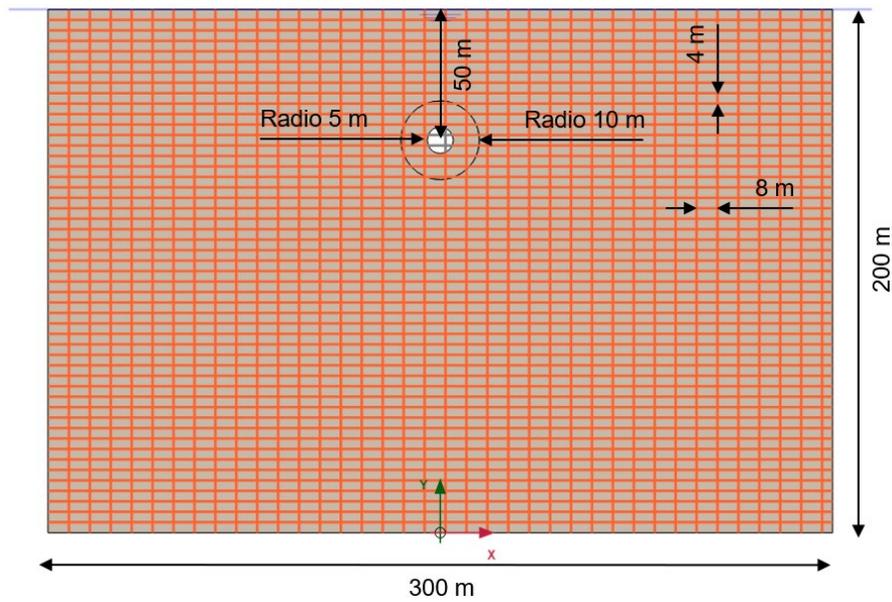


Figura 4-7: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 8 m.

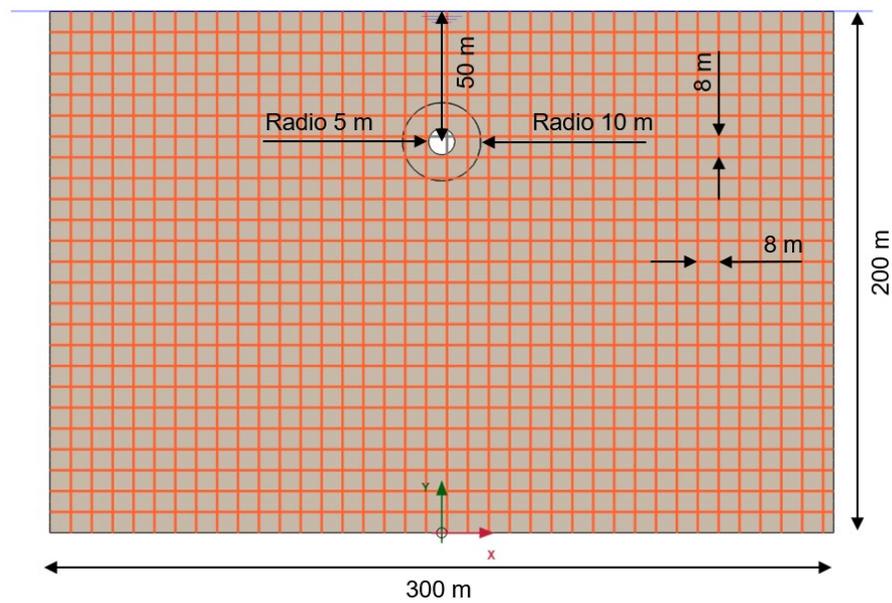


Figura 4-8: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m. Diámetro del túnel aumentado a 14 m.

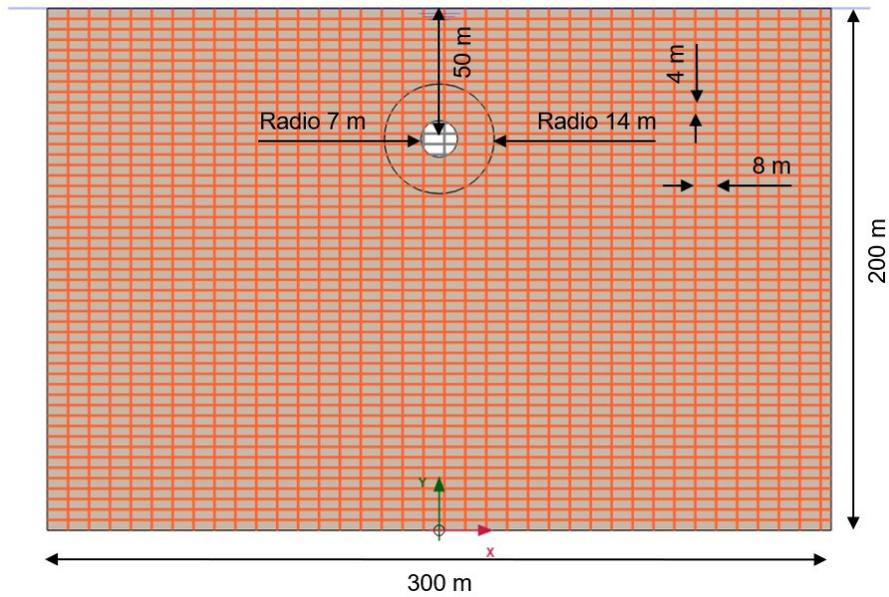
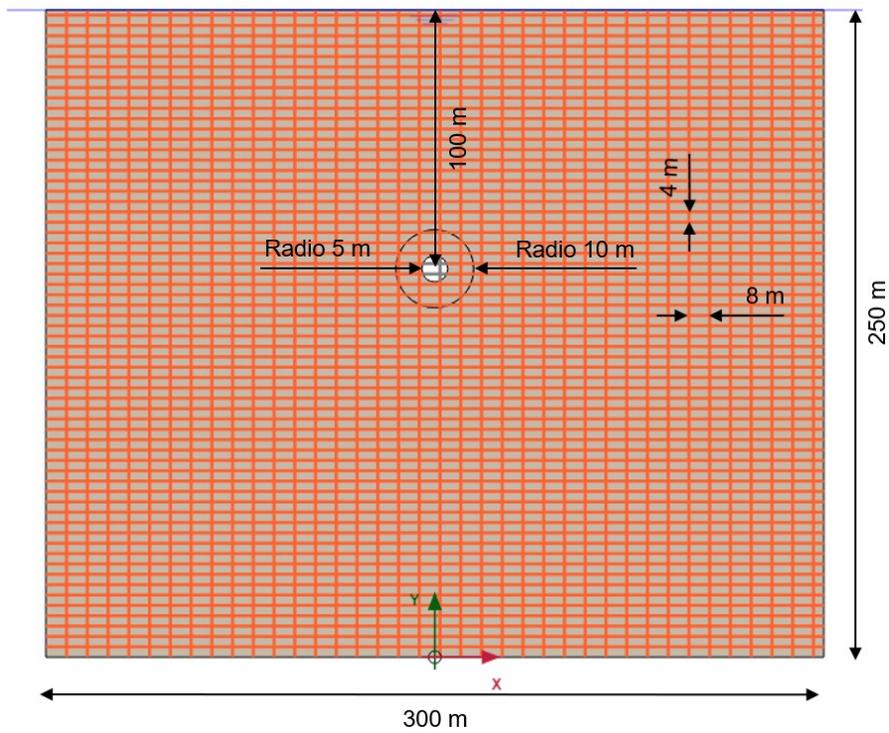


Figura 4-9: Geometría modelo ortótropo. Espaciamiento discontinuidades horizontales: 4 m. Cobertura aumentada a 95 m.



4.3. Parámetros geotécnicos

Todos los análisis numéricos son desarrollados mediante el modelo constitutivo de Mohr – Coulomb. A continuación, se especifican los valores de las variables utilizadas.

4.3.1. Grupos de modelación 1 a 6

El material seleccionado para el macizo rocoso es esquisto. Los valores correspondientes a la resistencia del material, que se mantienen constantes en todas las simulaciones se resumen en la Tabla 4-3.

Los parámetros geotécnicos básicos: peso unitario, cohesión efectiva, ángulo de fricción efectivo y porosidad, son asignados a partir de referencias bibliográficas. En los modelos anisotrópicos, los valores son los correspondientes al plano de anisotropía, ya que el túnel avanza de manera paralela a la esquistosidad y a las discontinuidades. En relación con los parámetros en la dirección perpendicular a la anisotropía el programa únicamente utiliza el valor del módulo de elasticidad, la relación de Poisson, el módulo de corte y la permeabilidad. Para estos casos se utiliza el modelo de roca fracturada del programa, descrito en el capítulo Conceptos Básicos.

En los modelos homogéneos se han seleccionado los valores de acuerdo con referencias bibliográficas (ver Anexo G: Bibliografía de los parámetros de modelación), buscando que representen un macizo de roca tipo esquisto, sin considerar el efecto de la foliación y las discontinuidades. La manera en la que se obtienen los demás parámetros que utiliza el programa como: módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson, ángulo de dilatación y resistencia a la tracción, permeabilidad y zona no saturada, coeficiente de presión lateral y coeficiente de Biot, es descrita a continuación. Para la obtención de estas variables, en algunos casos se hace uso de correlaciones en las que los valores de los parámetros base son hipotéticos. El conocimiento de esta metodología puede ser de gran utilidad en proyectos reales.

Cabe mencionar que la condición de isotropía en las modelaciones hace referencia a las propiedades del material, pero no al estado de esfuerzos, ya que se utiliza el mismo valor del coeficiente de presión lateral de los casos anisotrópicos.

Tabla 4-3: Parámetros de modelación esquistos.

Parámetro		Bibliografía		Dirección perpendicular a la Anisotropía	Dirección paralela a la Anisotropía	Modelo homogéneo
		Min.	Max.			
Modelo		-	-	Mohr-Coulomb		
Peso unitario γ	[MN/m ³]	0,025	0,028	-	0,025	0,025
Cohesión c'	[MPa]	25	25	-	-	25
Cohesión c' Discontinuidad	[MPa]	2	15	-	8	
Angulo de fricción ϕ'	[°]	25	30	-	-	25
Angulo de fricción ϕ' Discontinuidad	[°]	20	30	-	20	
Porosidad	[%]	30	70	-	30	30
Módulo de Young E	[MPa]	5884	38246	10000	13000	13000
Relación de Poisson ν	[-]	0,01	0,31	0,2	0,27	0,27
Módulo de corte G_n	[MPa]	-	-	4167	5118	5118
Angulo de dilatación	[°]	-	-	-	0	0
Resistencia a la tracción	[MPa]	-	-	-	0	0
Permeabilidad	[m/s]	-	-	10^{-10}	10^{-10}	10^{-10}
Modulo aparente del agua K_w	[MPa]	2200	2200	2200	2200	2200

- Módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson

Con base en las referencias bibliográficas, se asume que el valor del módulo de elasticidad en la dirección paralela a la anisotropía es de 13000 MPa y que este valor es 30% superior al correspondiente en la dirección normal, 10000 MPa. Se asigna al coeficiente de Poisson en el plano de la esquistosidad el valor de 0,27. De acuerdo a Gercek (2007), se tiene que el coeficiente de Poisson en el plano perpendicular a la anisotropía v_n es obtenido mediante la ecuación 4.1:

$$v_n = \left(\frac{E_n}{E_t} \right) v_t \quad (4.1)$$

$$v_n = \left(\frac{10000 \text{ MPa}}{13000 \text{ MPa}} \right) \cdot 0,27 = 0,2$$

siendo v_t y E_t la relación de Poisson y el módulo de elasticidad en el plano paralelo a la anisotropía, respectivamente, y E_n el módulo de elasticidad en la dirección perpendicular a dicho plano. El módulo de corte en el plano normal a la esquistosidad G_n se calcula mediante la expresión 4.2 (Wittke, 2014):

$$G_n = \frac{E_n}{2 \cdot (1 + v_n)} \quad (4.2)$$

$$G_n = \frac{10000 \text{ MPa}}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 4167 \text{ MPa}$$

- Ángulo de dilatación y resistencia a la tracción

Respecto al ángulo de dilatación y de acuerdo a Islam et al. (2013), en ingeniería de rocas el enfoque que adoptan la mayoría de los investigadores para los análisis numéricos es relativamente sencillo: se considera igual al ángulo de fricción (regla de flujo asociada) o se considera nulo (regla de flujo no asociada). Según Islam et al. (2013), el ángulo de dilatación está vinculado a la rugosidad de las discontinuidades. En este sentido, Kutter et al. (2000) menciona que la rugosidad en las fracturas es proporcional a la probabilidad de turbulencia. Teniendo en cuenta esta información y de manera consecuente con el criterio de flujo laminar en el análisis de transmisividad de las discontinuidades, visto en el capítulo

Conceptos Básicos, se considera en toda la extensión de los modelos un ángulo de dilatación nulo. La resistencia a la tracción también es considerada nula.

- Permeabilidad y zona no saturada

A la roca se le asigna un valor de permeabilidad igual a 10^{-10} m/s. Según Kolymbas (2005), a partir de esta magnitud la roca puede considerarse impermeable. Este valor es asumido para el esquisto en todas las direcciones. Como señala Wittke (2014), la suposición de permeabilidad isotrópica puede considerarse cierta para la mayoría de las rocas intactas debido a la irregularidad de la red de flujo.

En Plaxis 2D[®] existe el parámetro de zona no saturada (ψ_{unsat}), en unidades de longitud relativa al nivel freático, mediante el cual se establece la máxima cabeza de presión hasta la que la permeabilidad relativa y el grado de saturación de un medio son calculados. Este valor tiene signo negativo, ya que indica una condición de succión (Bentley, 2021b). Para el presente proyecto, no se considera la existencia de permeabilidad relativa, por lo que el valor de este parámetro es cero.

- Coeficiente de presión lateral

En Plaxis 2D[®], el coeficiente de presión lateral K_0 es asignado para cada tipo de material y no como una condición general del modelo. Como se indicó en el capítulo Conceptos Básicos, se ha encontrado que los valores de este parámetro pueden variar en un rango de 0.1 a 3.0 (Chapman et al., 2018). Para los grupos de modelación 2 a 6 se asumió el valor intermedio de 2,0 tanto en el sentido normal a la dirección de construcción del túnel (eje x), como en la dirección de construcción del túnel (eje z).

- Coeficiente de Biot

Como se señala en el anexo A, el coeficiente de Biot α puede obtenerse mediante la ecuación 4.3:

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (4.3)$$

donde K es el módulo aparente del medio poroso y K_s es el módulo aparente de los granos sólidos (Selvadurai y Suvorov, 2020). Este coeficiente afecta directamente a los esfuerzos efectivos siguiendo la ecuación 4.4.

$$\frac{\sigma'_{kk}}{3} = \frac{\sigma_{kk}}{3} - \alpha p \quad (4.4)$$

Donde $\sigma_{kk} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$ es el cambio en la suma de los esfuerzos normales o esfuerzos volumétricos y $\sigma'_{kk} = \sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}$ es el cambio en el esfuerzo efectivo volumétrico. p hace referencia a la presión de poros y α es el coeficiente de Biot (Neuzil, 2003).

Este coeficiente es obtenido mediante la formulación de Raymer et al. (1980) basada en la porosidad de la roca n (ecuación 4.5):

$$\alpha = 1 - (1 - n)^{3,8} \quad (4.5)$$

$$\alpha = 1 - (1 - 0,3)^{3,8} = 0,7$$

El valor 0,7 es utilizado para los modelos homogéneos y anisotrópicos.

Las demás variables, que no son calculadas por el programa a partir de los anteriores parámetros, como: condiciones térmicas, interfaces entre otras, no son de interés en la modelación.

4.3.2. Discontinuidad

Plaxis 2D® permite la modelación de discontinuidades mediante un elemento estructural específico, el cual es referido en el capítulo Conceptos Básicos. Se toman los parámetros mecánicos efectivos de cohesión y ángulo de fricción correspondientes a la dirección paralela a la anisotropía. Estos valores se mantienen constantes en todas las

modelaciones. Con relación a los demás parámetros se realizan las siguientes observaciones.

- Tipo de drenaje

De acuerdo con el manual de usuario de Plaxis 2D[®] se permiten dos opciones: material no poroso y drenado. Si las discontinuidades son abiertas o tienen como relleno un material poroso como arena o calcita, se puede elegir la opción drenada. Por el contrario, si el relleno es no poroso (por ejemplo, la lechada para procedimientos de impermeabilización) se debe elegir la opción de material no poroso (Bentley, 2021b). Por lo anterior, en todos los casos se establece la opción de material drenado.

- Cierre de la apertura

Con base en Bentley (2021b), una discontinuidad se abre y deja un hueco en cuando se le aplican esfuerzos de tracción. Antes de que pueda surgir un esfuerzo de compresión una vez invertida la carga, debe restablecerse la condición inicial de las discontinuidades. Este representa un comportamiento realista y por tanto siempre es seleccionado.

- Rigidez normal y tangencial

Según señala Hakami (1995), las discontinuidades en el macizo rocoso son entendidas como superficies con formas irregulares, las cuales están en contacto en zonas distribuidas de forma aleatoria a lo largo de su longitud (el volumen existente entre las dos superficies puede estar ocupado o no). Por lo anterior, en las simulaciones realizadas en el presente trabajo se asume que la rigidez normal se transmite a través de esas zonas de contacto. La rigidez tangencial por su parte, depende del material de relleno o de las características de rugosidad de las paredes de la discontinuidad.

A partir de lo expuesto en el capítulo Conceptos Básicos, la rigidez normal de la discontinuidad es función del módulo de elasticidad de la roca E_i , del módulo de elasticidad del macizo rocoso E_m y de la separación de las discontinuidades L . El módulo de

elasticidad de la roca intacta es para todos los casos el mismo e igual 13000 MPa. La separación de las discontinuidades depende de cada combinación del diseño factorial (4 m u 8 m) y el módulo del macizo rocoso puede ser hallado mediante diferentes tipos de ecuaciones, normalizadas o no normalizadas, y en función de diferentes sistemas de clasificación de macizos rocosos, tales como: RQD (Rock Quality Designation), RMR (Rock Mass Rating), GSI (Geological Strength Index) y Q (Rock Tunnelling Quality Index). En el presente proyecto se utiliza el sistema de clasificación RMR.

Entre las diferentes aproximaciones no normalizadas para la obtención del módulo de elasticidad del macizo rocoso E_m , resalta en la literatura la de Serafim y Pereira (1983), la cual es válida para valores de RMR iguales o menores a 56. Por otra parte, entre las ecuaciones normalizadas, una de las más utilizadas en la realización de cálculos numéricos es la desarrollada por Sonmez et al. (2006), (Polemis Júnior et al., 2021). Estas dos ecuaciones fueron utilizadas en las modelaciones numéricas del presente proyecto.

De esta manera, el parámetro de rigidez normal para las discontinuidades es obtenido a partir del valor de E_m calculado mediante la ecuación de Serafim y Pereira (1983). Únicamente, en el grupo de modelación 6 el valor de E_m es calculado mediante la ecuación de Sonmez et al. (2006) (ecuación 4.6). Lo anterior es debido a que en estos modelos se considera la condición seca y por tanto el valor de clasificación RMR del macizo se incrementa significativamente, dando lugar a que la ecuación de Serafim y Pereira (1983) ya no tenga validez.

$$E_m = 10^{\frac{(RMR-100)(100-RMR)}{4000 \exp\left(\frac{-RMR}{100}\right)}} \quad (4.6)$$

A modo de ejemplo se presenta a continuación el cálculo de los valores de rigidez normal y al corte para la combinación 1, del grupo de modelación 3.

En el siguiente numeral, Ejemplo de clasificación RMR, se tiene que para esta combinación el valor de clasificación es 48. Utilizando la ecuación de Serafim y Pereira (1983) (ecuación 4.7) el valor del módulo de elasticidad del macizo rocoso es:

$$E_m = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (4.7)$$

$$E_m \text{ (GPa)} = 10^{\left(\frac{48-10}{40}\right)} = 8,91 \text{ GPa} = 8910 \text{ MPa}$$

Con este valor, la rigidez normal de la discontinuidad k_n puede hallarse mediante la ecuación 2.7. Para el caso de estudio sería:

$$k_n = \frac{E_i \cdot E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (2.7)$$

$$k_n = \frac{13000 \text{ MPa} \cdot 8910 \text{ MPa}}{4(13000 \text{ MPa} - 8910 \text{ MPa})}$$

$$k_n = 7086 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

Como se señaló en el capítulo Conceptos Básicos según señala Singh y Goel (2012), la rigidez al corte de una discontinuidad puede ser de 10 a 30 veces menor que el valor de la rigidez normal. Para el presente proyecto se escoge un valor 10 veces inferior. De este modo, la rigidez al corte k_t pasa a ser $k_n/10$ e igual a $709 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$.

- Transmisividad

En el capítulo Conceptos Básicos, se anotó que la transmisividad T de la discontinuidad es definida mediante la ecuación 2.15. Esta conocida relación cubica depende en gran medida de la apertura. Para las aperturas consideradas, 1 mm y 2 mm, los valores de transmisividad T son:

$$T = \frac{g \cdot (2a_i)^3}{12v} \quad (2.15)$$

$$T \text{ (1 mm)} = \frac{9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (0,001 \text{ m})^3}{12 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 0,000628 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} = 54,27 \frac{\text{m}^2}{\text{día}}$$

$$T \text{ (2 mm)} = \frac{10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (0,002 \text{ m})^3}{12 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 434,215 \frac{\text{m}^2}{\text{día}}$$

4.3.3. Ejemplo de clasificación RMR

El RMR (Rock Mass Rating) es un sistema de clasificación de macizos rocosos, desarrollado por Z.T. Bieniawski entre 1972 y 1973, en el que se categorizan principalmente seis parámetros: resistencia a la compresión inconfiada del material, valor del parámetro RQD (Rock Quality Designation), espaciamiento de las discontinuidades, condición de las discontinuidades, ingreso de agua y orientación de las discontinuidades. El rango de clasificación es de 0 a 100, obteniéndose a mayor valor una mejor condición del macizo: muy malo (0-20), malo (21-40), aceptable (41-60), bueno (61-80) y muy bueno (81-100) (Maidl et al., 2014).

Dada esta mención, para las diferentes combinaciones consideradas en los análisis numéricos resultan diferentes valores de clasificación. Las variables de los grupos de modelación y de las combinaciones, que modifican directamente la clasificación del macizo rocoso son: condición de saturación, apertura de las discontinuidades y modelo estructural.

De las 8 categorizaciones distintas (4 para los modelos saturados y 4 para los modelos en condición seca), a continuación, se presenta como ejemplo la clasificación para la combinación 1, del grupo de modelación 3. En esta combinación, el macizo se considera saturado (puntuación 0) y la apertura de las discontinuidades es de 1 mm (puntuación 4). El modelo estructural es transversalmente isotrópico lo que da una puntuación de -10. Siguiendo los criterios de clasificación del sistema de clasificación RMR, en la condición transversalmente isotrópica el túnel es paralelo a las discontinuidades, que tienen un buzamiento de 0° , por lo que se configura una condición desfavorable y una reducción del valor RMR en 10 puntos. Cuando el modelo estructural es ortótropo la condición resultante es muy desfavorable, ya que las discontinuidades verticales tendrían un buzamiento de 90° y por lo tanto la reducción en esos casos es de 12 puntos. Estos parámetros se encuentran señalados con color verde en la Figura 4-10.

Los parámetros restantes del sistema de clasificación, señalados en color rojo en la Figura 4-10, se mantienen constantes en todos los casos. Una breve descripción de los mismos se presenta en seguida: para la matriz rocosa se asume un valor de resistencia a la

compresión simple igual o inferior a 25 MPa y superior a 5 MPa. El espaciamiento mínimo entre las discontinuidades es de 4 m y consecuentemente los valores de RQD son superiores al 90%. La longitud de las discontinuidades es mayor a 20 m. Como se ha expresado, en los análisis se considera flujo laminar, lo que supone una rugosidad suave (puntuación 1) y una condición casi inalterada (puntuación 5), dando una sumatoria en la valoración de estos dos parámetros de 6. Finalmente, en las discontinuidades no se considera ningún relleno.

Con esta información presente, en la Figura 4-10 se señalan los valores correspondientes a la clasificación RMR. La valoración final del macizo es 48, lo que lo clasifica en el rango de medio.

Figura 4-10: Clasificación RMR Combinación 1 – Grupo de modelación 3. Modificado de Maidl et al. (2014).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	RATING		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
RATING			20	17	13	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
RATING			20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling			
Rating	6	4	2	2	0				
Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
		RATING	15	10	7	4	0		

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

4.4. Caso de estudio

Con el fin de contrastar los resultados de las modelaciones, se realizan dos simulaciones adicionales utilizando los parámetros geotécnicos de un proyecto real de construcción de túneles (ver Anexo F: Parámetros del caso de estudio), aplicados al modelo homogéneo y a la combinación 6 (O42) del grupo de modelación 3. Los valores se presentan en la Tabla 4-4. El Módulo de corte es calculado con base en los parámetros señalados en rojo.

Tabla 4-4: Parámetros de modelación del caso de estudio.

Parámetro			Gneis fuertemente cizallado	
			Modelo homogéneo	Modelo anisotrópico
Modelo			Mohr-Coulomb	
Peso unitario γ	[MN/m ³]		0,026	0,026
Cohesión c	[MPa]		1,0	1,2
Angulo de fricción ϕ'	[°]		21	24
Porosidad	[%]		30	30
Módulo de Elasticidad	Normal	[MPa]	3000	4000
	Paralela			6000
Conductividad Hidráulica	Roca	[m/s]	8,0E-9	8,0E-9
Transmisividad discontinuidad	Apertura: 2 mm	[m ³ /día/m]	-	54,28
Relación de Poisson ν	Normal	[-]	0,25	0,2
	Paralela			0,3
Módulo de corte G	[MPa]		1200	1667
Ángulo de dilatación	[°]		0	0
Resistencia a la tracción	[MPa]		0	0

En el proyecto se utiliza un coeficiente de presión lateral de 1,22 en el sentido normal a la dirección de construcción del túnel (eje x) y de 1,07 en la dirección de construcción del

túnel (eje z). Para este ejercicio también se utiliza un coeficiente de Biot de 0,7. Los demás parámetros se mantienen según el modelo 6 (O42) del grupo de modelación 3.

4.5. Fases de modelación

En la modelación se contemplan tres fases: Inicial, Túnel y Factor de Seguridad, utilizando un lapso de análisis de 1 día. En la fase inicial se establece el campo inicial de esfuerzos para las condiciones geométricas del terreno antes de la excavación, mediante el procedimiento K_0 . A continuación, se tiene la fase de excavación del túnel circular completo, en la que se ejecuta el análisis acoplado de flujo y deformación. Finalmente, se realiza la fase de seguridad, correspondiente a un análisis de deformación que permite calcular factores de seguridad globales (Bentley, 2021b).

4.5.1. Fase Inicial

El enfoque particular utilizado para determinar el estado inicial de esfuerzos que tiene en cuenta el historial de carga del material es la técnica K_0 . En esta fase también se selecciona el cálculo de presión de poros a partir del nivel freático (Figura 4-11).

4.5.2. Fase Túnel

El objetivo del presente proyecto no involucra el estudio detallado del proceso constructivo de un túnel, sino la influencia de diferentes características del macizo en el flujo de agua y la estabilidad de la excavación. Por lo anterior, el túnel circular es completamente excavado en esta fase. El análisis numérico en esta fase es realizado siguiendo el modelo completamente acoplado de flujo y deformación (Figura 4-12). La opción de forzar flujo drenado esta seleccionada en el análisis acoplado de flujo y deformación por defecto, ya que permite excluir temporalmente el efecto de materiales con comportamiento no drenado; para las condiciones de modelación del proyecto no genera ningún cambio.

Figura 4-11: Ejemplo Fase Inicial.

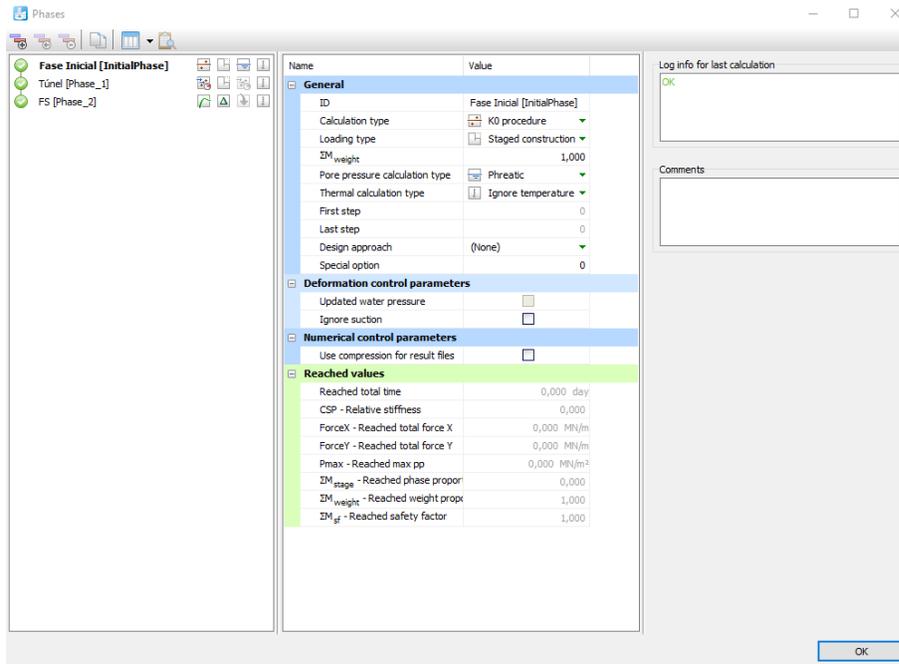
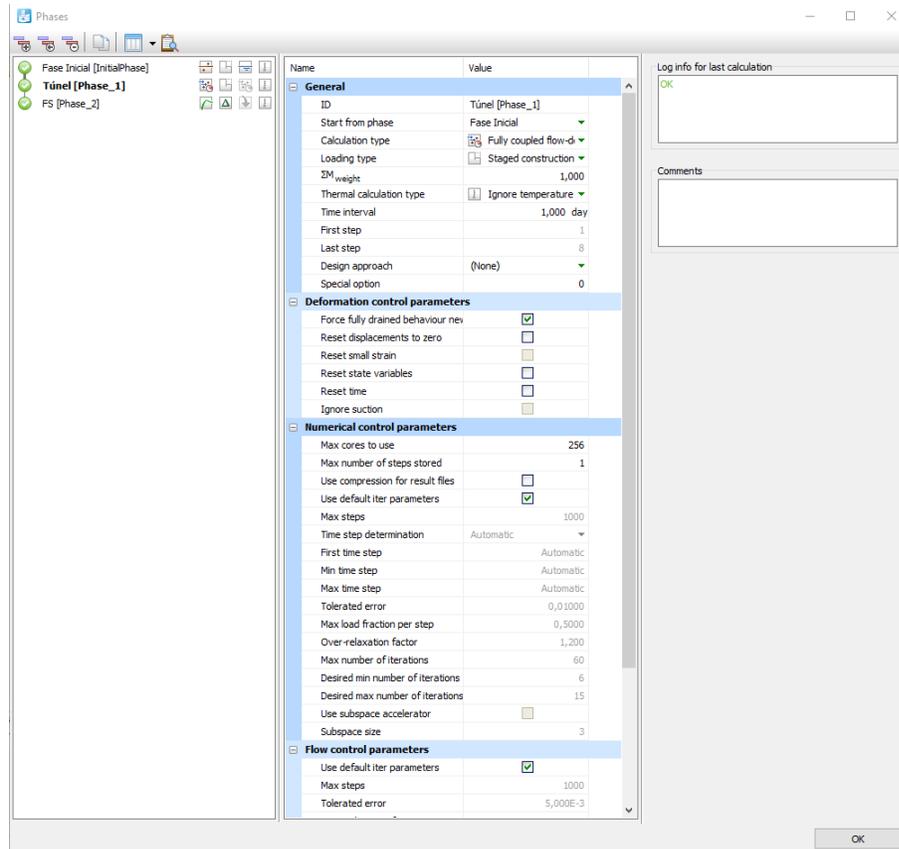


Figura 4-12: Ejemplo Fase Túnel.



4.5.3. Fase Factor de Seguridad

Con el objetivo de tener una medida de la movilización de resistencia en el macizo, que permita evaluar la estabilidad global de la modelación, se realizó una fase adicional siguiendo el procedimiento de análisis de seguridad del programa (Figura 4-13), descrito en el capítulo Conceptos Básicos. Según el manual de usuario del programa Plaxis 2D® los valores obtenidos mediante este método son similares a los alcanzados a partir del análisis convencional de estabilidad, basado en el Método del Equilibrio Límite (Bentley, 2021b).

Figura 4-13: Ejemplo Fase Factor de seguridad (FS).

The screenshot shows the 'Phases' dialog box in Plaxis 2D. The 'Reached values' section is highlighted in green, and the 'Reached safety factor' is highlighted in red. The 'Reached values' section includes the following parameters:

Parameter	Value
Reached total time	1,000 day
CSP - Relative stiffness	0,6047E-6
ForceX - Reached total force X	0,000 MN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 MN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 MN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase propor	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight propo	1,000
ΣM_{fs} - Reached safety factor	11,83

5. Resultados

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de las modelaciones numéricas, siguiendo el orden descrito en la metodología. Simultáneamente, se realiza un análisis comparativo de los valores. Entre las variables de estudio se encuentran: deformación máxima alrededor del túnel, subsidencia, esfuerzo desviador, caudal total de infiltración, esfuerzo efectivo principal mayor máximo y factor de seguridad.

Según establece Hudson y Harrison (1997), para la mayoría de excavaciones en ingeniería de rocas, una deformación elástica inferior al 0,1% del radio es aceptable. Este valor se toma como criterio de aceptación para las deformaciones máximas alrededor del túnel. De acuerdo a Kolymbas (2005), las edificaciones con un asentamiento inferior a 10 mm tienen un riesgo de daño despreciable. Se utiliza este valor como criterio de aceptación para la deformación superficial. Ya que las simulaciones son hipotéticas, estos valores de aceptación sirven solo como un criterio de comparación entre los modelos realizados.

5.1. Análisis de sensibilidad parámetros K_0 y α

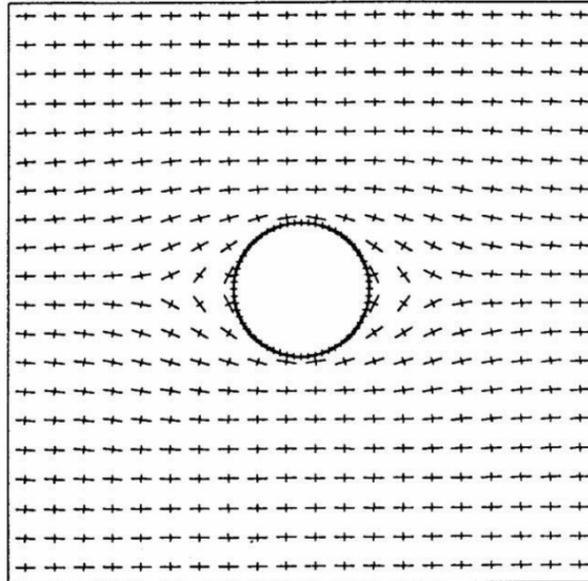
Se inician los análisis numéricos con los grupos de modelación 1 y 2, realizando los estudios de sensibilidad que demuestran la influencia de estos parámetros en los resultados de las simulaciones. Los resultados gráficos de estas modelaciones se encuentran en el Anexo B: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 1 y 2.

5.1.1. Coeficiente de presión lateral K_0

Como se vio en el capítulo Conceptos Básicos, las tensiones de origen tectónico entre otros factores provocan diferentes estados de esfuerzo en los macizos rocosos. Este campo se altera localmente alrededor del túnel cuando se excava. En los casos en los que se excede la resistencia de la roca, algo que sucede frecuentemente en la práctica, la inestabilidad resultante puede tener efectos graves en la estabilidad de la construcción. El conocimiento del coeficiente de presión lateral resulta entonces una parte crucial en la estimación de las direcciones y magnitudes de estos esfuerzos (Hoek, 2006).

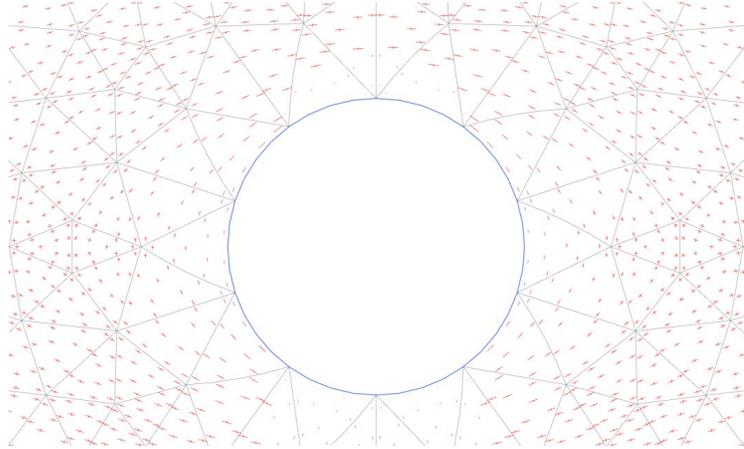
En la Figura 5-1 se observa un túnel sometido a un esfuerzo horizontal tres veces mayor al esfuerzo vertical, en el que las trayectorias de esfuerzo se modifican alrededor del mismo (Hoek, 2006):

Figura 5-1: Rotación de esfuerzos principales alrededor de un túnel. Tomado de Hoek (2006).



Con el objetivo de corroborar la redistribución de los esfuerzos producto de la excavación para un valor de K_0 determinado, en el modelo homogéneo correspondiente al grupo de modelación 3, se utiliza un coeficiente de presión lateral igual a 3 como en el ejemplo de Hoek (2006), y se obtiene el mismo comportamiento (Figura 5-2):

Figura 5-2: Rotación de esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 3$.

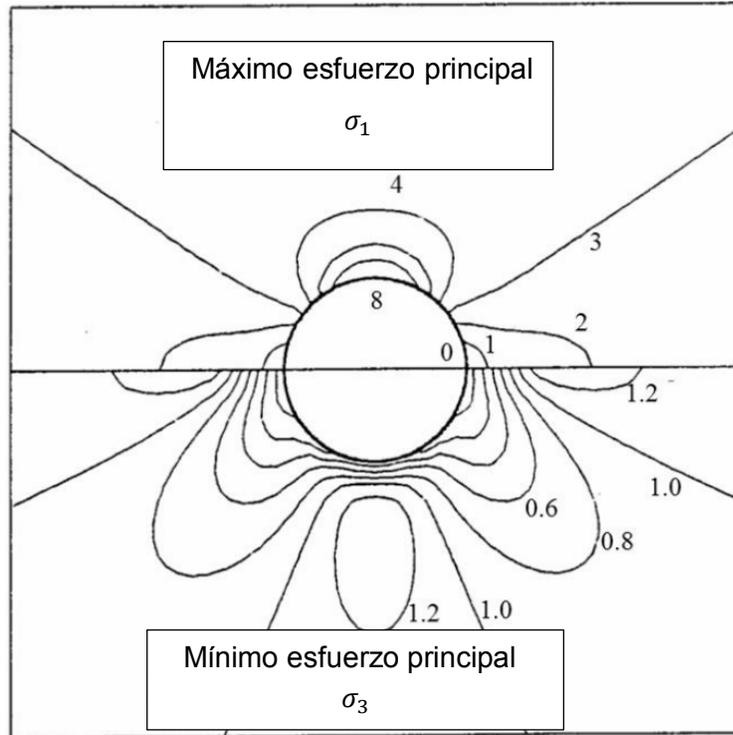


Las barras largas en las anteriores imágenes corresponden al esfuerzo principal mayor σ_1 , mientras que las barras cortas al esfuerzo principal menor σ_3 . De acuerdo a los esfuerzos in situ aplicados, los tres esfuerzos principales pueden cambiar de dirección (Hoek, 2006). Este fenómeno sucede debido a que, en la superficie no soportada de la excavación los esfuerzos cortantes y normales son nulos, y por lo tanto esta corresponde a un plano de esfuerzos principales de magnitud cero (Hudson y Harrison, 1997). Los esfuerzos principales son perpendiculares, de este modo, el esfuerzo principal mayor pasa de ser horizontal en la condición natural del macizo, a direccionarse de manera tangencial a la excavación, de modo que el esfuerzo principal menor corresponde al aplicado en la superficie.

Con base en el mismo ejemplo de Hoek (2006), los esfuerzos principales mayor y menor alrededor del túnel siguen la distribución mostrada en la Figura 5-3.

Los análisis numéricos realizados también generan una distribución de esfuerzos que concuerda con el comportamiento descrito por Hoek (2006), como se muestra en la Figura 5-4 y la Figura 5-5. Estos contornos siguen la rotación gradual de los esfuerzos principales al acercarse a la superficie de la excavación. De acuerdo con Hoek (2006), para las condiciones de su ejemplo, la redistribución se centra en la roca cerca del túnel, y la perturbación es mínima a una distancia de aproximadamente tres veces el radio desde su centro.

Figura 5-3: Distribución de los esfuerzos principales mayores y menores alrededor de un túnel. Modificado de Hoek (2006).



Adicionalmente, en la Figura 5-6 se enseña el desviador de esfuerzos q , para el mismo ejemplo. En la parte superior e inferior del túnel, las trayectorias de los esfuerzos principales mayor y menor son paralelas y perpendiculares al túnel, respectivamente (Kolymbas, 2005). Por lo tanto, para el caso del presente ejercicio, al realizar la excavación no hay rotación con respecto al estado inicial de esfuerzos en estos puntos. En estas condiciones, el esfuerzo principal mayor σ_1 presenta mayores valores en la corona y la parte inferior del túnel, siguiendo el incremento normal del esfuerzo vertical con la profundidad. Dado que los esfuerzos principales mayores rotan en los costados del túnel, también se genera una acumulación de los mismos en la parte superior e inferior. Como se ha mencionado, el esfuerzo principal menor σ_3 es perpendicular a la superficie del túnel e igual a cero; por lo tanto, el comportamiento del esfuerzo desviador q alrededor de la excavación se define en función del esfuerzo principal mayor σ_1 .

Figura 5-4: Esfuerzo principal mayor σ_1 – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3.
 $K_0 = 3$.

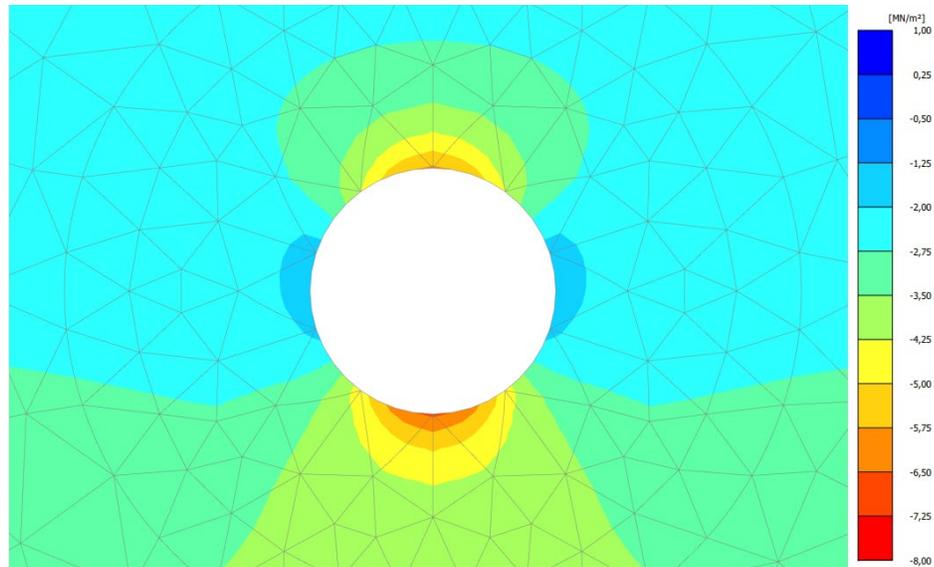


Figura 5-5: Esfuerzo principal menor σ_3 – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3.
 $K_0 = 3$.

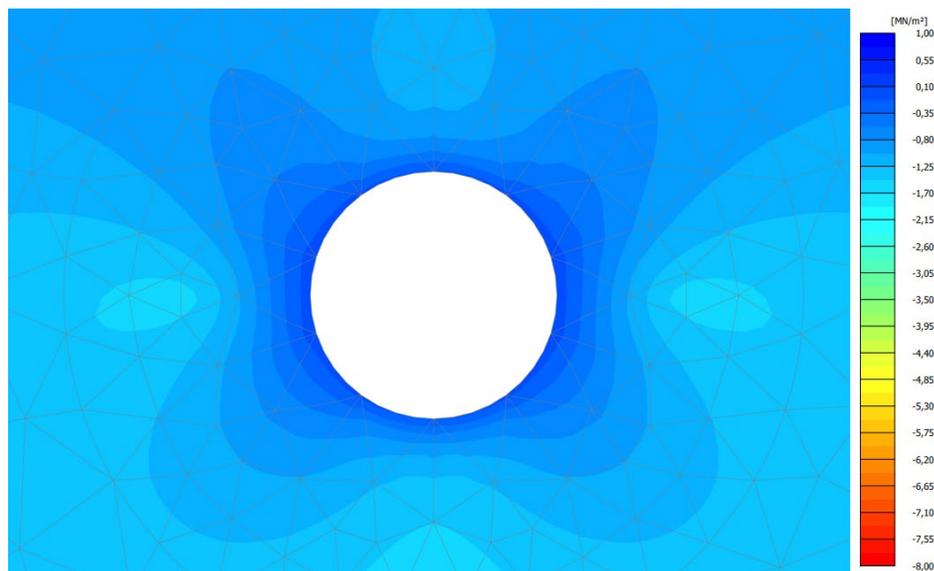
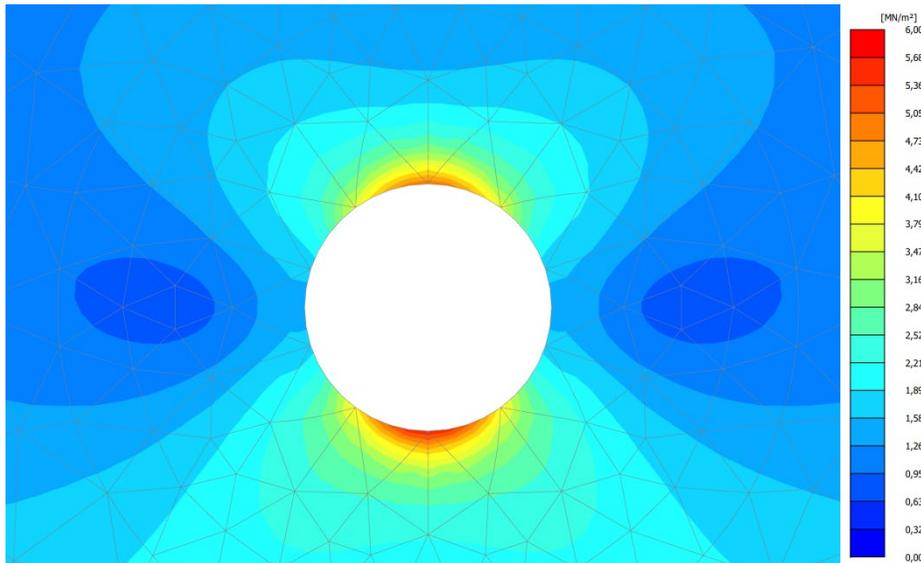


Figura 5-6: Desviador de esfuerzos q – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3.
 $K_0 = 3$.

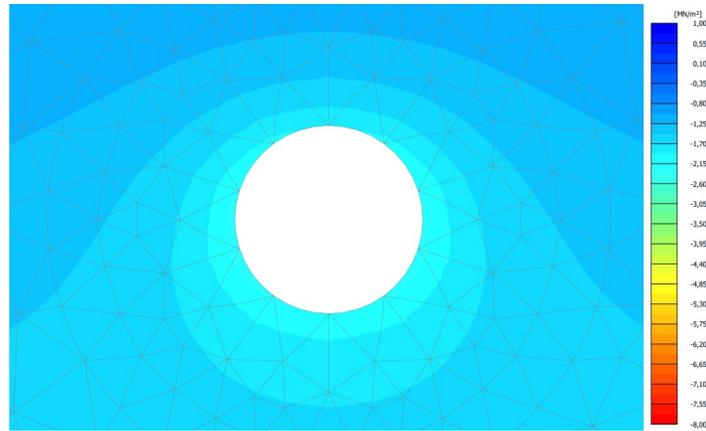


Una vez clarificado este comportamiento, en la Tabla 5-1 así como en la Figura 5-7 y la Figura 5-8, se presenta la distribución del esfuerzo desviador q , para valores del parámetro de presión lateral K_0 iguales a 1 y 2, aplicados al modelo homogéneo del grupo de modelación 3. En estas figuras también se presenta la distribución de los esfuerzos principales mayores y menores.

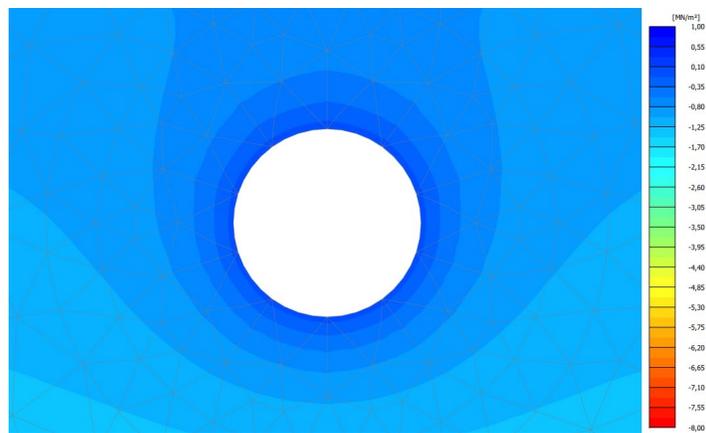
Tabla 5-1: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de presión lateral K_0 .

Parámetro K_0	Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador q
[-]	[m]	[m]	[MPa]
1	0,00325	0,00286	2,00
2	0,00308	0,00279	3,75
3	0,00307	0,00273	6,00

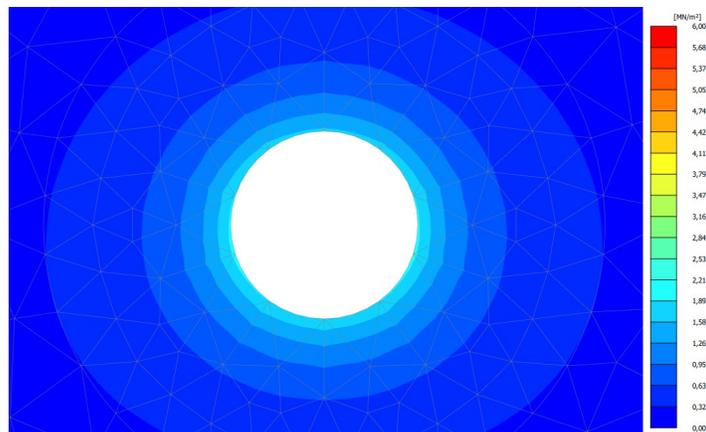
Figura 5-7: Esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 1$.



a. Esfuerzo principal mayor σ_1

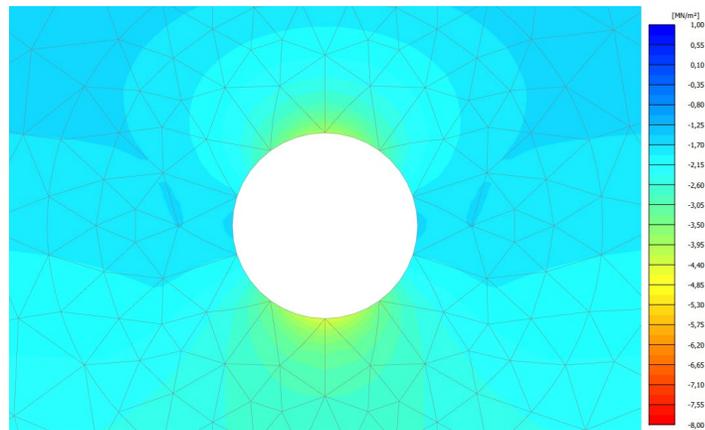


b. Esfuerzo principal menor σ_3

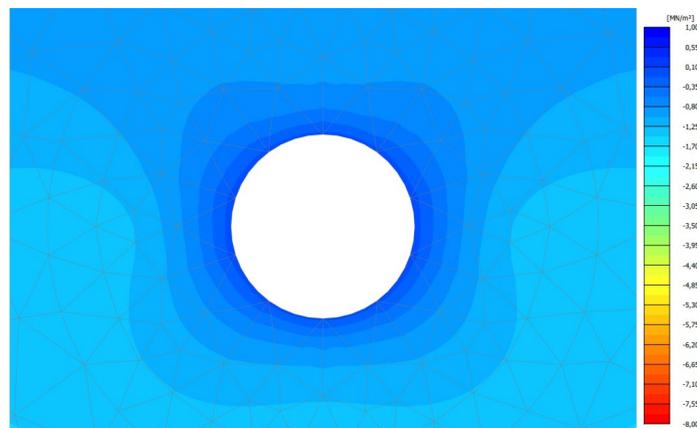


c. Desviador de esfuerzos q

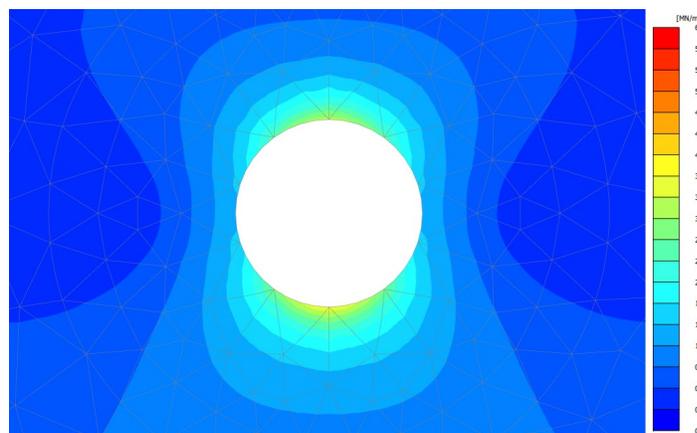
Figura 5-8: Esfuerzos principales alrededor del túnel – Modelo homogéneo, grupo de modelación 3. $K_0 = 2$.



a. Esfuerzo principal mayor σ_1



b. Esfuerzo principal menor σ_3



c. Desviador de esfuerzos q

De acuerdo con esta información, el incremento del valor del coeficiente K_0 también genera un incremento en el valor máximo de los esfuerzos desviadores q , debido al mayor efecto de la presión lateral en la parte superior e inferior del túnel. En las gráficas correspondientes al coeficiente K_0 igual a 2, se observa el comportamiento descrito para el modelo con coeficiente K_0 igual a 3, con menores valores. Finalmente, la distribución de esfuerzos alrededor del túnel, como se espera, presenta mayor uniformidad cuando el régimen es hidrostático (coeficiente K_0 es 1).

En términos de desplazamientos, el incremento de K_0 produce la reducción de los valores de subsidencia, debido al efecto de compresión lateral (Figura 5-9). Este mismo comportamiento fue observado en los análisis de sensibilidad realizados por Golpasand et al. (2018), para dos túneles construidos en suelo: Abuzar y EWL7, ubicados en Teherán, Irán (Figura 5-10).

Figura 5-9: Disminución de la subsidencia con el incremento de los valores K_0 .

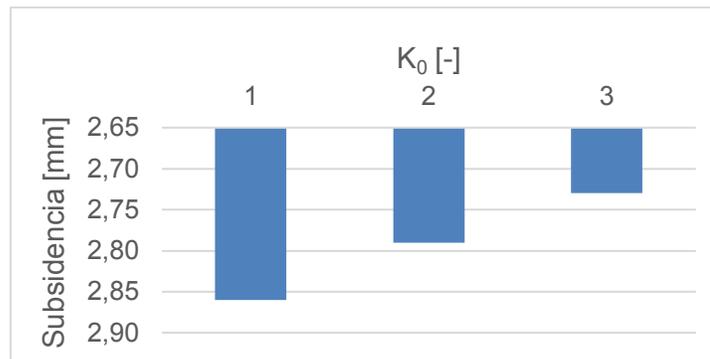
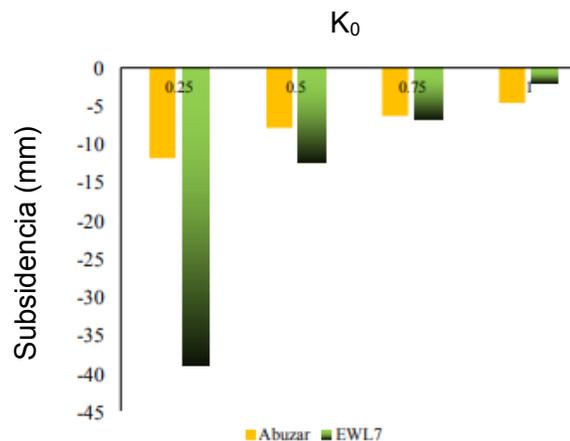


Figura 5-10: Disminución de la subsidencia con el incremento de los valores K_0 . Modificado de Golpasand et al. (2018).

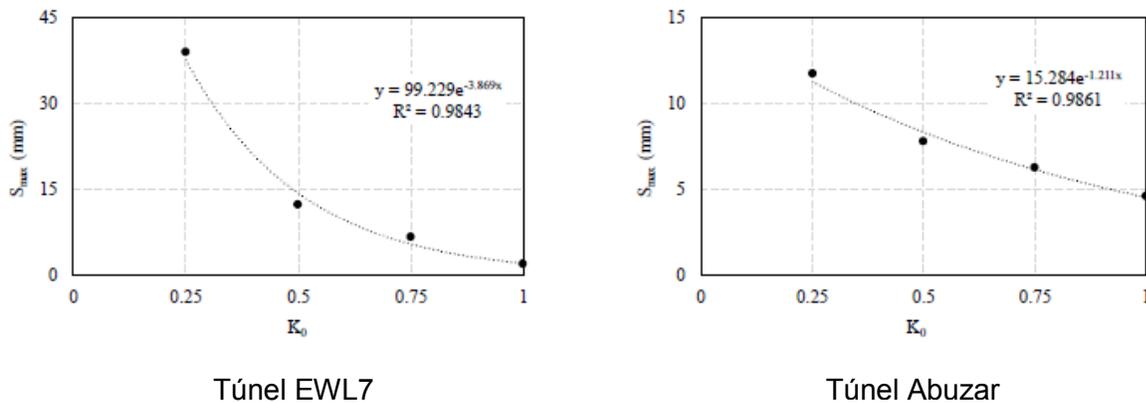


Según expresan estos autores, los valores del parámetro K_0 y de subsidencia, están relacionados mediante la siguiente función exponencial:

$$S_{max} = Ae^{-BK_0} \quad (5.1)$$

En donde S_{max} corresponde al valor de subsidencia y los parámetros A y B son coeficientes que dependen del tipo de material de fundación y de las características geométricas del túnel (profundidad y diámetro). En el caso del análisis de sensibilidad realizado en el presente trabajo, la ecuación resultante es: $S_{max} = 2.9258e^{-0.023K_0}$, con un valor de correlación R^2 de 0.9986. En el caso de estudio realizado por Golpasand et al. (2018), se encontró que la disminución de la subsidencia respecto al incremento del coeficiente K_0 ocurre más rápidamente en el túnel EWL7 que en el túnel Abuzar, debido a que el valor de la relación entre la profundidad (Z_0) y el diámetro (D): Z_0/D , para este túnel es mayor (Figura 5-11).

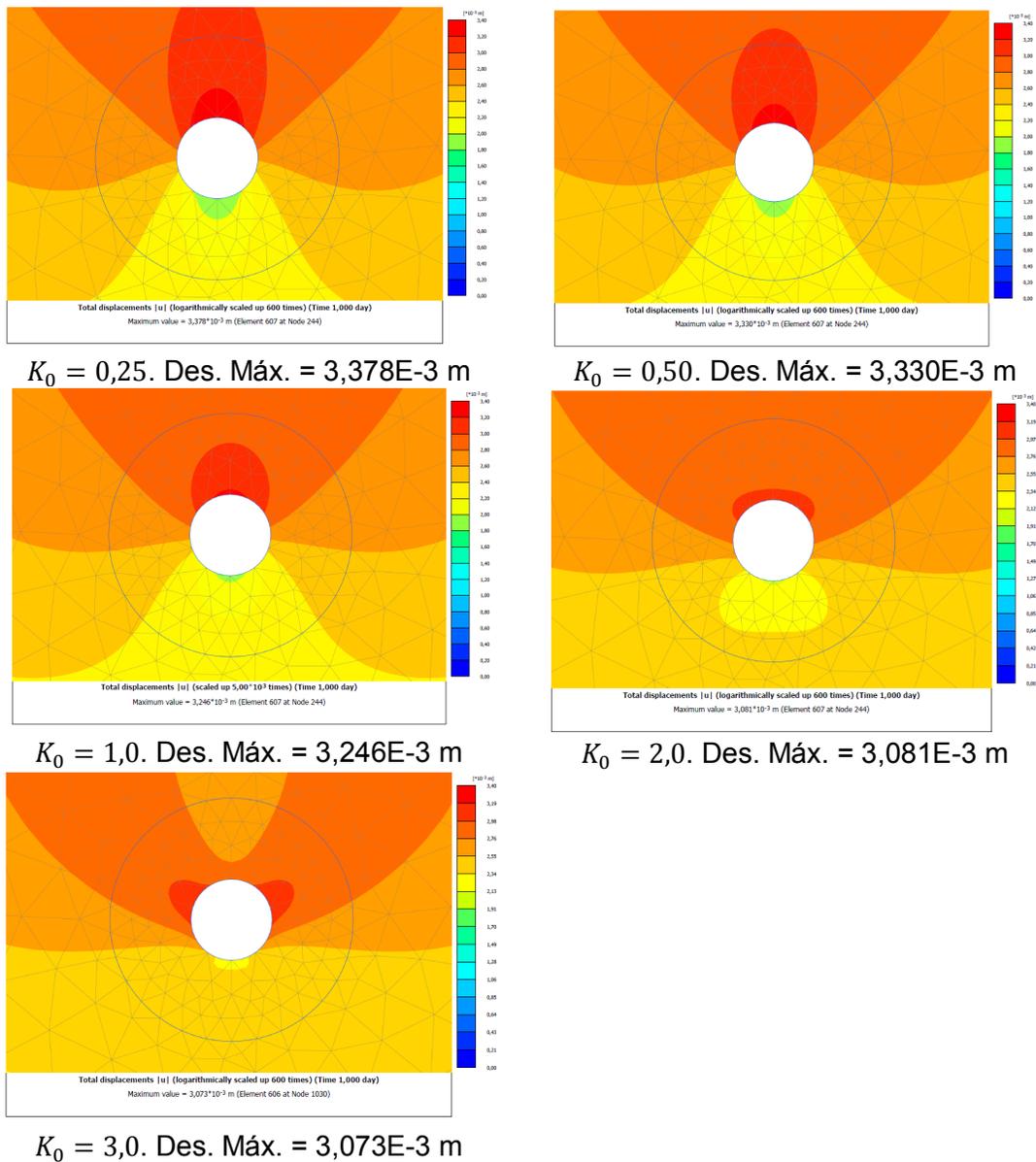
Figura 5-11: Relación exponencial entre la subsidencia y el coeficiente de presión lateral K_0 . Modificado de Golpasand et al. (2018).



Golpasand et al. (2018) encontraron que, para mayores valores de K_0 los desplazamientos verticales en la corona del túnel se reducen, lo que genera como consecuencia la disminución de los asentamientos en superficie. Por el contrario, en regímenes distensivos, donde prevalecen los esfuerzos verticales sobre los horizontales, la corona del túnel tiende a moverse verticalmente hacia abajo ocasionando el efecto contrario en los valores de subsidencia.

Para evidenciar gráficamente el comportamiento descrito, en la Figura 5-12 se presenta la variación de la distribución de los desplazamientos totales con el incremento hipotético del coeficiente lateral de presión K_0 entre los valores de 0,25 y 3, para el modelo homogéneo del grupo de modelación 3. En los análisis realizados, los desplazamientos máximos alrededor del túnel cambian su ubicación pasando de estar en la corona del túnel desde el régimen distensivo (K_0 menor a 1,0) hasta posicionarse hacia los costados para el valor de K_0 igual a 3, debido al efecto de convergencia ya mencionado.

Figura 5-12: Cambio en la dirección de los desplazamientos máximos con respecto a K_0 .



Para el presente grupo de modelación, el 0,1% del radio es 10 mm, de modo que en ningún caso se supera el criterio de aceptación elegido, según la referencia establecida por Hudson y Harrison (1997). Con base en lo anterior, se llama la atención a analizar el comportamiento de las deformaciones obtenidas, más que su valor. En este ejercicio se utiliza un modelo homogéneo, en el que los parámetros geotécnicos del macizo rocoso son relativamente altos, por lo que las diferencias entre las deformaciones son despreciables. De igual modo sucede con la subsidencia. Siguiendo el criterio de aceptación para el asentamiento superficial de 10 mm, la subsidencia producida por la construcción del túnel en todos los casos no impactaría negativamente a estructuras ubicadas en superficie.

Aunque los valores de deformación son bajos, en condiciones de anisotropía (grupos de modelación 3 a 6) y especialmente en macizos rocosos de menor calidad (grupo de modelación 7), como se verá más adelante, estos cambios resultan más significativos.

5.1.2. Coeficiente de Biot α

En el Anexo A se ofrece la descripción matemática del acoplamiento hidromecánico, en el que el coeficiente de Biot α resulta de gran importancia. Este coeficiente afecta directamente a los esfuerzos efectivos siguiendo lo descrito en la ecuación 4.4.

Si el módulo aparente de los granos sólidos es muy alto, el coeficiente de Biot no disminuye y consecuentemente, los esfuerzos efectivos se reducen en mayor medida. Si estos esfuerzos disminuyen se espera que las deformaciones también lo hagan. La anterior relación es evaluada para el modelo homogéneo del grupo de modelación 3 utilizando diferentes valores del coeficiente de Biot α , alrededor del valor elegido para las modelaciones posteriores (0,7). Adicionalmente, se presentan los valores del esfuerzo desviador q , con objeto de comparar la movilización de resistencia entre los modelos; este valor se encuentra alrededor de túnel. Por su parte, los cambios en los esfuerzos efectivos principales mayores son evaluados utilizando los valores máximos en el sistema (ver Anexo B: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 1 y 2). Ver Tabla 5-2, Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 y Figura 5-16.

Tabla 5-2: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot.

Coeficiente de Biot α	Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador alrededor del túnel q	Esfuerzo efectivo principal mayor máximo en el modelo σ_1
	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]
0,5	0,00517	0,00494	3,67	6,30
0,6	0,00411	0,00384	3,71	6,24
0,7	0,00308	0,00279	3,75	6,18
0,8	0,00212	0,00179	3,79	6,12
0,9	0,00136	0,00086	3,82	6,06

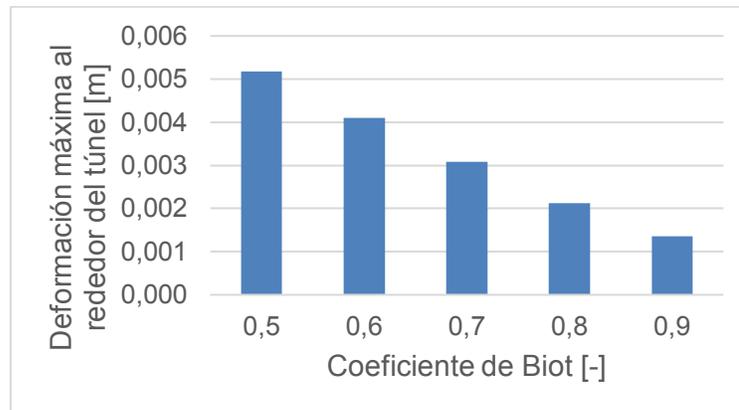
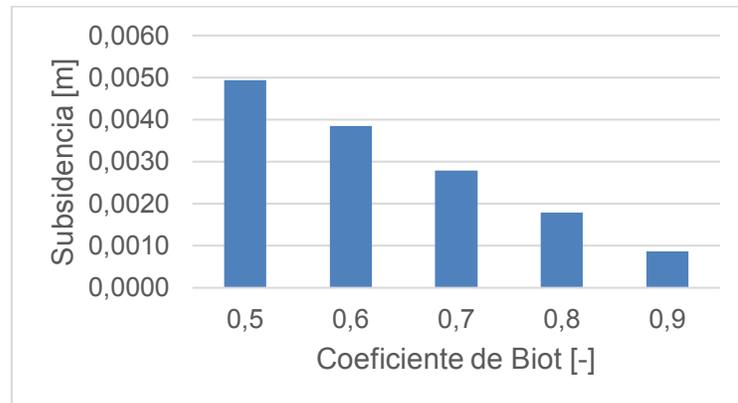
Figura 5-13: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Deformación máxima alrededor del túnel.**Figura 5-14:** Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Subsidencia.

Figura 5-15: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Esfuerzo desviador alrededor del túnel.

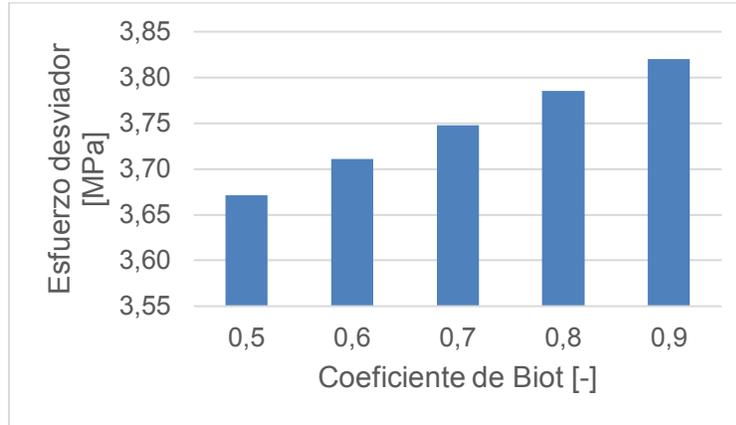
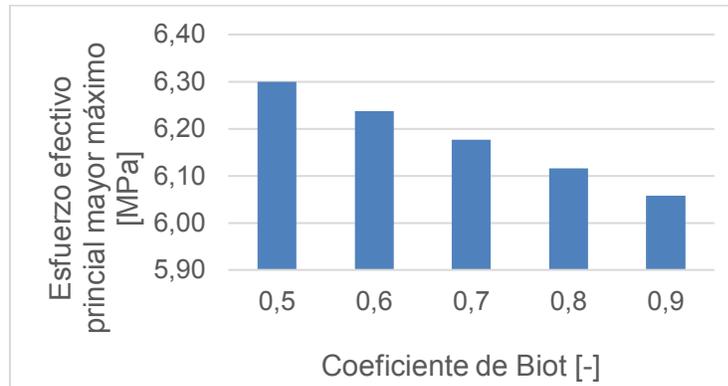


Figura 5-16: Análisis de sensibilidad - Coeficiente de Biot. Esfuerzo efectivo principal mayor máximo en el modelo.



La evaluación numérica para las condiciones de modelación del presente proyecto, concuerda con lo esperado a partir del análisis teórico. A medida que los valores del coeficiente de Biot aumentan, se configura también un incremento en la resistencia de los modelos (ya que se considera una porosidad constante, se tendría entonces un material con un mayor módulo aparente de los granos sólidos) y en consecuencia se reducen las deformaciones.

Al igual que en el análisis de sensibilidad del coeficiente de presión lateral, el objetivo de este estudio es reconocer la relación entre las variables, más que la magnitud específica de los resultados. En este grupo de modelación, los desplazamientos máximos alrededor

del túnel tampoco superan los 10 mm y, en consecuencia, son despreciables siguiendo el criterio de Hudson y Harrison (1997). Respecto a la subsidencia, en todos los casos el valor es inferior a 10 mm.

Por lo anterior, es importante asignar adecuadamente el valor de este coeficiente en el proceso de diseño de un túnel. Para muchos materiales rocosos el coeficiente de Biot es inferior a 1. Si no se aplica la reducción adecuada a la presión de poros a través de este parámetro, se estaría estimando erróneamente la resistencia del sistema.

5.2. Modelos con diseño factorial 2^k

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los grupos de modelación 3 a 6, en los que se aplica el diseño factorial 2^k (Tabla 5-3, Tabla 5-4, Tabla 5-5 y Tabla 5-6). Los resultados gráficos se muestran en el Anexo C: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 3 a 6.

Tabla 5-3: Resultados - Grupo de modelación 3.

Combinación		Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador <i>q</i>	Caudal total	Caudal total	FS
		[m]	[m]	[MPa]	[m ³ /día/m]	[m ³ /s/m]	[-]
Modelo homogéneo		0,00308	0,00279	3,75	0	0,000	85,6
1	T41	0,00524	0,00469	5,46	8594	0,099	11,8
2	O41	0,00611	0,00475	6,61	8816	0,102	10,5
3	T81	0,00506	0,00466	6,35	8250	0,095	10,5
4	O81	0,00586	0,00470	8,10	8594	0,099	10,4
5	T42	0,00548	0,00481	5,85	68750	0,796	11,7
6	O42	0,00665	0,00478	7,22	70200	0,813	10,4
7	T82	0,00521	0,00475	6,92	66000	0,764	10,5
8	O82	0,00653	0,00470	8,99	68750	0,796	10,3

Tabla 5-4: Resultados - Grupo de modelación 4.

Combinación		Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador q	Caudal total	Caudal total	FS
		[m]					
Modelo homogéneo		0,00320	0,00278	3,84	0	0,000	65,0
1	T41	0,00570	0,00477	4,00	21660	0,251	12,1
2	O41	0,00669	0,00498	4,67	37750	0,437	9,9
3	T81	0,00528	0,00468	4,15	9625	0,111	12,0
4	O81	0,00745	0,00493	5,10	17530	0,203	9,1
5	T42	0,00619	0,00496	3,86	173300	2,006	12,1
6	O42	0,00749	0,00513	4,76	302000	3,495	10,0
7	T82	0,00545	0,00479	4,31	77000	0,891	12,0
8	O82	0,00856	0,00504	5,43	250700	2,902	10,9

Tabla 5-5: Resultados - Grupo de modelación 5.

Combinación		Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador q	Caudal total	Caudal total	FS
		[m]					
Modelo homogéneo		0,0041	0,00381	7,13	0	0,000	40,58
1	T41	0,0074	0,00658	10,62	8766	0,101	5,5
2	O41	0,0097	0,00697	12,81	17750	0,205	5,4
3	T81	0,0071	0,00653	12,37	8422	0,097	5,5
4	O81	0,0094	0,00703	15,38	25610	0,296	5,4
5	T42	0,0080	0,00686	11,40	70130	0,812	5,6
6	O42	0,0110	0,00711	14,09	142000	1,644	5,4
7	T82	0,0075	0,00678	13,52	67380	0,780	5,5
8	O82	0,0120	0,00712	17,58	204900	2,372	5,4

Tabla 5-6: Resultados - Grupo de modelación 6.

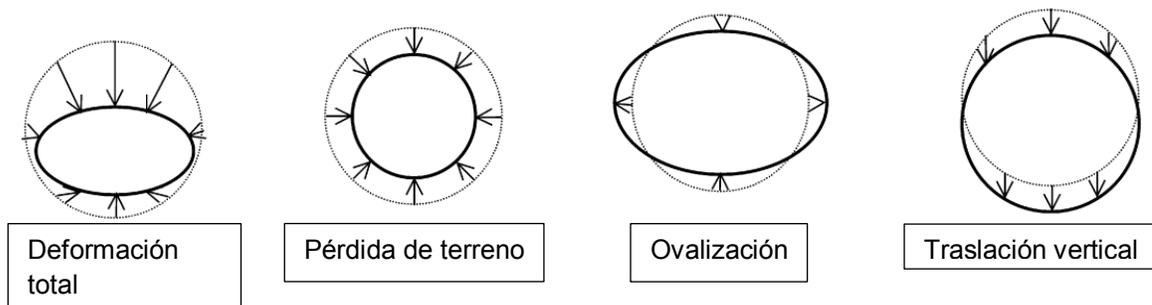
Combinación		Deformación máxima alrededor del túnel	Subsidencia	Esfuerzo máximo desviador q	Caudal total	Caudal total	FS
		[m]					
Modelo homogéneo		0,00151	0,00008	5,52	0	0	99,5

Combinación		Deformación máxima alrededor del túnel	Subsistencia	Esfuerzo máximo desviador q	Caudal total	Caudal total	FS
		[m]	[m]	[MPa]	[m ³ /día/m]	[m ³ /s/m]	[-]
1	T41	0,00484	0,00009	10,01	0	0	82,8
2	O41	0,01136	0,00024	12,38	0	0	33,6
3	T81	0,00361	0,00006	12,65	0	0	88,5
4	O81	0,01598	0,00011	15,55	0	0	30,9
5	T42	0,00528	0,00009	10,36	0	0	80,3
6	O42	0,01380	0,00031	13,00	0	0	31,0
7	T82	0,00380	0,00009	13,19	0	0	89,9
8	O82	0,01991	0,00015	16,66	0	0	29,0

5.2.1. Deformación máxima alrededor del túnel

Debido a los posibles efectos negativos sobre las estructuras circundantes, la estimación adecuada de los movimientos del terreno causados por la construcción de túneles es crucial, especialmente en espacios urbanos (Fu et al., 2016). Como señala Mabe Fogang et al. (2023) y González y Sagaseta (2001), la deformación total de un túnel es compuesta principalmente por tres factores: la pérdida de terreno, la ovalización y el movimiento vertical (Figura 5-17).

Figura 5-17: Tipos de deformación alrededor de un túnel. Modificado de González y Sagaseta (2001).



- Pérdida de volumen del suelo

La expresión conocida como "pérdida de volumen de terreno", se representa como un porcentaje del volumen excavado del túnel y se utiliza con frecuencia para describir estos movimientos. La estimación de los parámetros de pérdida de terreno generalmente depende de experiencias de proyectos pasados y varía según la técnica de construcción del túnel, las condiciones del terreno, la configuración del túnel, entre otros factores (Fu et al., 2016). El caso más simple de este fenómeno corresponde a la deformación debida al anillo de plasticidad concéntrico, producido en la excavación de un túnel circular a profundidad infinita y sometido a un esfuerzo isotrópico de compresión uniforme (González y Sagaseta, 2001). Para los análisis del presente trabajo, la ovalización y la traslación vertical son más representativos, ya que no se consideran pérdidas de material.

- Ovalización

Según Fu et al. (2016), en términos generales, a medida que disminuye la resistencia del suelo, el túnel se vuelve más ovalado. González y Sagaseta (2001) señalan que la deformación horizontal puede prevalecer en túneles profundos, pero las deformaciones de la corona predominan en túneles superficiales. El sistema de soporte, el proceso de construcción y especialmente el coeficiente de presión lateral del suelo, pueden tener un impacto importante en estos patrones deformantes (González y Sagaseta, 2001). Para el presente proyecto, la convergencia experimentada en todos los modelos realizados es debida a la presión ejercida por los esfuerzos horizontales (Figura 5-18).

- Traslación vertical

En el caso del grupo de modelación 4 (condición seca), el valor de deformación máxima se presenta en los costados del túnel, debido al fenómeno de convergencia ya explicado. Si bien en los demás modelos, correspondientes a condiciones de saturación, también se experimenta esta convergencia, los mayores valores de deformación suceden en la corona y la parte inferior del túnel (Figura 5-19). Según González y Sagaseta (2001), la existencia de una superficie libre implica una diferencia en las deformaciones radiales en la corona y

la parte inferior del túnel, que resulta en la traslación vertical hacia abajo del túnel. Adicionalmente, para esos modelos en la fase de excavación se genera un incremento en el exceso de presión de poros en la parte superior e inferior de la excavación (Figura 5-20), con el respectivo incremento en el flujo hacia el túnel en estas mismas áreas (Figura 5-21). Wang et al. (2022) señalan que una vez el agua es drenada hacia el túnel la presión de poros en el medio decrece, lo que incrementa los esfuerzos efectivos y la compresión del material. Este efecto acentúa en mayor medida el desplazamiento vertical del túnel con respecto a las condiciones iniciales del modelo, así como los asentamientos en superficie.

Figura 5-18: Ejemplo de convergencia del túnel.

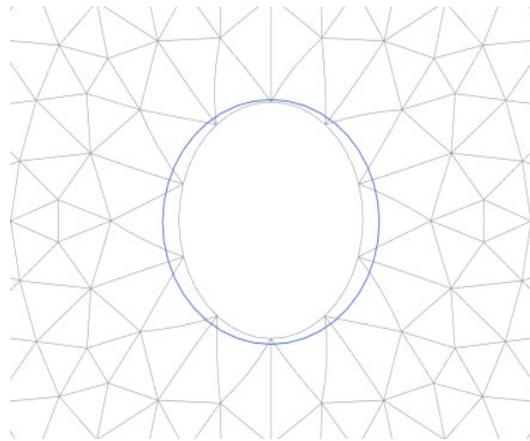


Figura 5-19: Ejemplo de convergencia y traslación vertical del túnel.

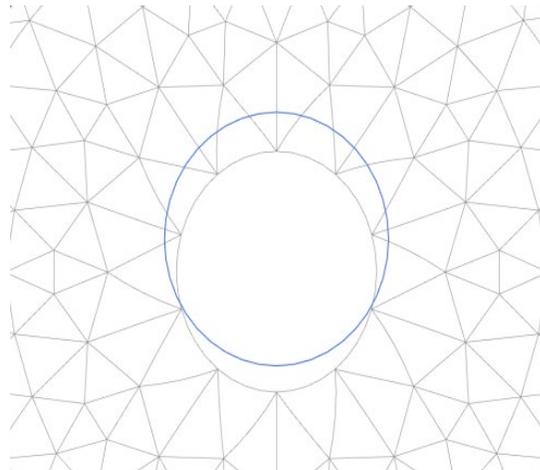
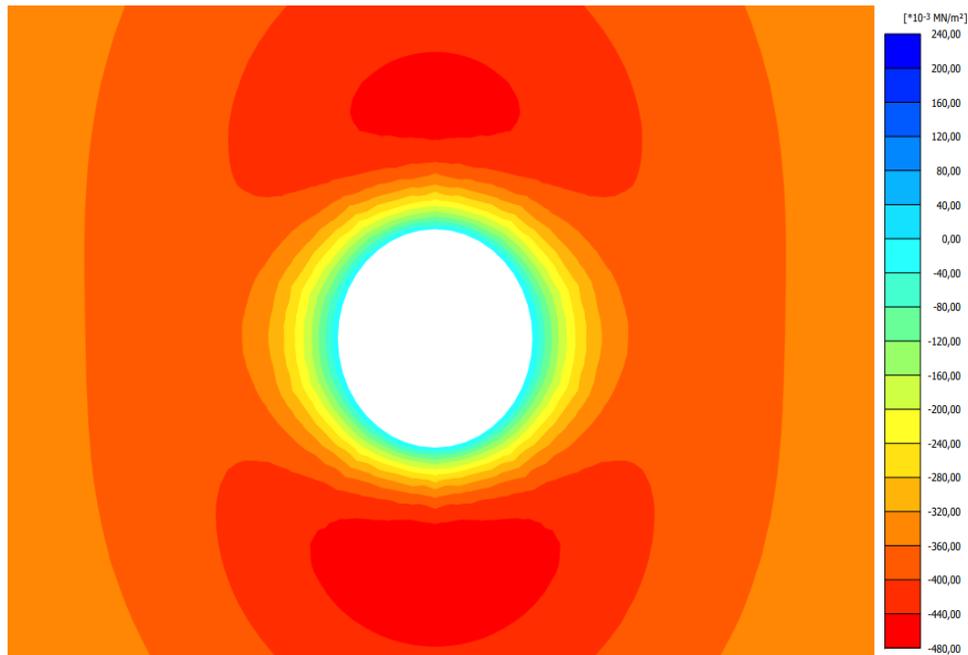
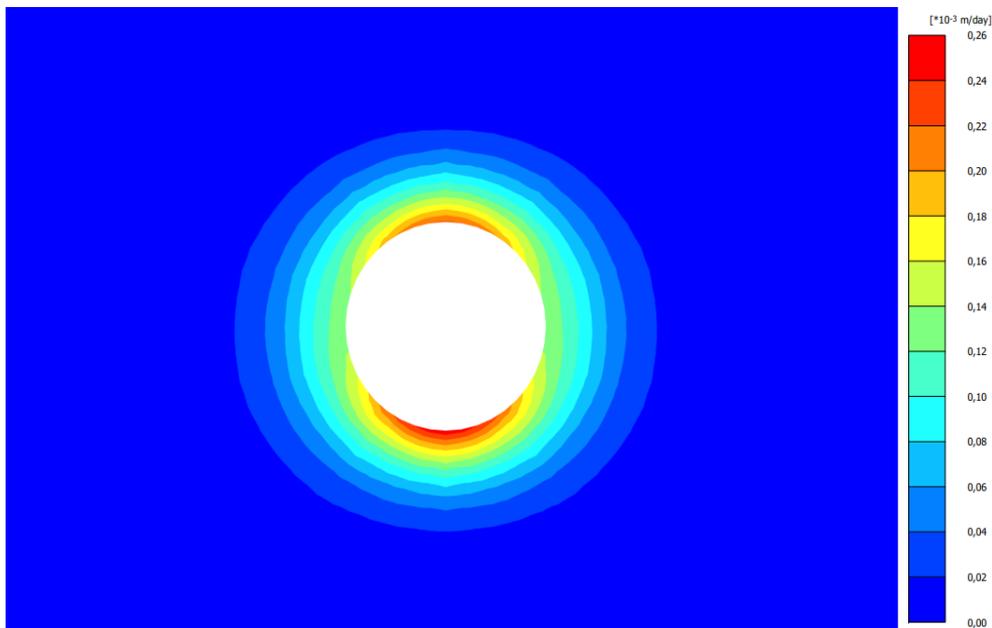


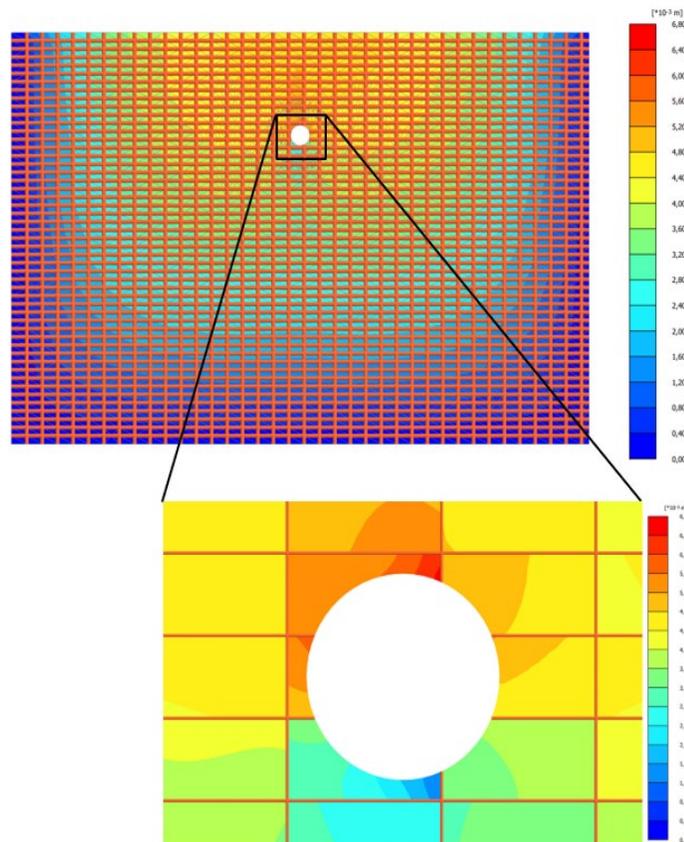
Figura 5-20: Ejemplo del exceso de presión de poros.**Figura 5-21:** Ejemplo del flujo de agua hacia el túnel en el material rocoso.

Cabe mencionar que en el presente proyecto las deformaciones máximas alrededor del túnel no son debidas únicamente a los fenómenos descritos. Ya que se tienen en cuenta condiciones anisotrópicas producidas por una o dos familias de discontinuidades, una vez realizada la excavación se generan bloques de roca. En estos casos la deformación

máxima puede corresponder al desplazamiento relativo de uno de estos bloques. En la Figura 5-22 se presenta un ejemplo de esta situación, correspondiente a la combinación 6 del grupo de modelación 3.

Una vez realizados los anteriores análisis, en la Figura 5-23 se muestran los resultados de los diferentes grupos de modelación con respecto a la deformación máxima alrededor del túnel.

Figura 5-22: Ejemplo de deformación máxima en bloque de roca.



Con base en estos valores se pueden llevar a cabo las siguientes observaciones. En cada comentario se evalúa la influencia de un parámetro, cuando los demás se mantienen constantes:

- Las deformaciones en los modelos homogéneos siempre son menores que las correspondientes a los modelos anisotrópicos. En el mismo sentido, en los modelos

ortótropos se producen mayores deformaciones en relación con los modelos transversalmente isotrópicos. Esta relación se prevé, ya que a mayor grado de fracturación se obtiene una menor calidad y competencia del macizo rocoso.

- Por la misma razón señalada en el párrafo anterior (grado de fracturación del macizo rocoso) en los modelos transversalmente isotrópicos, las deformaciones son inversamente proporcionales a la separación de las discontinuidades. Esta relación no se observa en todos los modelos ortótropos ya que existen desplazamientos máximos relacionados con la configuración de bloques resultantes de la intersección de las discontinuidades.
- En todos los casos, a mayor apertura de las discontinuidades se presentan mayores desplazamientos, lo cual es esperado dada la influencia de las mismas en la resistencia y la mayor cantidad de flujo en el sistema.
- A mayor cobertura existen mayores deformaciones. Los desplazamientos ocurren debido al proceso de descarga causado por la excavación de roca que soportaba los esfuerzos (Hudson y Harrison, 1997). Ante una mayor descarga producida por 50 m adicionales de macizo se espera también un mayor incremento en las deformaciones.
- La magnitud del diámetro también es proporcional a las deformaciones, para estas condiciones de modelación. En el caso del grupo de modelación 4, el túnel se interseca con una discontinuidad en la parte superior, en esta intersección se obtiene la deformación máxima, que resulta ser superior a la obtenida en el punto superior del túnel, para las simulaciones del grupo de modelación 3 (Figura 5-24 y Figura 5-25).
- La diferencia entre las deformaciones máximas de los modelos transversalmente isotrópicos y ortótropos es mayor en el caso de los modelos secos (grupo de modelación 6). En este grupo de modelación los máximos desplazamientos son horizontales (debido a la acción del coeficiente de presión lateral) y los altos valores de deformación son producidos por la generación de bloques en los casos

ortótropos. Para este grupo de modelación, debido al efecto de la superficie en los desplazamientos verticales, las deformaciones máximas laterales también resultan menores en los casos de isotropía transversal, cuando se comparan con las deformaciones verticales obtenidas en los demás grupos de modelación.

Como se ha mencionado en el análisis de sensibilidad de los coeficientes de presión lateral y de Biot, siguiendo el criterio de Hudson y Harrison (1997), para el presente proyecto el valor límite bajo el cual las deformaciones pueden considerarse despreciables es de 10 mm para los túneles de 10 m de diámetro y de 14 mm para los de 14 m de diámetro. De este modo, para casi todos los modelos, los desplazamientos son despreciables. En todos los modelos anisotrópicos se observan mayores desplazamientos en comparación con los modelos homogéneos correspondientes, lo cual, como se ha mencionado, es producto del mayor grado de fracturación del macizo.

Figura 5-23: Deformación máxima alrededor del túnel – Grupos de modelación 3 a 6.

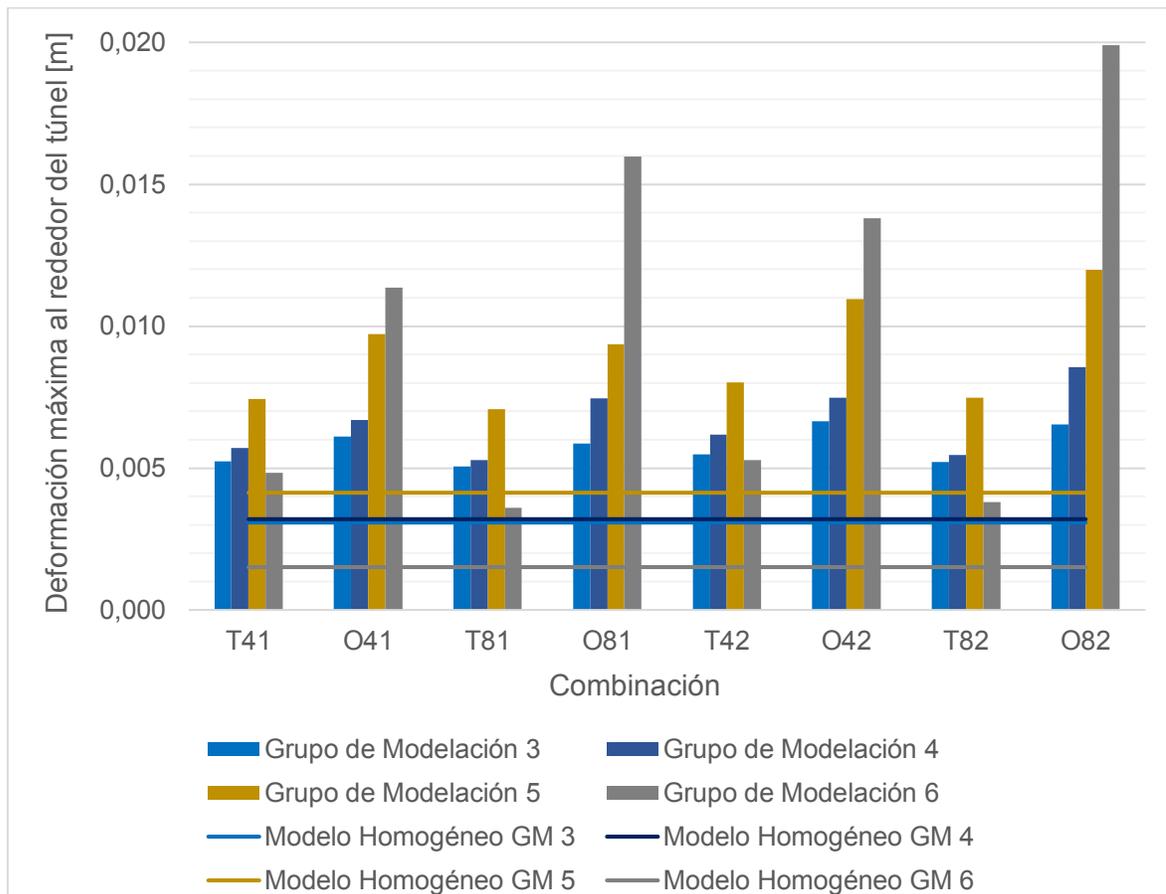


Figura 5-24: Ejemplo de deformación máxima alrededor del túnel – Combinación 1, grupo de modelación 4. Valor: $5,7E-3$ m.

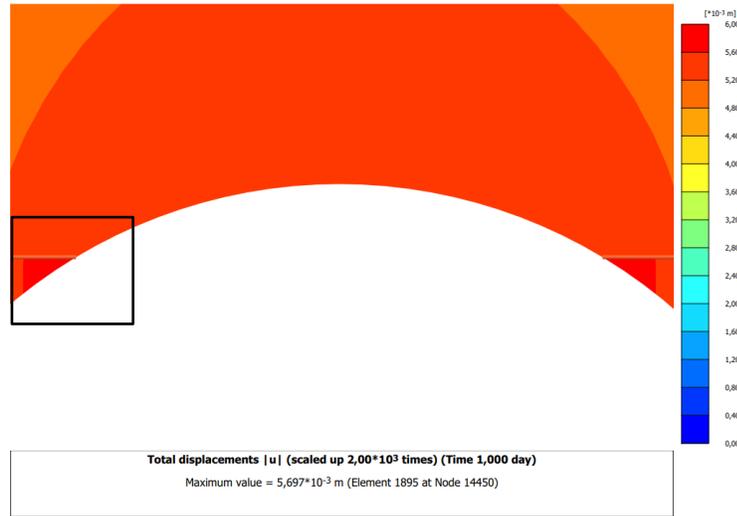
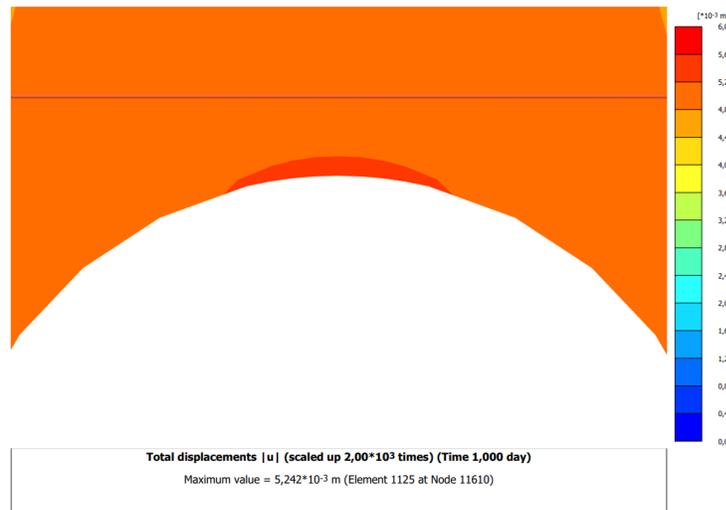


Figura 5-25: Ejemplo de deformación máxima alrededor del túnel – Combinación 1, grupo de modelación 3. Valor: $5,24E-3$ m.

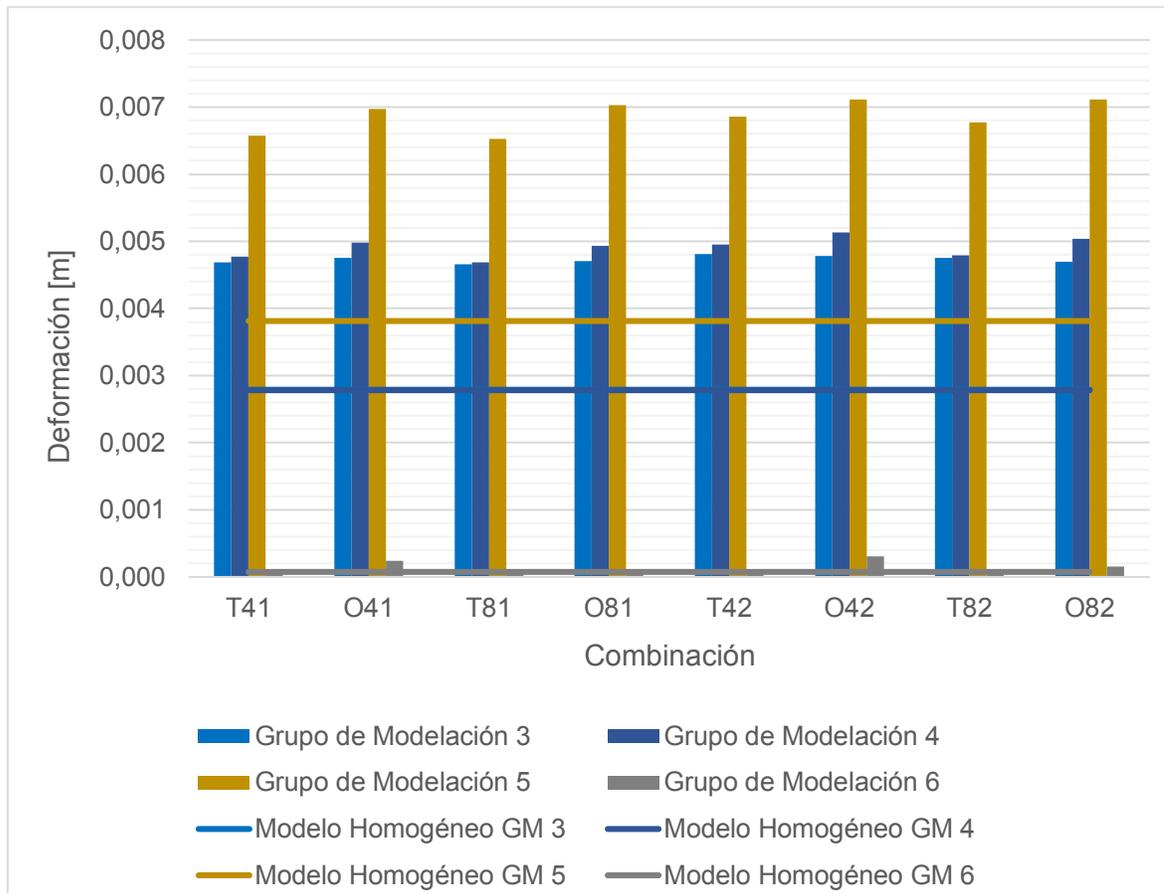


5.2.2. Subsistencia

La construcción de túneles para distintos fines en entornos urbanos puede provocar hundimientos superficiales, lo que supone un riesgo importante tanto para el túnel como para los edificios situados sobre él (Krishna y Lokhande, 2022). La subsistencia en los modelos numéricos es evaluada cuantificando el valor del desplazamiento máximo en superficie, en un punto colineal con el eje del túnel.

A partir de la información mostrada en la Figura 5-26, se puede señalar que en ningún caso se supera el criterio de aceptación de 10 mm y en general las deformaciones en superficie son correspondientes con las del desplazamiento máximo alrededor del túnel. Las relaciones entre las variables también son similares a las analizadas para ese caso: las deformaciones en los modelos homogéneos siempre son menores que las correspondientes a los modelos anisotrópicos; en los modelos transversalmente isotrópicos, las deformaciones son inversamente proporcionales a la separación de las discontinuidades y esta relación no se observa en todos los modelos ortótropos ya que existen desplazamientos relacionados con la configuración de bloques; a mayor apertura de las discontinuidades se presentan mayores desplazamientos y a mayor cobertura existen mayores deformaciones. Finalmente, dado el mayor volumen de macizo rocoso circundante afectado, la magnitud del diámetro es proporcional a las deformaciones, lo cual está en consonancia con Golpasand et al. (2018), quienes señalan que a medida que el túnel es más grande, los asentamientos en superficie también lo son.

Figura 5-26: Subsistencia – Grupos de modelación 3 a 6.



Claramente, en el caso del grupo de modelación 6 se observa que los desplazamientos en superficie son inferiores a los obtenidos en los demás modelos. Esto confirma la influencia de la condición de saturación en los resultados. En los modelos secos la ubicación de las deformaciones máximas en el túnel pasa de ser vertical a horizontal, y consecuentemente los desplazamientos en superficie son bastante inferiores en comparación con los demás grupos de modelación.

5.2.3. Esfuerzo desviador q

El esfuerzo desviador q permite visualizar la movilización de resistencia en los modelos. Este valor hace referencia a los esfuerzos efectivos (ecuación 2.4). Como se observa en la Figura 5-27 los valores máximos son los correspondientes al grupo de modelación 5 (simulaciones con mayor cobertura y en condición de saturación) y al grupo de modelación 6 (condición seca). En los casos con mayor cobertura, los esfuerzos verticales y por tanto los horizontales, según las condiciones de modelación del proyecto, son mayores si el túnel está ubicado a una mayor profundidad. Por lo tanto, este comportamiento es consecuente con lo esperado. Dado el efecto de la presión de poros, los valores del esfuerzo desviador q son menores en condición saturada en comparación con la condición seca.

Al comparar los modelos homogéneos de los grupos de modelación 3 y 4, se observa que para un mayor diámetro se obtiene también un mayor esfuerzo desviador máximo. Este esfuerzo está ubicado en la parte inferior del túnel, debido que a una mayor profundidad se obtienen también mayores esfuerzos verticales y consecuentemente, mayores esfuerzos horizontales, dado el valor del coeficiente de presión lateral.

En el caso de los modelos anisotrópicos, el valor de este parámetro es menor en el grupo de modelación 4 en relación con el grupo de modelación 3. La existencia de las discontinuidades genera saltos en la distribución de los esfuerzos alrededor del túnel, debido a sus propios parámetros de resistencia (Figura 5-28 y Figura 5-29). En el caso del grupo de modelación 4, el túnel interseca una discontinuidad cerca a la parte inferior del mismo, esta discontinuidad influencia el sistema reduciendo la acumulación de esfuerzos en la parte inferior del túnel, y consecuentemente disminuyendo el valor del máximo esfuerzo desviador. Si se realizan modelos hipotéticos adicionales, para la combinación 1

del grupo de modelación 3 y 4, en los que las discontinuidades no son tomadas en cuenta, se observa que el esfuerzo desviador máximo es superior en el caso del grupo de modelación 4, tal como ocurre con los modelos homogéneos (Figura 5-30 y Figura 5-31). Comparando la Figura 5-28 y Figura 5-30 también se puede observar que de la misma manera en la que la discontinuidad puede atenuar los esfuerzos desviadores máximos alrededor del túnel cuando lo interseca, también puede generar la concentración de los mismos si está cerca al túnel, lo que dependerá en cada caso de los parámetros de resistencia de la roca y de las discontinuidades.

Figura 5-27: Esfuerzo desviador máximo q – Grupos de modelación 3 a 6.

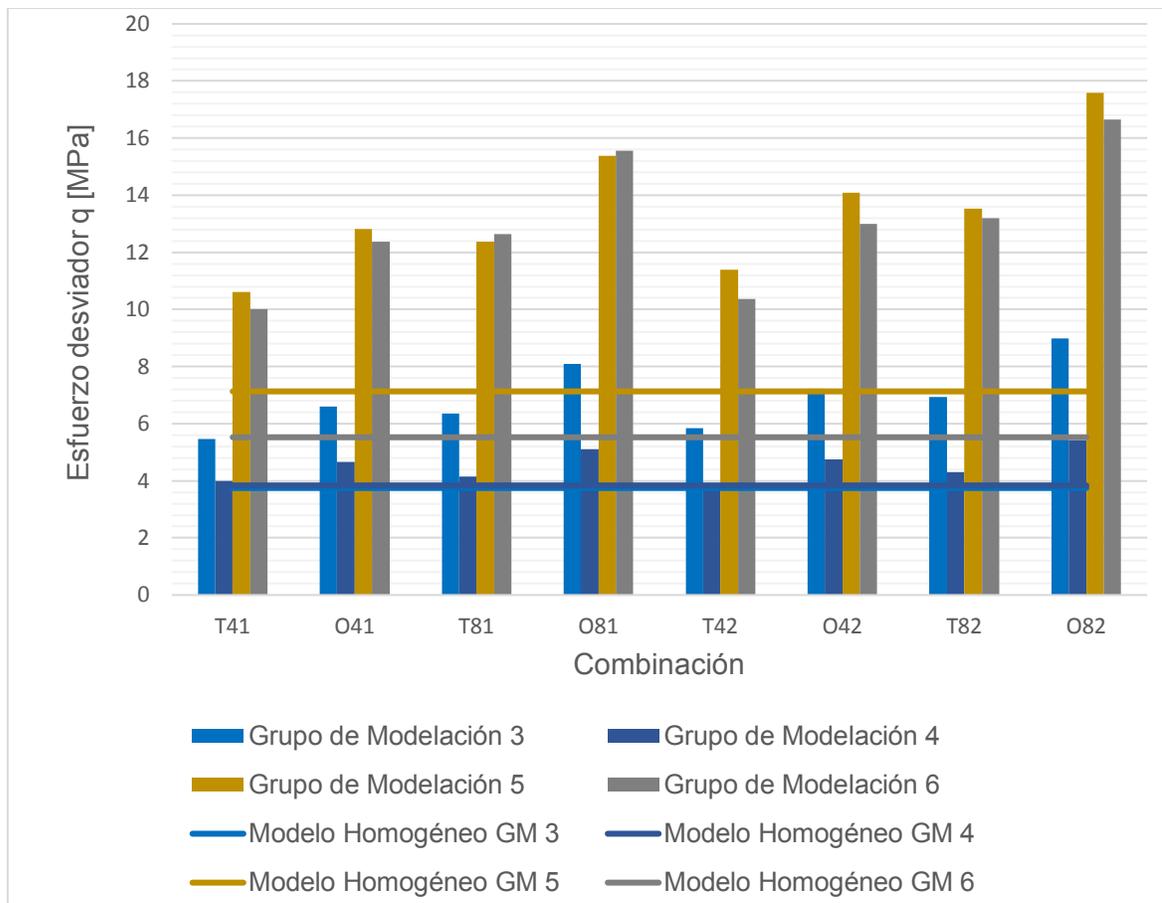


Figura 5-28: Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 3.
Máximo valor: 5,46 MPa.

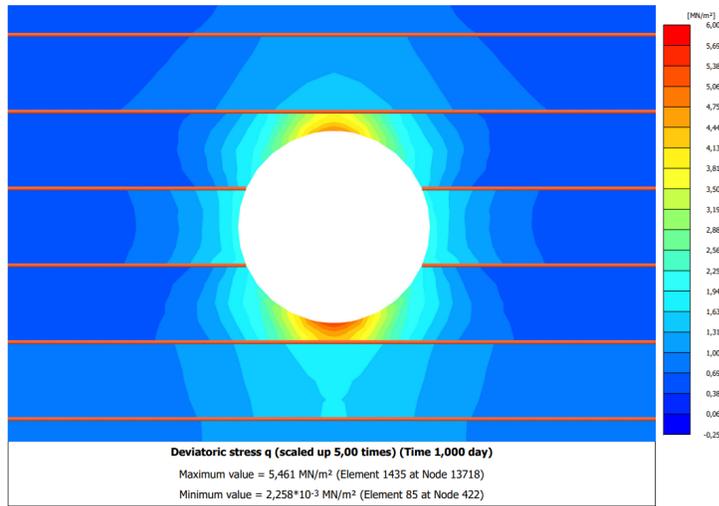


Figura 5-29: Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 4.
Máximo valor: 4,00 MPa.

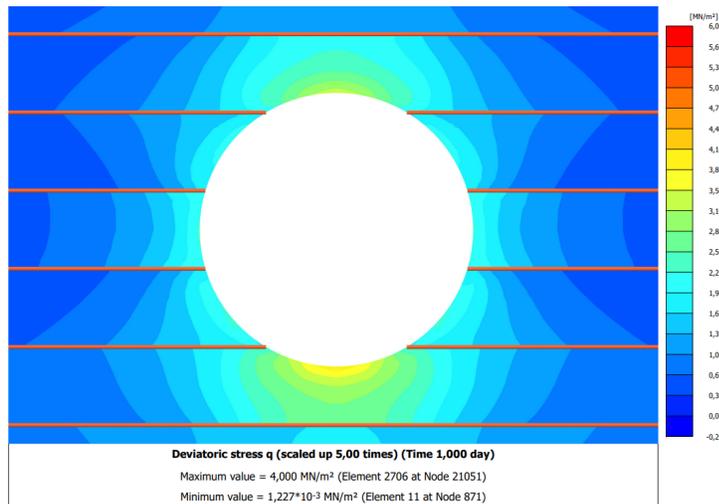


Figura 5-30: Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 3. Caso hipotético sin discontinuidades. Máximo valor: 4,02 MPa.

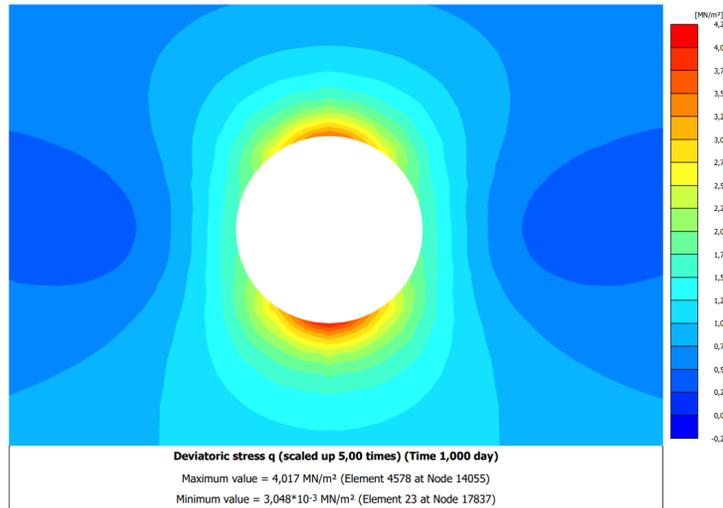
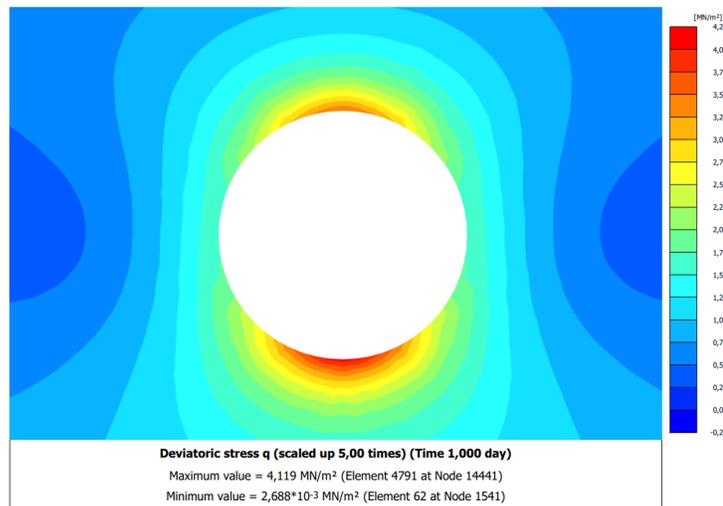


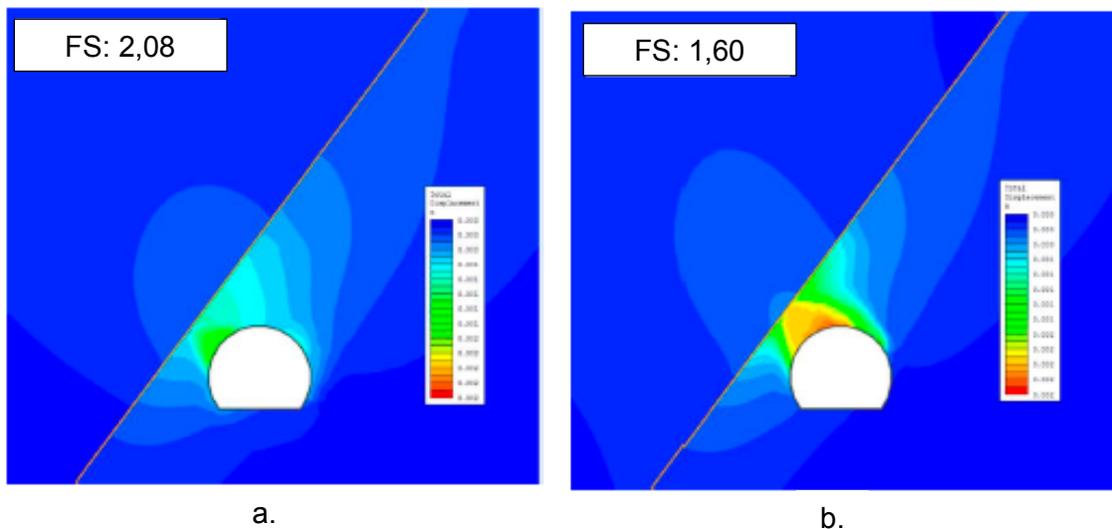
Figura 5-31: Esfuerzo desviador máximo q – Combinación 1, grupo de modelación 4. Caso hipotético sin discontinuidades. Máximo valor: 4,12 MPa.



Finalmente, se puede observar que los máximos esfuerzos desviadores alrededor del túnel en los modelos homogéneos siempre son menores que los correspondientes a los modelos anisotrópicos y en general este parámetro es proporcional a la separación y a la apertura de las discontinuidades (manteniendo las demás variables constantes). Lo anterior es válido para las condiciones de modelación de este proyecto y no como una generalización. Como se puntualizó, y en consonancia con el estudio realizado por Montiel y Tlalolini (2018), dependiendo de la ubicación de las discontinuidades y de las propiedades de

resistencia tanto del medio como de las discontinuidades, el estado de esfuerzos y deformaciones a su alrededor puede diferir sustancialmente. En la Figura 5-32 se observan los desplazamientos totales alrededor de un túnel, de acuerdo al estudio realizado por estos autores. Cuando la discontinuidad tiene menor rigidez, consecuentemente el factor de seguridad (FS) asociado es menor. El comportamiento contrario se obtiene cuando el valor de rigidez es mayor.

Figura 5-32: Comparación entre factores de seguridad. a. Discontinuidad rígida, b. Discontinuidad poco rígida. Imagen de desplazamientos totales. Modificado de Montiel y Tlalolini (2018).



5.2.4. Caudal total

Uno de los más grandes problemas en la historia de los túneles ha sido la cuantificación y el manejo del agua subterránea, ya que es un tema crítico para su estabilidad y funcionamiento (Hudson y Harrison, 1997). Como se ha señalado en el capítulo Conceptos Básicos, la apertura tiene un gran efecto en la transmisividad de las discontinuidades. En el programa PLAXIS 2D®, estas estructuras son tratadas como pequeños acuíferos con una transmisividad específica, en el caso del presente proyecto, de espesor 1 mm o 2 mm. Como se observa en la Figura 5-33, las últimas 4 combinaciones, correspondientes a simulaciones con discontinuidades de 2 mm de apertura generan un caudal total de infiltración muy superior a las correspondientes de 1 mm de apertura. Estos caudales

corresponden a unidades de volumen por tiempo por unidad de espesor en la dirección de avance del túnel o eje z. El efecto descrito se ve claramente en el grupo de modelación 4 (diámetro aumentado a 14 m), en el que se generan mayores intersecciones con las discontinuidades. El mayor caudal se obtiene para este grupo de modelación en la combinación 6 (O42), en la que existen intersecciones verticales y horizontales (modelo ortótropo) además de la mayor apertura en las discontinuidades (2 mm) y el menor espaciamiento entre las mismas (4 m).

Adicionalmente, manteniendo las demás variables constantes se puede afirmar que:

- en todos los casos se obtiene un mayor caudal en los modelos ortótropos, ya que el túnel interseca más discontinuidades.
- exceptuando las combinaciones 4 (O81), en relación con la combinación 2 (O41), y 8 (O82), en relación con la combinación 6 (O42) del grupo de modelación 5, en el que la cobertura es aumentada 50 m, a mayor espaciamiento entre las discontinuidades se genera un menor caudal, lo que es esperado dadas las menores intersecciones del túnel con las discontinuidades en los casos con mayor espaciamiento. Lo anterior da a entender que en los modelos ortótropos, el caudal total final también depende de la manera en la que el flujo se conecta a través de las intersecciones entre las discontinuidades. El caso mas claro de lo anterior sucede para la combinación 4 (O81) del grupo de modelación 5, siendo la única simulación en la que se obtiene un caudal superior a los correspondientes del grupo de simulación 4.

En Plaxis 2D® es posible definir el caudal mediante estructuras como las discontinuidades (Figura 5-34). En el caso de los modelos homogéneos, al material rocoso se le ha asignado un valor de permeabilidad bajo de 10^{-10} m/s. Gracias a este valor, no se esperan valores de infiltración significativos en el túnel por parte de del flujo en la roca intacta. En Plaxis 2D® es posible obtener el caudal que pasa a través de una sección transversal definida con dos puntos. Ya que el túnel tiene infinitas secciones lineales, este proceso resulta muy extenso.

Con el objetivo de tener un estimativo del caudal aportado por la roca intacta, se ha realizado una simulación en el programa RS2, haciendo uso de los mismos parámetros geotécnicos y siguiendo una metodología similar a la realizada en Plaxis 2D®, para el modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Este modelo presenta el mismo comportamiento geotécnico que el realizado en Plaxis 2D® (Figura 5-35 y Figura 5-36).

El programa RS2 cuenta con una herramienta específica para la obtención de caudales utilizando múltiples puntos (Figura 5-37). De este modo se obtuvo un caudal total de $5,8E-8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Dada la diferencia en orden de magnitud entre los valores de infiltración del modelo homogéneo y los modelos con discontinuidades, se puede asumir que, aunque el flujo en la roca intacta sigue presente en los procesos acoplados de flujo y deformación en el material rocoso, el caudal de infiltración en el túnel que aporta es despreciable, en comparación con los correspondientes a las discontinuidades.

Adicionalmente, en la Figura 5-35 y la Figura 5-36 se puede observar que debido al bajo valor del coeficiente de permeabilidad el nivel freático no se abate significativamente (igual sucede en los modelos ortótropos). Para verificar el efecto del coeficiente de permeabilidad se realiza una modelación adicional para el mismo modelo homogéneo, considerando un valor más alto de $0,001 \text{ m/s}$. Como se muestra en la Figura 5-38, en este caso existe una fuerte redirección del flujo hacia el túnel y un aumento en el valor del desplazamiento máximo.

Se resalta que las modelaciones de este proyecto son hipotéticas, por lo que se obtienen valores de caudal elevados. Si bien, el programa de modelación evalúa el caudal por día, en la Figura 5-33 se presenta el valor de infiltración por segundo, siendo este más representativo de las condiciones reales de un proyecto. Kolymbas (2005) menciona que se han reportado túneles con flujos de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, pero a medida que el agua almacenada en el macizo se disipa este valor se reduce. Por lo anterior y de manera análoga al estudio de las deformaciones, en este caso se llama la atención al análisis de la relación entre las variables, más que a su valor mismo.

Figura 5-33: Caudal total – Grupos de modelación 3 a 6.

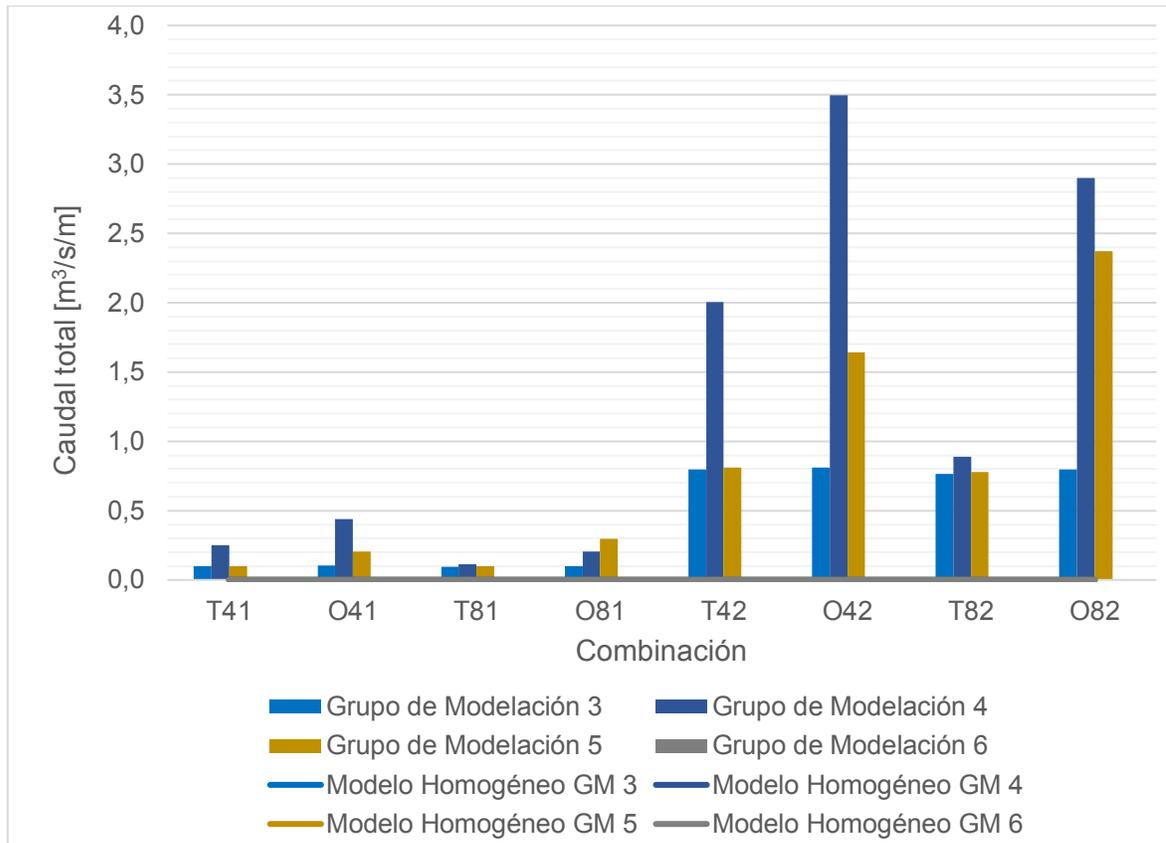


Figura 5-34: Caudal de infiltración. Combinación 3, grupo de modelación 3.

Valor: $8250 m^3/día/m$.

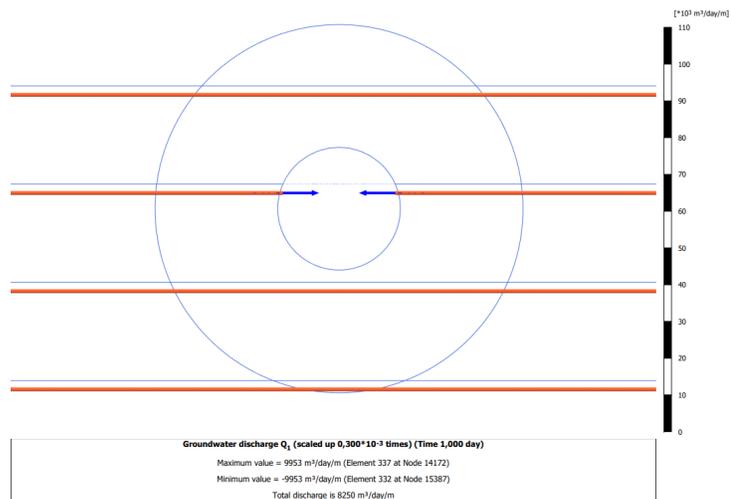


Figura 5-35: Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Modelación en RS2. Desplazamiento máximo: 3,00 mm.

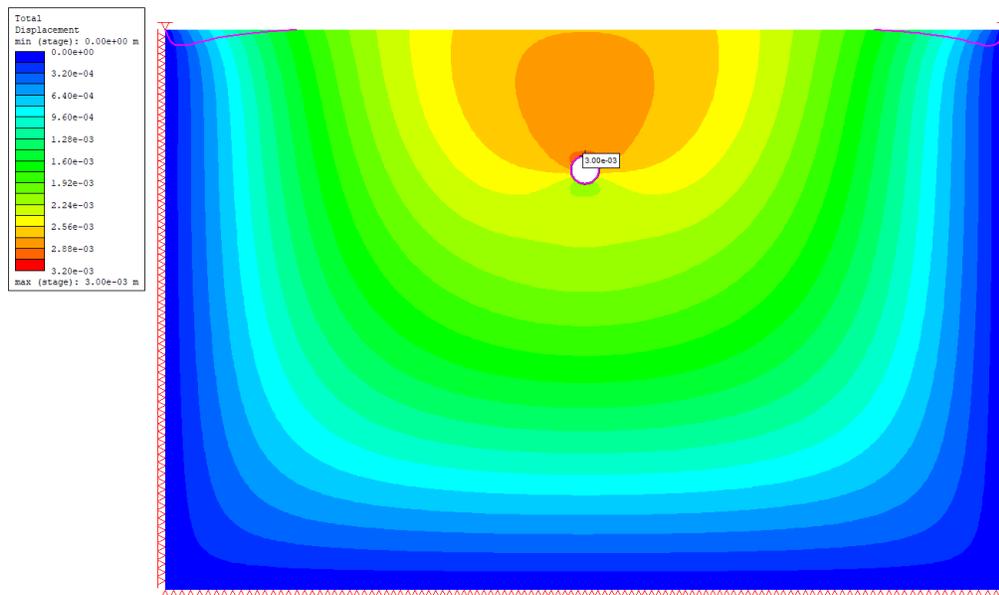


Figura 5-36: Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Modelación en Plaxis 2D®. Desplazamiento máximo: 3,08 mm.

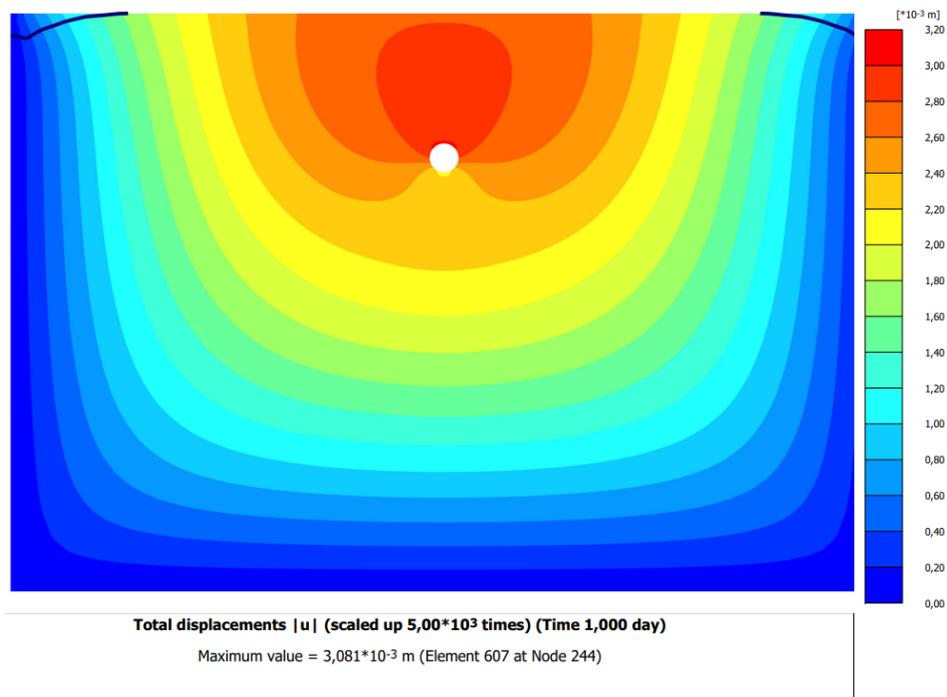


Figura 5-37: Caudal de infiltración modelado en RS2. Valor: $5,8E-8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

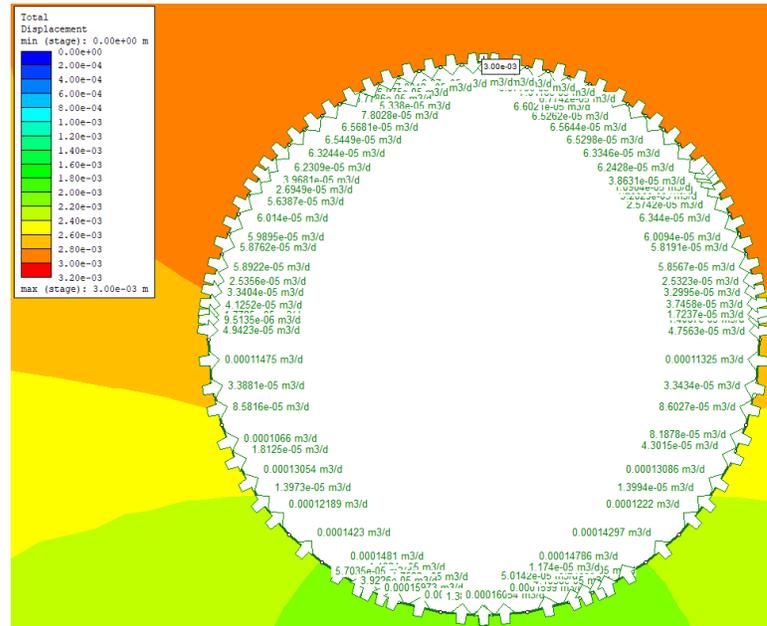
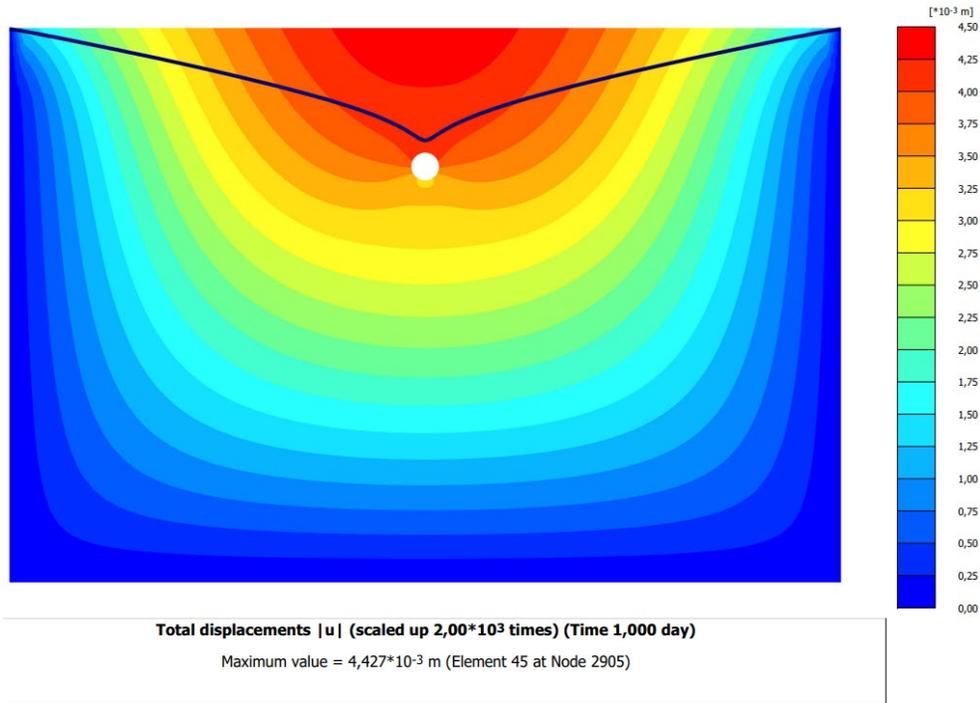


Figura 5-38: Modelo homogéneo del grupo de modelación 3. Permeabilidad = $0,01 \text{ m/s}$. Desplazamiento máximo: $0,0043 \text{ m}$.



De manera adicional, Kutter et al. (2000) indica a través de su investigación en roca gneis, que para discontinuidades con aperturas inferiores a los 2 mm la validez de la ley cubica

con la que se calcula la transmisividad se reduce, siendo el exponente aplicado a la apertura cercano a 2,5 y 1,5, cuando las aperturas son de 1 mm y 0,5 mm, respectivamente. De este modo, se resalta la importancia de investigar esta reducción, dependiente del grado de apertura y tipo de roca, en la fase de exploración de los proyectos.

5.2.5. Factor de seguridad

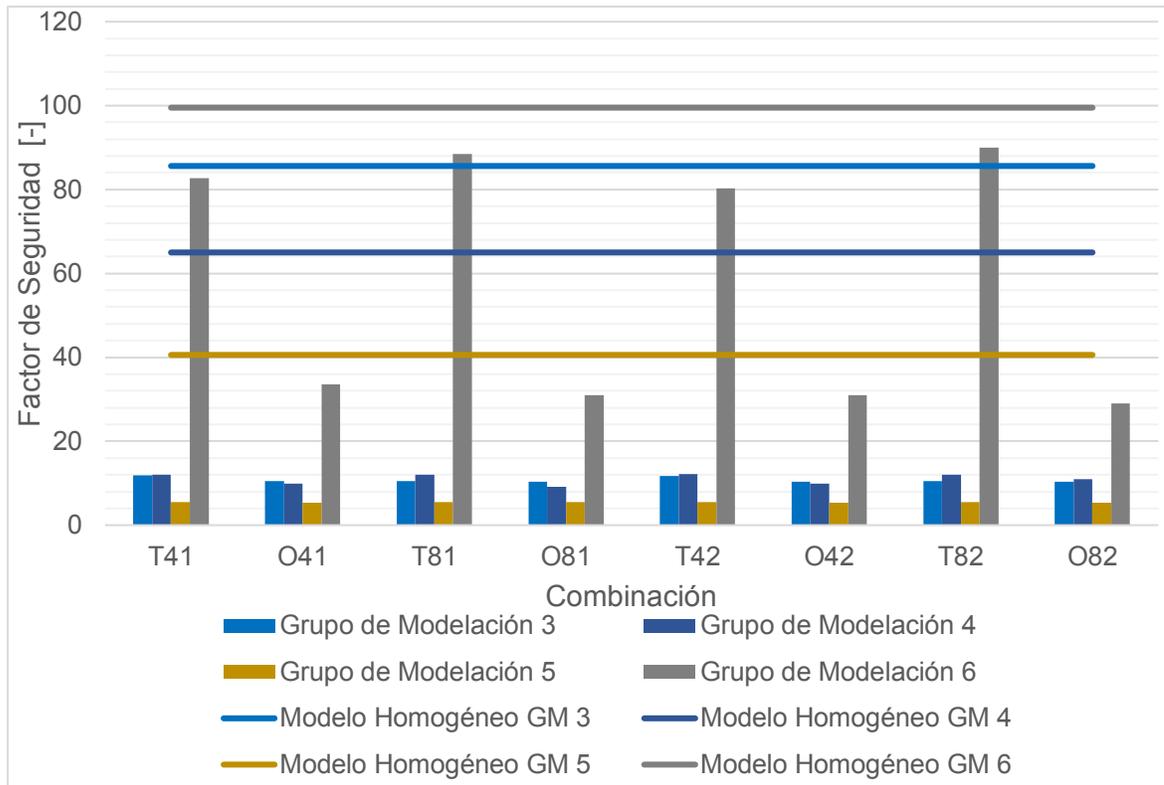
Finalmente, en orden de dar una medida que permita evaluar la estabilidad global del túnel, reconociendo especialmente la influencia de los modelos estructurales (estructura isotrópica transversal y estructura ortótropa), se ha recurrido al análisis de seguridad de PLAXIS 2D®.

Dados los elevados valores de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso, en los modelos homogéneos, se obtienen factores de seguridad significativos, de mayor a menor (Figura 5-39): grupo de modelación 6 (condición seca), grupo de modelación 3 (modelo inicial, condición saturada), grupo de modelación 4 (diámetro aumentado 4 m) y grupo de modelación 5 (cobertura aumentada 50 m). Para estos modelos homogéneos, en el grupo de modelación 6 como es de esperarse, se obtienen los mayores factores de seguridad al no experimentar los efectos ya descritos de la inclusión del agua subterránea. Adicionalmente se observa que el túnel es más inestable con un mayor diámetro, y cuando la cobertura se duplica el factor de seguridad se reduce aproximadamente a la mitad.

Como se ha comentado en el capítulo Conceptos Básicos, mediante esta metodología de análisis de seguridad, los parámetros de resistencia al corte y de tracción del material se reducen gradualmente hasta que la estructura falla. En ese momento se obtiene la relación entre la resistencia disponible y la resistencia en la falla, que resulta ser el factor de seguridad. Para el ejercicio de análisis, este factor presenta cierta variabilidad debido a que, en varios casos, la falla puede acontecer en los bloques formados a partir de la inclusión de las discontinuidades, mas no en los puntos esperados para un sistema isotrópico. Sin embargo, manteniendo las demás variables constantes, en todos los modelos ortótropos los factores de seguridad son menores a los correspondientes de

anisotropía transversal, confirmando así las observaciones presentadas en los numerales anteriores, respecto a la influencia del grado de fracturamiento en la estabilidad del túnel.

Figura 5-39: Factor de seguridad – Grupos de modelación 3 a 6.



5.2.6. Caso de estudio

Los altos valores de los parámetros geotécnicos en las anteriores modelaciones han resultado en la obtención de deformaciones muy pequeñas alrededor del túnel. En general, estos desplazamientos no superan el criterio de Hudson y Harrison (1997), para deformaciones despreciables en la excavación (inferiores al 0,1% del radio), lo que resulta en factores de seguridad elevados, siendo el menor entre todas las modelaciones el de 5,4.

Con el objetivo de ejemplificar lo que podría suceder en un caso real, se han realizado dos simulaciones adicionales para la combinación 6 del grupo de modelación 3 y el modelo

homogéneo respectivo, utilizando los parámetros de diseño de un túnel real, tal como se ha descrito en la metodología. Para este ejercicio se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 5-7.

Tabla 5-7: Resultados - Grupo de modelación 7.

Combinación	Deformación Máx. Túnel	Subsidencia	Esfuerzo desviador q	Caudal total	Caudal total	F.S.
	[m]	[m]	[MPa]	[m ³ /día/m]	[m ³ /s/m]	[-]
Modelo homogéneo	0,0127	0,0114	2,37	0	0,000	4,5
6 O42	0,0922	0,0171	11,60	70530	0,816	1,5

Al igual que en las simulaciones anteriores, en el modelo homogéneo se producen menores valores para los parámetros analizados: deformación máxima alrededor del túnel, subsidencia, esfuerzo desviador q y caudal total. Por lo tanto, se obtiene un factor de seguridad mayor.

A diferencia de lo que ha sucedido hasta el momento, las deformaciones máximas alrededor del túnel para el modelo homogéneo no son despreciables (13 mm) y aún menos cuando se tiene en cuenta la anisotropía del material (92 mm). Consecuentemente, se obtienen también mayores valores de subsidencia, que superan para ambos casos el límite de aceptación de 10 mm. Los esfuerzos desviadores no guardan relación aparente con los obtenidos para la misma combinación del grupo de modelación 3, dado que los valores del coeficiente de presión lateral K_0 son distintos. Por la misma razón, el máximo desplazamiento se encuentra en el costado lateral del túnel (el valor de K_0 en la dirección del eje x es superior al correspondiente en la dirección del eje z). Respecto al caudal de infiltración, se obtiene un valor ligeramente superior al obtenido en la combinación correspondiente del grupo de modelación 3. Finalmente, se observa una diferencia importante entre los valores del factor de seguridad del modelo homogéneo y del modelo anisotrópico, pasando de 4,5 a 1,5, respectivamente.

Con este ejemplo queda clara la importancia de la correcta modelación numérica de las características geométricas, geomecánicas y de flujo de los macizos rocosos con características anisotrópicas.

6. Conclusiones

Se han definido 7 grupos de modelación numérica. Los primeros dos hacen referencia al análisis de sensibilidad de los coeficientes de presión lateral y Biot, respectivamente. Los grupos de modelación 3 a 6 se realizaron siguiendo el diseño factorial 2^k para tres variables: modelo estructural, espaciamiento de las discontinuidades y apertura de las discontinuidades. El grupo de modelación 3 se considera el grupo inicial, con simulaciones para un túnel de 10 m de diámetro, una cobertura de 45 m y en condición de saturación. En los grupos de modelación 4, 5 y 6 se le modifica al grupo de modelación inicial únicamente el diámetro del túnel (14 m), la cobertura (95 m) y la condición de saturación (material seco), respectivamente. El séptimo grupo de modelación corresponde al análisis numérico de un modelo particular en condición homogénea y anisotrópica, utilizando parámetros geotécnicos de un proyecto de construcción de túneles real. A partir de estos escenarios geológico – geotécnicos de diseño hipotéticos se pueden presentar las siguientes conclusiones:

Sobre el coeficiente de presión lateral K_0 :

- La evaluación del parámetro de presión lateral en macizos rocosos requiere tomar en cuenta su evolución histórica: efectos tectónicos, de precarga, erosión entre otros afectan notablemente su valor.
- Con base en el análisis de sensibilidad realizado, se confirma la influencia de este parámetro en la distribución y magnitud de los esfuerzos alrededor del túnel. Para los valores 2 y 3, la distribución de los esfuerzos sigue lo ejemplificado por de Hoek (2006). Debido a la rotación de los esfuerzos principales se genera una

acumulación de los mismos en la parte superior e inferior del túnel. En el régimen hidrostático ($K_0 = 1$), la distribución presenta un mayor grado de uniformidad.

Sobre el coeficiente de Biot α :

- El coeficiente de Biot afecta la magnitud de la presión de poros y por tanto el valor de los esfuerzos efectivos. Si la porosidad de la roca es muy alta o si el módulo aparente de los granos de material es muy elevado, el coeficiente es 1 y la presión de poros se mantiene intacta. Este no es el caso usual en materiales rocosos.
- Mediante el análisis de sensibilidad se comprobó que a medida que aumenta este coeficiente, el valor de los esfuerzos efectivos disminuye junto con las deformaciones alrededor del túnel y en superficie. Por esta razón, debe realizarse una correcta evaluación de este parámetro en los macizos rocosos, para evitar la subestimación de los esfuerzos efectivos.

Sobre las deformaciones máximas alrededor del túnel y subsidencia:

- Se ha utilizado el criterio de aceptación propuesto por Hudson y Harrison (1997) para las deformaciones alrededor del túnel (0,1% del radio). Se obtiene que, aunque de manera general las deformaciones resultantes son despreciables (con excepción del grupo de modelación 7, en donde se utilizan parámetros geotécnicos de un proyecto de túneles real), las correspondientes a los modelos anisotrópicos siempre son mayores a las de los modelos homogéneos. Cabe resaltar que, según Hudson y Harrison (1997), los desplazamientos aceptables en un túnel dependen del objetivo de la estructura: por ejemplo, para una excavación minera temporal un desplazamiento del 10% del radio puede ser aceptable, mientras que para un tren de alta velocidad no. En este sentido, el criterio final de aceptación depende de cada proyecto específico. Ya que los modelos realizados en el presente trabajo son hipotéticos, el criterio de aceptación sirve solo como medida de comparación.
- Se observa que, exceptuando los casos en los que los desplazamientos máximos alrededor del túnel corresponden al movimiento relativo de cuñas de roca, a mayor cobertura y a mayor apertura y espaciamiento de las discontinuidades, se generan

mayores deformaciones. En general, las deformaciones aumentan con el grado de fracturación del macizo rocoso.

- Para la subsidencia, las relaciones entre las variables son similares a las realizadas para el desplazamiento máximo alrededor del túnel, para las condiciones de modelación del proyecto: las deformaciones en los modelos homogéneos siempre son menores que las correspondientes a los modelos anisotrópicos y en general, a mayor cobertura, apertura y espaciamiento de las discontinuidades, se generan mayores deformaciones, dado el mayor efecto de descarga sobre el túnel, y el efecto de las discontinuidades sobre la rigidez del medio. Lo mismo sucede con el diámetro, lo cual está en consonancia con Golpasand et al. (2018), quienes señalan que a medida que el túnel es más grande, los asentamientos en superficie también lo son.

Sobre el esfuerzo desviador q :

- En los modelos homogéneos los valores siempre son inferiores, en relación con los modelos anisotrópicos. Lo anterior debido a la influencia del cambio de rigidez en el medio, producido por las discontinuidades. Según lo comprobado a partir de las modelaciones, estos cambios en las propiedades mecánicas del macizo modifican la distribución y concentración de los esfuerzos alrededor del túnel, lo cual está en consonancia con lo encontrado por ejemplo por Montiel y Tlalolini (2018).
- Como es de esperarse, a mayor cobertura (grupo de modelación 5) y en condición seca (grupo de modelación 6), se producen mayores esfuerzos desviadores, debido a la mayor presión vertical y horizontal sobre el túnel y al incremento de los esfuerzos efectivos, respectivamente.

Sobre el caudal total:

- En los modelos ortótropos se obtiene un mayor caudal, lo cual es esperado dadas las mayores intersecciones del túnel con las discontinuidades.

- De acuerdo con la descripción teórica, el valor de la apertura de las discontinuidades ejerce una gran influencia en el caudal de infiltración obtenido. Este efecto se ve claramente en las combinaciones 5 a 8 en las que se realizan las simulaciones con la mayor apertura, y en grupo de modelación 4, en el que el túnel con mayor diámetro interseca más discontinuidades.
- A partir de la simulación adicional generada para las condiciones del modelo homogéneo del grupo de modelación 3, se obtuvo el redireccionamiento del nivel freático hacia el túnel y el incremento de la deformación máxima, validando el análisis acoplado de flujo y deformación en la roca.

Sobre el actor de seguridad:

- En los modelos homogéneos se obtienen factores de seguridad significativamente superiores a los casos anisotrópicos, debido a los altos valores de sus parámetros geotécnicos. En consonancia con los análisis de esfuerzos y deformaciones, a mayor grado de fracturación se generan mayores condiciones de inestabilidad. En ese sentido, mediante este parámetro se confirma la influencia del modelo estructural, ortótropo o transversalmente isotrópico, en la movilización de resistencia. Obteniéndose para todas las simulaciones ortótropas un menor valor.
- Para los modelos anisotrópicos, como es de esperarse, a mayor cobertura los factores de seguridad se reducen, pasando de ser del orden de 10 en los grupos de modelación 3 y 4 a factores de seguridad cercanos a 5 cuando la cobertura se incrementa 50 m. En condiciones secas y precisamente debido a la ausencia de agua, se obtienen factores de seguridad muy elevados, en comparación con los modelos en condición de saturación.

Sobre el caso de estudio:

- La estructura geométrica de la combinación 6 (O42) del grupo de modelación 3 es utilizada para la aplicación de los parámetros del proyecto real. Con estos valores,

las deformaciones máximas alrededor del túnel en el modelo homogéneo y el modelo anisotrópico superan el criterio de aceptación elegido (0,1% del radio). El valor máximo obtenido para el modelo de referencia es de 7 mm. y el correspondiente al caso de estudio es de 92 mm.

- Los valores de subsidencia también son mayores a los del modelo de referencia, superando el criterio de aceptación de 10 mm y llegando a alcanzar 17 mm.
- La diferencia entre los valores del coeficiente de presión lateral del caso de estudio y del grupo de modelación 3, genera un estado de esfuerzos distinto en el modelo, como es esperado.
- Las máximas deformaciones se encuentran en los costados del túnel, cuando se utilizan las condiciones geométricas de la combinación 6. Lo anterior sucede por el efecto combinado de la generación de bloques de roca y el mayor valor del coeficiente de presión lateral en esa dirección.
- El caudal total obtenido para el caso de estudio en condición anisotrópica es superior en 330 m³/día/m o 0,004 m³/s/m al correspondiente del modelo de referencia. Lo anterior demuestra la influencia de la nueva configuración de esfuerzos sobre las discontinuidades y el material rocoso, con relación a los cambios de flujo.
- Como se espera, hay una reducción significativa del factor de seguridad en comparación con los valores correspondientes del modelo de referencia y entre el modelo homogéneo y el modelo anisotrópico, para el mismo grupo de modelación. En este escenario se obtiene el mínimo factor de seguridad entre todas las modelaciones del proyecto: 1,5.

Al final del manual de referencia del programa Plaxis 2D® se incluye una extensa lista con las limitaciones del mismo, en cuanto a los procedimientos de determinación de los esfuerzos iniciales, los tipos de cálculo, entre otros aspectos. Por lo anterior, se debe recordar que estas simulaciones son solo una aproximación teórica al comportamiento del

macizo rocoso. Consecuentemente, además del cuidado en la selección de los parámetros geotécnicos y los tipos de análisis, es conveniente realizar la comparación de los resultados obtenidos entre diferentes herramientas y metodologías de modelación. Para el presente proyecto, se efectuó un ejercicio de comparación con el programa RS2, obteniéndose un comportamiento geotécnico similar.

Kolymbas (2005), afirma que si bien la modelación computacional tiene una aplicación común en el diseño de túneles, sus predicciones muchas veces no son convincentes y por lo tanto, en el proceso constructivo los resultados de los cálculos no son integrados adecuadamente. Por lo anterior, y a pesar de las limitaciones de los programas y de la obtención de información geotécnica, se invita a realizar la caracterización de las propiedades anisotrópicas de los macizos rocosos en las simulaciones numéricas, lo que puede redundar en análisis más realistas y útiles, y consecuentemente, en diseños de túneles más seguros.

A. Anexo: Desarrollo matemático del acoplamiento hidromecánico

Los siguientes análisis son tomados de Neuzil (2003) y representan la traducción literal de lo establecido por este autor.

Poroelasticidad

Al tratar de explicar la dependencia temporal de la consolidación de suelos y sedimentos después de la carga, Terzaghi desarrolló dos ideas cruciales, las nociones de esfuerzo efectivo y la difusión de la presión del fluido por el flujo (Terzaghi 1923). El concepto de Terzaghi de esfuerzo efectivo, que puede ser enunciado como:

$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - p \quad (1)$$

En este concepto aparentemente simple, el esfuerzo efectivo vertical, σ'_{zz} , o la parte del esfuerzo vertical que tiende a comprimir la matriz porosa, es igual a la carga aplicada σ_{zz} menos la presión del fluido de poros p , que soporta parte de la carga. Así, la consolidación podría estar ligada directamente a la disipación del exceso de presión de los fluidos.

Terzaghi fue el primero en utilizar una ecuación de difusión para describir esta disipación, a saber:

$$\frac{k}{a} \frac{\partial^2 p'}{\partial z^2} = \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (2)$$

Como en la elasticidad, la poroelasticidad define las deformaciones en la matriz porosa en términos de desplazamientos. En concreto, las seis componentes de la deformación se definen por:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} \\
\varepsilon_{yy} &= \frac{\partial v}{\partial y} \\
\varepsilon_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z} \\
\varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\
\varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \\
\varepsilon_{yz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)
\end{aligned}
\tag{3}$$

donde ε es la deformación, y u , v y w son los desplazamientos en las direcciones de las coordenadas x , y , y z . Los índices repetidos indican contracción o expansión y los índices mixtos indican cizalladura.

La poroelasticidad puede utilizarse para analizar fenómenos dinámicos como las ondas elásticas en los sólidos porosos (Biot 1956b; 1956c). Sin embargo, las interacciones mecánicas fluido-sólido de interés desde una perspectiva geológica son generalmente elastostáticas, lo que significa que las aceleraciones pueden ser ignoradas. Aunque estos sistemas evolucionan con el tiempo, las fuerzas están equilibradas y ese equilibrio se expresa en las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} &= 0
\end{aligned}
\tag{4}$$

donde σ denota las tensiones en las caras de un volumen de la formación porosa. Este volumen representativo elemental (REV, por sus siglas en inglés) es lo suficientemente

pequeño como para que variables como el esfuerzo o la presión del fluido tengan valores únicos y definidos, pero lo suficientemente grande como para ser representado por valores medios de propiedades del medio. De forma análoga a la notación de la deformación, los índices repetidos indican esfuerzos normales y los índices mixtos indican esfuerzos de cizallamiento. Las ecuaciones (4) se utilizarán para describir los cambios de esfuerzo, en lugar de valores absolutos de esfuerzo, lo que permite desprestigiar la gravedad como una fuerza de cuerpo constante.

Nur y Byerlee (1971) generalizaron la ley de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1), como:

$$\frac{\sigma'_{kk}}{3} = \frac{\sigma_{kk}}{3} - \alpha p \quad (5)$$

Aquí $\sigma_{kk} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$ es el cambio en la suma de los esfuerzos normales o esfuerzos volumétricos, $\sigma'_{kk} = \sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}$ es el cambio en el esfuerzo efectivo volumétrico, y α es el coeficiente de Biot e igual $1 - K/K_s$, donde K es el módulo aparente del medio poroso y K_s es el módulo aparente de los granos sólidos. El cambio en la presión del fluido se denota por p . La ecuación (5) describe con precisión el comportamiento de las rocas en condiciones de laboratorio. Se podría anticipar que a medida que la porosidad se acerca a cero, K debe acercarse a K_s . La ecuación (5) muestra que cuando esto sucede, la influencia de la presión de poros en el esfuerzo efectiva desaparece, como es de esperarse.

La ecuación (5) implica que la deformación volumétrica $\varepsilon_{kk} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$ está relacionada con el esfuerzo efectivo y no con el esfuerzo total. En concreto,

$$\varepsilon_{kk} = \frac{1}{K} \left(\frac{\sigma_{kk}}{3} - \alpha p \right) \quad (6)$$

Por analogía con la teoría elástica lineal, las ecuaciones constitutivas poroelásticas para la deformación pueden expresarse como:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{xx} - \frac{\vartheta}{1 + \vartheta} \sigma_{kk} \right] - \frac{\alpha}{3K} p - \alpha_T T$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{yy} - \frac{\vartheta}{1 + \vartheta} \sigma_{kk} \right] - \frac{\alpha}{3K} p - \alpha_T T$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{zz} &= \frac{1}{2G} \left[\sigma_{zz} - \frac{\vartheta}{1+\vartheta} \sigma_{kk} \right] - \frac{\alpha}{3K} p - \alpha_T T \\ \varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2G} \sigma_{xy} \\ \varepsilon_{yz} &= \frac{1}{2G} \sigma_{yz} \\ \varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2G} \sigma_{xz}\end{aligned}\quad (7)$$

donde G es el módulo de cizallamiento, ϑ es la relación de Poisson α_T es el coeficiente de expansividad térmica lineal del medio poroso, y T es la temperatura. Si se consideran nulos los efectos de la presión y la temperatura del fluido en la deformación, los términos que contienen p y T en la Ec. (7) son cero y las expresiones se reducen a las relaciones constitutivas estándar para un sólido elástico. Las relaciones constitutivas también pueden ser escritas con el esfuerzo como variable dependiente. Sumando las tres primeras ecuaciones de (7) y resolviendo para σ_{kk} se obtiene:

$$\sigma_{kk} = G \frac{2(1+\vartheta)}{(1-2\vartheta)} \varepsilon_{kk} + 3\alpha p + G \frac{4(1+\vartheta)}{(1-2\vartheta)} \alpha_T T \quad (8)$$

Sustituyendo (8) en (7) se puede obtener:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= 2G \varepsilon_{xx} + 2G \frac{\vartheta}{1-2\vartheta} \varepsilon_{kk} + \alpha p + 2G \frac{1+\vartheta}{1-2\vartheta} \alpha_T T \\ \sigma_{yy} &= 2G \varepsilon_{yy} + 2G \frac{\vartheta}{1-2\vartheta} \varepsilon_{kk} + \alpha p + 2G \frac{1+\vartheta}{1-2\vartheta} \alpha_T T \\ \sigma_{zz} &= 2G \varepsilon_{zz} + 2G \frac{\vartheta}{1-2\vartheta} \varepsilon_{kk} + \alpha p + 2G \frac{1+\vartheta}{1-2\vartheta} \alpha_T T \\ \sigma_{xy} &= 2G \varepsilon_{xy} \\ \sigma_{yz} &= 2G \varepsilon_{yz} \\ \sigma_{xz} &= 2G \varepsilon_{xz}\end{aligned}\quad (9)$$

Las descripciones de la deformación en una formación poroelástica pueden plantearse en términos de desplazamientos, esfuerzos o deformaciones. Las ecuaciones para los desplazamientos se obtienen sustituyendo las ecuaciones constitutivas de los esfuerzos (9) en las ecuaciones de equilibrio de fuerzas (4). Los términos de deformación se escriben entonces en términos de los desplazamientos de sus componentes como en (3). Las ecuaciones de desplazamiento resultantes son:

$$\begin{aligned}
 G\nabla^2 u + \frac{G}{1-2\nu} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right] &= \alpha \frac{\partial p}{\partial x} + G \frac{2(1+\nu)}{1-2\nu} \alpha_T \frac{\partial T}{\partial x} \\
 G\nabla^2 v + \frac{G}{1-2\nu} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial y \partial x} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial z} \right] &= \alpha \frac{\partial p}{\partial y} + G \frac{2(1+\nu)}{1-2\nu} \alpha_T \frac{\partial T}{\partial y} \\
 G\nabla^2 w + \frac{G}{1-2\nu} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial z \partial x} + \frac{\partial^2 v}{\partial z \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right] &= \alpha \frac{\partial p}{\partial z} + G \frac{2(1+\nu)}{1-2\nu} \alpha_T \frac{\partial T}{\partial z}
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

Los desplazamientos en las formaciones poroelásticas (a partir de los cuales esfuerzos y deformaciones pueden ser calculados) se rigen por las ecuaciones (10) y las condiciones de contorno de los desplazamientos.

Si las ecuaciones gobernantes deben ser formuladas en términos de la deformación o el esfuerzo, se requiere un paso adicional. Las seis componentes de la deformación (y por extensión, los seis componentes distintos componentes del esfuerzo) están determinadas únicamente por tres componentes del desplazamiento [u , v y w en (3)]. Por lo tanto, los componentes de la deformación y esfuerzo no son independientes; más bien, existen interrelaciones entre ellos conocidas como condiciones de compatibilidad. Estas condiciones pueden derivarse de las definiciones de los componentes de la deformación (3). Mediante diferenciación parcial y la manipulación de (3), como detallada Timoshenko y Goodier (1987) o Wang (2000). Se puede obtener el siguiente conjunto de relaciones de compatibilidad:

$$\begin{aligned}
 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x^2} \\
 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{yz}}{\partial y \partial z} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial y^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{zx}}{\partial z \partial x} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial z^2} \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y \partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} \right) \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial z \partial x} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{yx}}{\partial z} \right) \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x \partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \varepsilon_{zy}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{zx}}{\partial y} - \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} \right)
\end{aligned}
\tag{11}$$

Sustituyendo las relaciones constitutivas de las deformaciones en términos de las tensiones (7) y las ecuaciones de equilibrio de fuerzas (4) en las relaciones de compatibilidad, se obtienen las ecuaciones que rigen la de la deformación escritas en términos de esfuerzos, a saber:

$$\begin{aligned}
\nabla^2 \sigma_{xx} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial x^2} - \frac{1-2\vartheta}{1-\vartheta} \alpha \left[\frac{1-\vartheta}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \nabla^2 p \right] - 2G\alpha_T \left[\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{1+\vartheta}{1-\vartheta} \nabla^2 T \right] &= 0 \\
\nabla^2 \sigma_{yy} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial y^2} - \frac{1-2\vartheta}{1-\vartheta} \alpha \left[\frac{1-\vartheta}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \nabla^2 p \right] - 2G\alpha_T \left[\frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{1+\vartheta}{1-\vartheta} \nabla^2 T \right] &= 0 \\
\nabla^2 \sigma_{zz} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial z^2} - \frac{1-2\vartheta}{1-\vartheta} \alpha \left[\frac{1-\vartheta}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \nabla^2 p \right] - 2G\alpha_T \left[\frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + \frac{1+\vartheta}{1-\vartheta} \nabla^2 T \right] &= 0 \\
\nabla^2 \sigma_{xy} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial x \partial y} - \frac{1-2\vartheta}{1+\vartheta} \alpha \frac{\partial^2 p}{\partial x \partial y} - 2G\alpha_T \frac{\partial^2 T}{\partial x \partial y} &= 0 \\
\nabla^2 \sigma_{yz} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial y \partial z} - \frac{1-2\vartheta}{1+\vartheta} \alpha \frac{\partial^2 p}{\partial y \partial z} - 2G\alpha_T \frac{\partial^2 T}{\partial y \partial z} &= 0 \\
\nabla^2 \sigma_{xz} + \frac{1}{1+\vartheta} \frac{\partial^2 \sigma_{kk}}{\partial x \partial z} - \frac{1-2\vartheta}{1+\vartheta} \alpha \frac{\partial^2 p}{\partial x \partial z} - 2G\alpha_T \frac{\partial^2 T}{\partial x \partial z} &= 0
\end{aligned}
\tag{12}$$

Sumando las tres primeras ecuaciones de (12) y reordenando, se obtiene una relación relativamente sencilla entre los cambios de tensión, la presión del fluido y la temperatura, a saber:

$$\nabla^2 \sigma_{kk} = \frac{2(1-2\vartheta)}{1-\vartheta} \alpha \nabla^2 p + 4G \frac{1+\vartheta}{1-\vartheta} \alpha_T \nabla^2 T \tag{13}$$

Los esfuerzos (y por tanto la deformación) en una formación poro y termoelástica se rigen por las relaciones de equilibrio de fuerzas y las relaciones de compatibilidad incorporadas en las ecuaciones (12) o (13), sujetas a las condiciones de contorno adecuadas.

Ecuaciones del flujo de fluidos

Aunque las ecuaciones de deformación se basan en el equilibrio de fuerzas, la ecuación del flujo de fluidos se basa en la conservación de la masa, que se puede enunciar como:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho n) + \nabla(\rho q) - J = 0 \quad (14)$$

aquí ρ es la densidad del fluido, n es la porosidad, y q (una cantidad vectorial) es el flujo del fluido de los poros. El primer término de (14) describe los cambios en el fluido almacenado en el REV, y el segundo término describe el flujo neto de fluido a través de las caras del REV. J es una fuente o una salida de fluido, que puede estar en lugares discretos o distribuido de forma arbitraria en el dominio. Haciendo la sustitución $m = \rho n$, m denota la masa del fluido de los poros por volumen de la formación porosa, los cambios en esta cantidad se pueden escribir como:

$$m - m_0 = (\rho - \rho_0)n_0 + \rho_0(n - n_0) \quad (15)$$

Rice y Cleary (1976), entre otros, presentaron la descripción de los cambios de porosidad en términos de módulos de compresión y los trabajos de Palciauskas y Domenico (1982) delinearon los efectos de los cambios de temperatura en la porosidad. Sintetizando sus resultados se obtiene:

$$n - n_0 = -\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s}\right)\frac{\sigma_{kk}}{3} + \left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} - \frac{n}{K_s}\right)p + n_0\alpha_{Tp}T \quad (16)$$

Como una descripción de los cambios de porosidad causados por el esfuerzo, la presión del fluido y los cambios de temperatura. Aquí, α_{Tp} es la expansividad térmica de los poros de la formación. De la misma manera, los cambios de densidad del fluido en respuesta a los cambios de la temperatura y la presión vienen dados por:

$$\rho - \rho_0 = \rho_0 \frac{p}{K_f} - \rho_0 \alpha_{Tf} dT \quad (17)$$

aquí K_f es el módulo de masa del fluido y α_{Tf} es su expansividad térmica volumétrica. Sustituyendo (17) y (16) en (15) se obtiene:

$$m - m_0 = -\rho_0 \left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) \frac{\sigma_{kk}}{3} + \rho_0 \left[\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) + \left(\frac{n_0}{K_f} - \frac{n_0}{K_s} \right) \right] p - \rho_0 n_0 (\alpha_{Tp} - \alpha_{Tf}) T \quad (18)$$

El equilibrio de fuerzas se aplica tanto al fluido como al medio poroso, pero se manifiesta a través de una relación constitutiva entre el flujo de fluido y las fuerzas que lo impulsan. Para casi todas las aplicaciones geotécnicas, la relación constitutiva adecuada es la ley de Darcy, que puede expresarse como:

$$q = -\frac{\mathbf{k}}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla z) \quad (19)$$

donde \mathbf{k} (un tensor de segundo orden) es la permeabilidad de la formación, μ es la viscosidad dinámica del fluido, g es la aceleración gravitacional y z es la elevación sobre un punto de referencia arbitrario.

La ley de Darcy puede escribirse en notación indicial como:

$$q_i = -\frac{k_{ij}}{\mu} \left(\frac{\partial p}{\partial x_j} + \rho g \frac{\partial z}{\partial x_j} \right) \quad (19a)$$

La ley de Darcy muestra que el flujo de fluidos es impulsado por gradientes de energía de presión y de elevación, y sustituyendo las ecuaciones (19a) y (18) en el de la conservación de la masa del fluido (14) se obtiene:

$$\nabla \frac{k\rho}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla z) = \rho \left[\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) + \left(\frac{n}{K_f} - \frac{n}{K_s} \right) \right] \frac{\partial p}{\partial t} - \rho \left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) \frac{\partial \sigma_t}{\partial t} - n\rho (\alpha_{Tf} - \alpha_{Tp}) \frac{\partial T}{\partial t} - J \quad (20)$$

La cantidad $\sigma_t = \sigma_{kk}/3$ denota el esfuerzo medio normal o medio total.

En esta parte del análisis, es útil introducir el concepto de almacenamiento específico tridimensional S_{s3} , y la eficiencia de carga tridimensional β , que

se definen como:

$$S_{s3} = \rho g \left[\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) + \left(\frac{n}{K_f} - \frac{n}{K_s} \right) \right] \quad (21)$$

y

$$\beta = \frac{\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right)}{\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) + \left(\frac{n}{K_f} - \frac{n}{K_s} \right)} \quad (22)$$

β también se conoce como coeficiente de Skempton, en honor a Alec Westley Skempton, quien fue el primero en discutir su significado (Skempton 1954). Tiene una interpretación física como la relación entre el cambio en la presión del fluido y el cambio en el esfuerzo total en condiciones no drenadas, lo que significa que no hay cambio en la masa del fluido. Para los medios altamente compresibles β se aproxima a la unidad, mientras que en medios muy rígidos puede ser cerca de cero. Sustituyendo estas definiciones en la ecuación (20) se obtiene:

$$\nabla \frac{k\rho g}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla z) = S_{s3} \frac{\partial p}{\partial t} - S_{s3} \beta \frac{\partial \sigma_t}{\partial t} - \rho g n \Delta \frac{\partial T}{\partial t} - gJ \quad (23)$$

como la ecuación gobernante para el flujo de fluido de los poros. La nueva cantidad Δ es un coeficiente de respuesta térmica para el sistema de medio fluido-poroso y es igual a $\alpha_{Tf} - \alpha_{Tp}$. Los términos del lado derecho de la ecuación (23) describen los efectos del almacenamiento de fluido, cambios de esfuerzo, cambios de temperatura y fuentes de fluido, respectivamente. En proyectos geológicos, por ejemplo, el término de fuente de fluido puede representar la generación de petróleo u otros fluidos.

Una forma alternativa de la ecuación (23) puede escribirse en términos de la deformación en lugar del esfuerzo. Resolviendo (6) para $\sigma_t = \sigma_{kk}/3$, y sustituyendo el resultado en (23) se obtiene:

$$\nabla \frac{k\rho g}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla z) = S'_{s3} \frac{\partial p}{\partial t} - \rho g \alpha \frac{\partial \varepsilon_{kk}}{\partial t} - \rho g n \Delta \frac{\partial T}{\partial t} - gJ \quad (24)$$

Donde el almacenamiento específico tridimensional modificado es definido como

$$S'_{s3} = \rho g \left[\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) (\alpha + 1) + \left(\frac{n}{K_f} - \frac{n}{K_s} \right) \right] \quad (25)$$

Acoplamiento de las ecuaciones de Flujo y Deformación

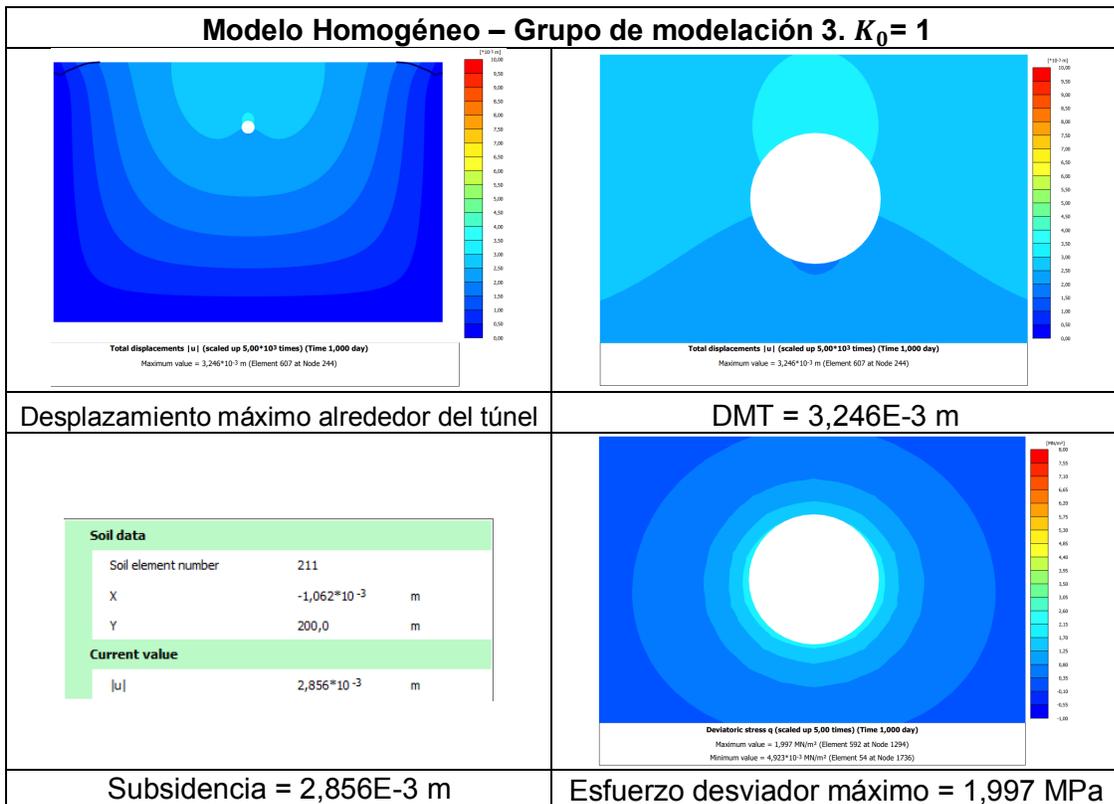
Las ecuaciones (23) y (24) son versiones de las ecuaciones de flujo transitorio ampliamente utilizadas por los hidrogeólogos. El término de esfuerzo o deformación proporciona el acoplamiento entre la deformación y el flujo al representar cambios en el espacio de los poros disponible para el fluido.

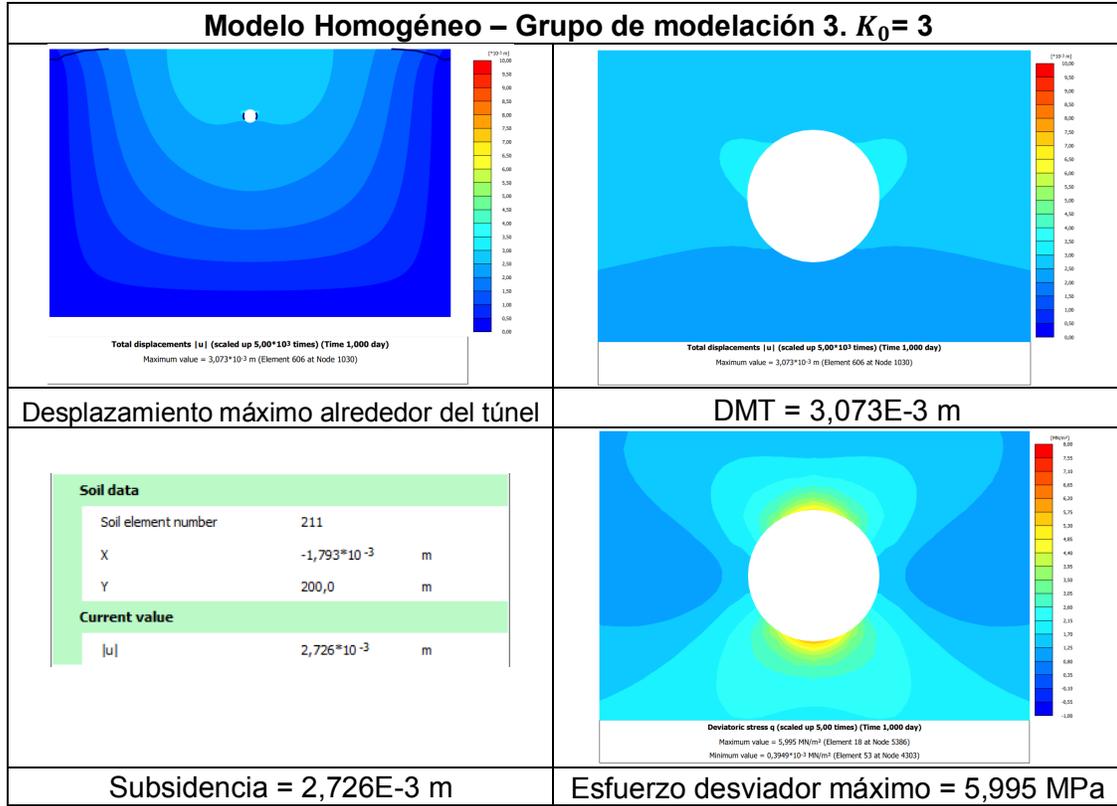
La descripción del flujo y la deformación del fluido totalmente acoplados en dos o tres dimensiones requiere resolver (a) las ecuaciones de desplazamiento (10) o las ecuaciones de deformación o esfuerzo que incorporan el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad como (12) o (13) y (b) una ecuación de flujo (por ejemplo, 23) de forma acoplada.

Las soluciones se obtienen de manera general numéricamente, y el acoplamiento requiere resolver las ecuaciones secuencialmente en cada paso de tiempo para obtener el nuevo valor de presión o esfuerzo/deformación, iterando si es necesario. Las condiciones iniciales y de contorno deben ser especificadas tanto para la deformación como para el flujo de fluidos.

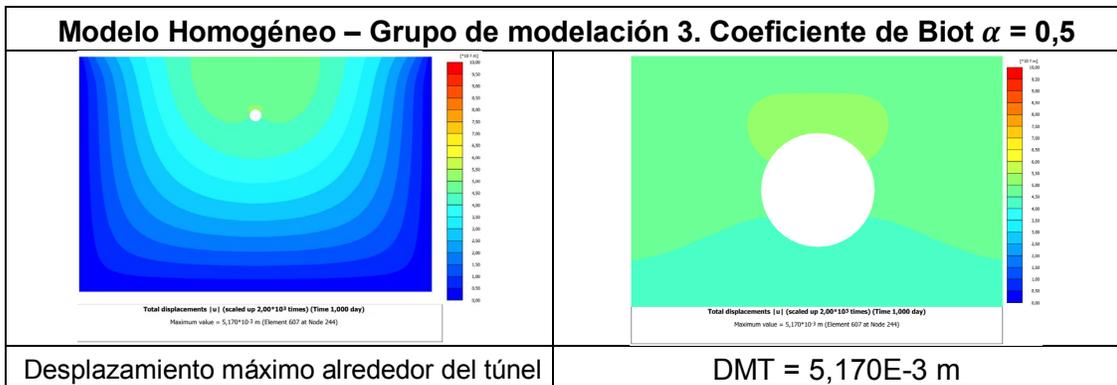
B. Anexo: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 1 y 2.

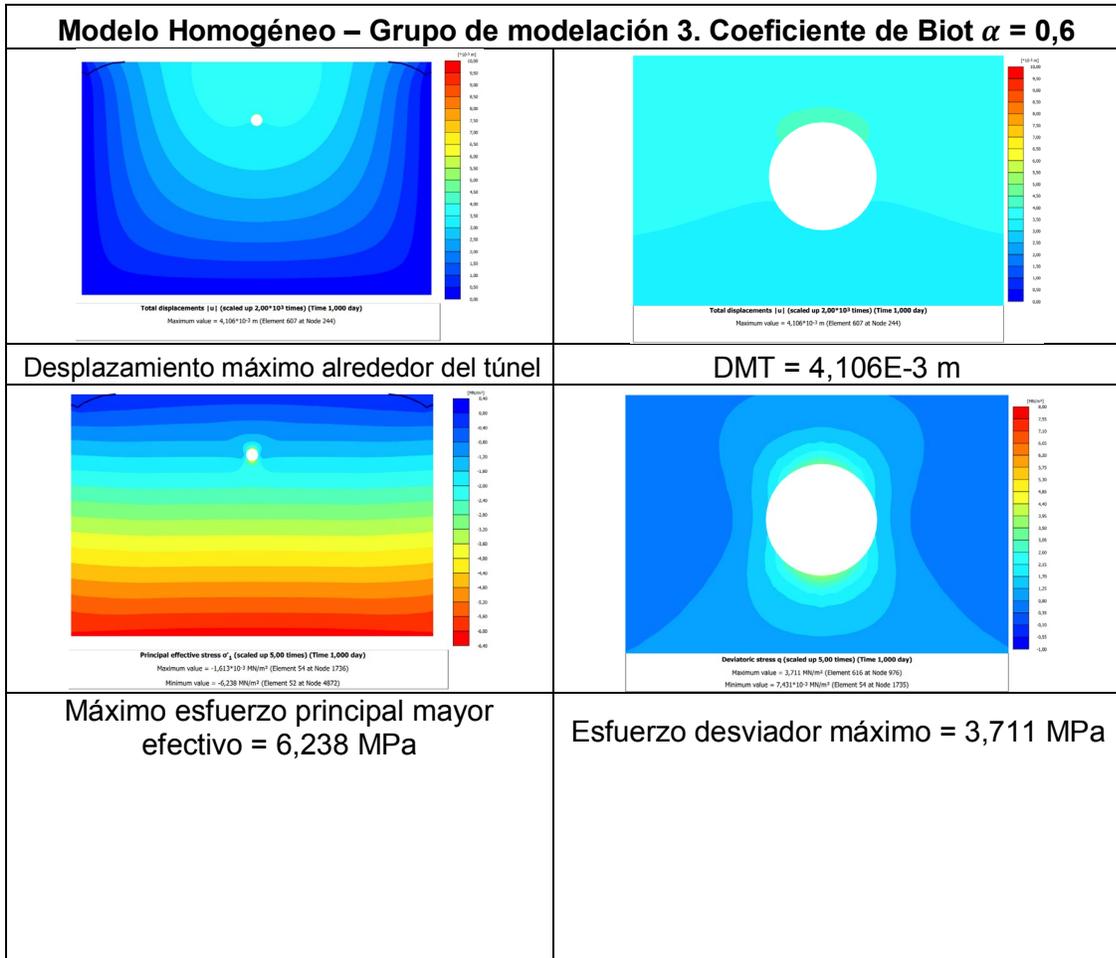
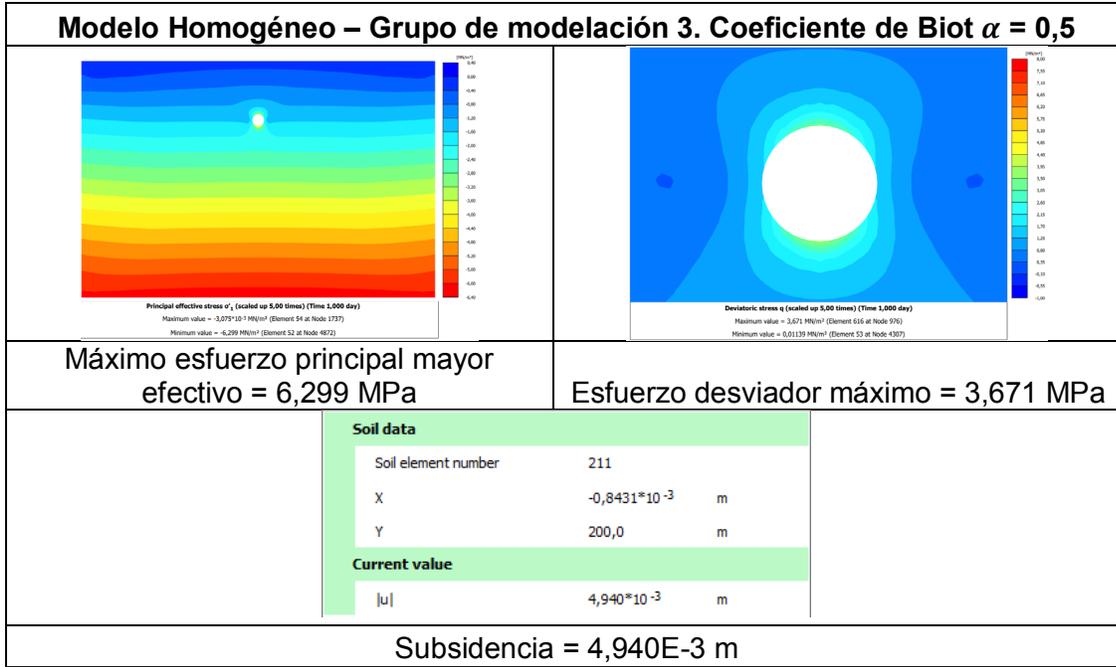
DMT: Desplazamiento máximo alrededor del túnel.





Las modelaciones referentes al valor $K_0 = 2$, son las correspondientes al modelo homogéneo del grupo de modelación 3.





Modelo Homogéneo – Grupo de modelación 3. Coeficiente de Biot $\alpha = 0,6$

Soil data		
Soil element number	211	
X	$-0,3314 \cdot 10^{-3}$	m
Y	200,0	m
Current value		
$ u $	$3,843 \cdot 10^{-3}$	m

Subsidencia = $3,843E-3$ m

Modelo Homogéneo – Grupo de modelación 3. Coeficiente de Biot $\alpha = 0,8$

Total displacements $|u|$ (scaled up $5,00 \cdot 10^3$ times) (Time 1,000 day)
Maximum value = $2,117 \cdot 10^{-3}$ m (Element 642 at Node 160)

Total displacements $|u|$ (scaled up $5,00 \cdot 10^3$ times) (Time 1,000 day)
Maximum value = $2,117 \cdot 10^{-3}$ m (Element 642 at Node 160)

Desplazamiento máximo alrededor del túnel DMT = $2,117E-3$ m

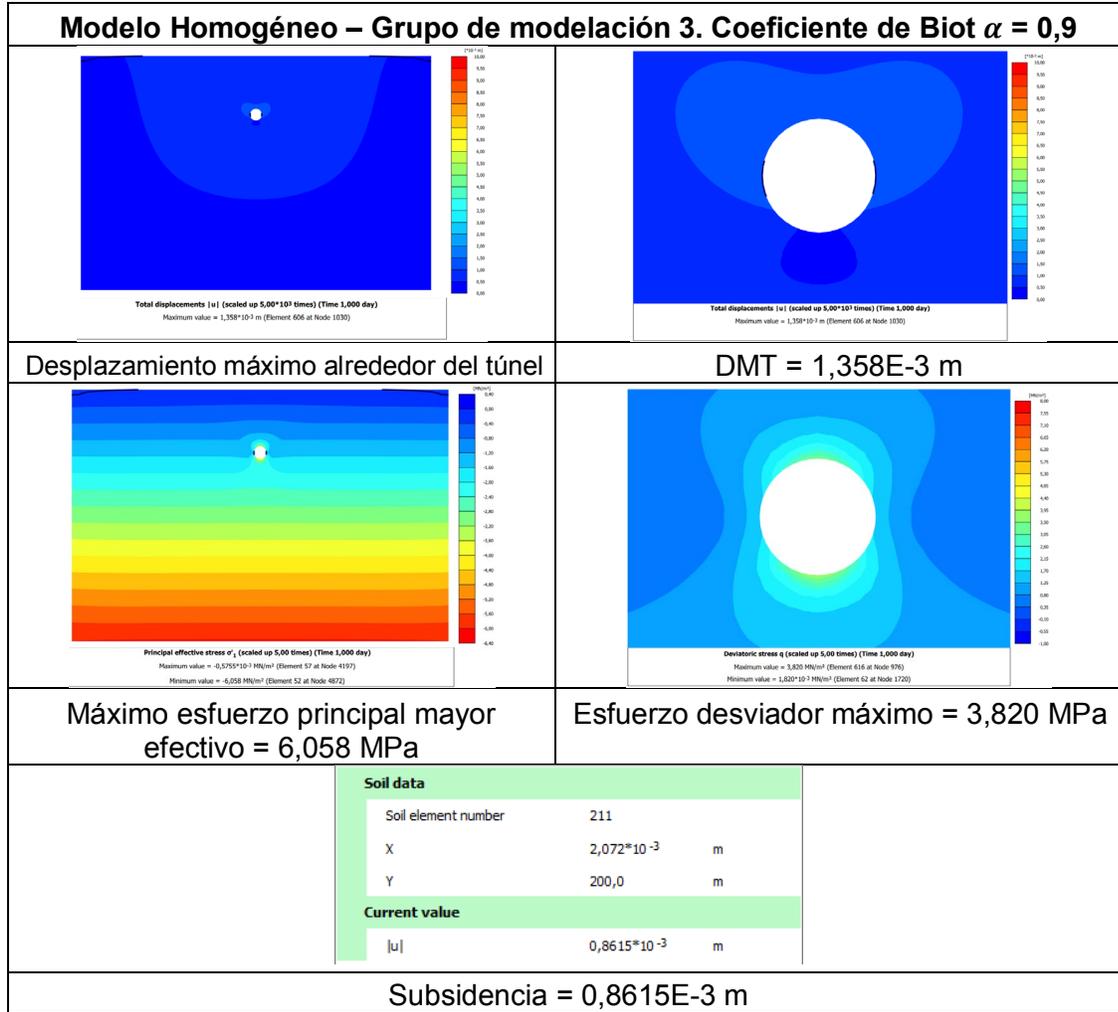
Principal effective stress σ_1 (scaled up 5,00 times) (Time 1,000 day)
Maximum value = $6,116 \cdot 10^7$ Pa (Element 53 at Node 4303)
Minimum value = $-6,116 \cdot 10^6$ Pa (Element 52 at Node 4872)

Deviatoric stress σ (scaled up 5,00 times) (Time 1,000 day)
Maximum value = $3,785 \cdot 10^7$ Pa (Element 616 at Node 976)
Minimum value = $-1,521 \cdot 10^7$ Pa (Element 53 at Node 4303)

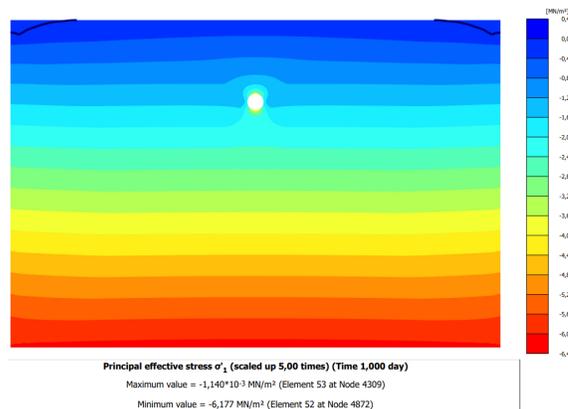
Máximo esfuerzo principal mayor efectivo = $6,116$ MPa Esfuerzo desviador máximo = $3,785$ MPa

Soil data		
Soil element number	45	
X	$-0,01379$	m
Y	200,0	m
Current value		
$ u $	$1,793 \cdot 10^{-3}$	m

Subsidencia = $1,793E-3$ m

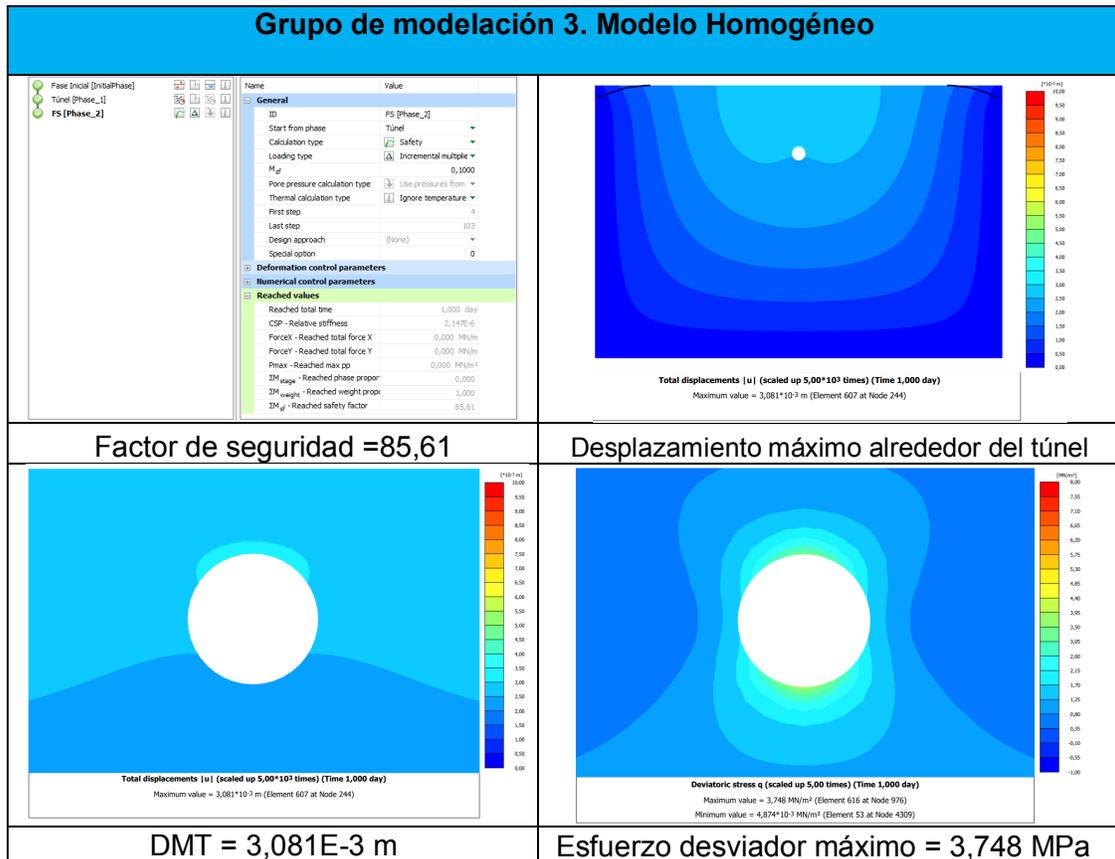


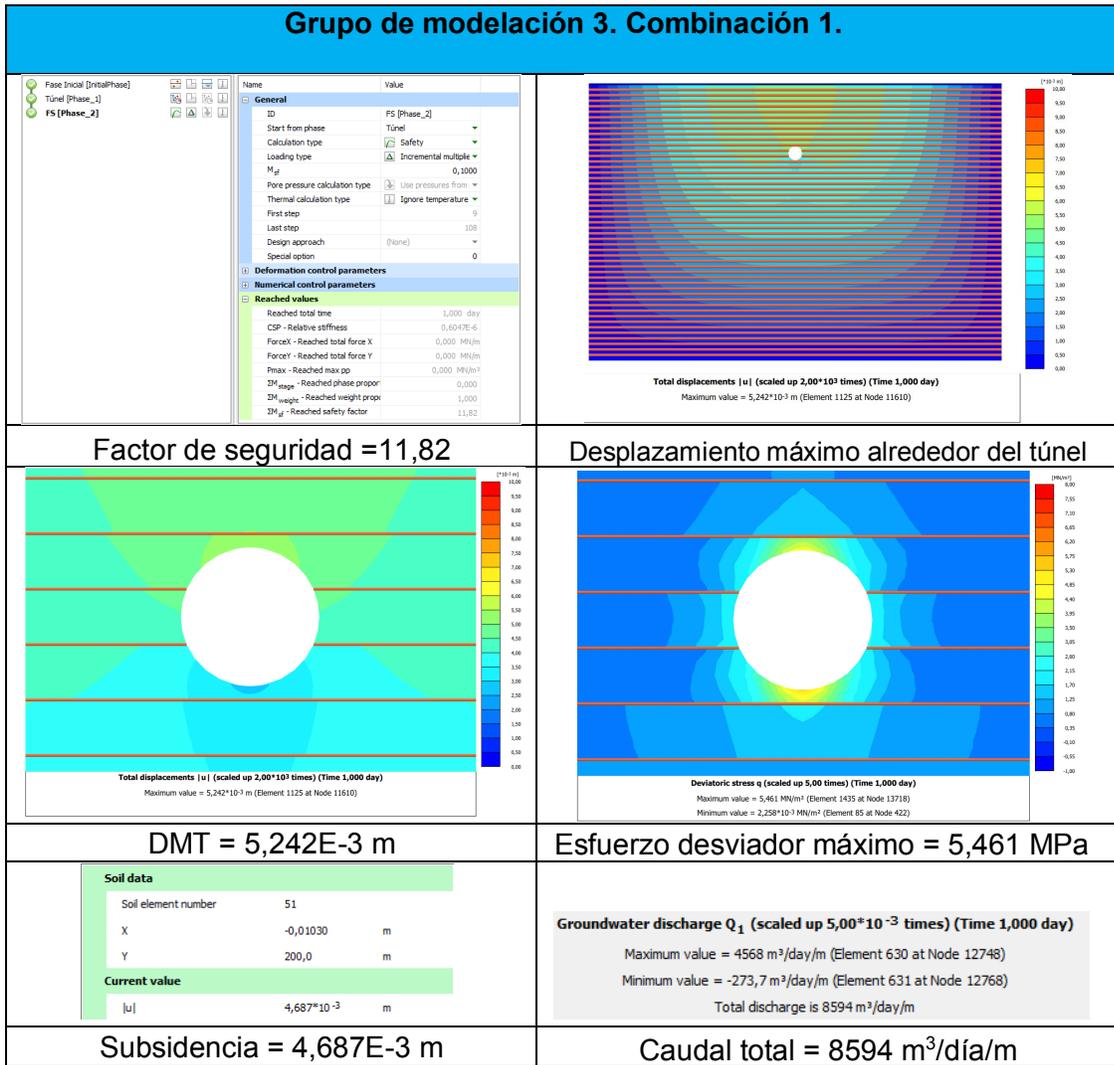
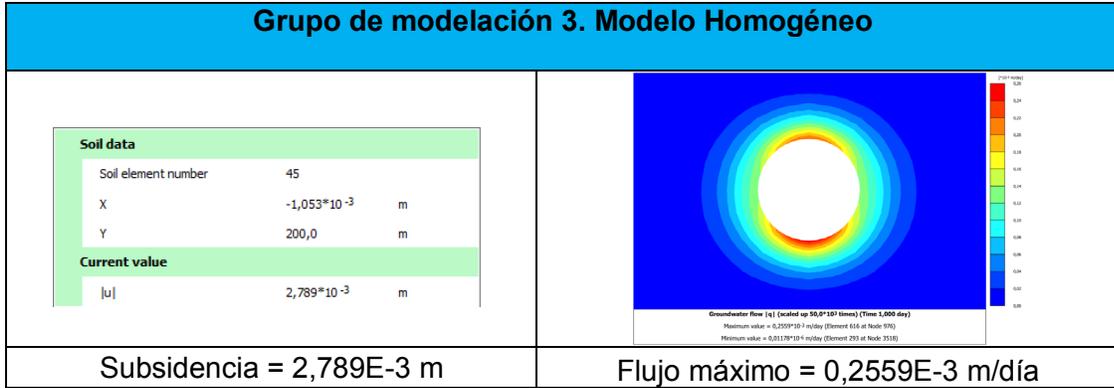
El coeficiente de Biot $\alpha = 0,7$, corresponde al modelo homogéneo del grupo de modelación 3. El máximo esfuerzo principal mayor efectivo para ese modelo es 6,177 MPa, como se observa a continuación:

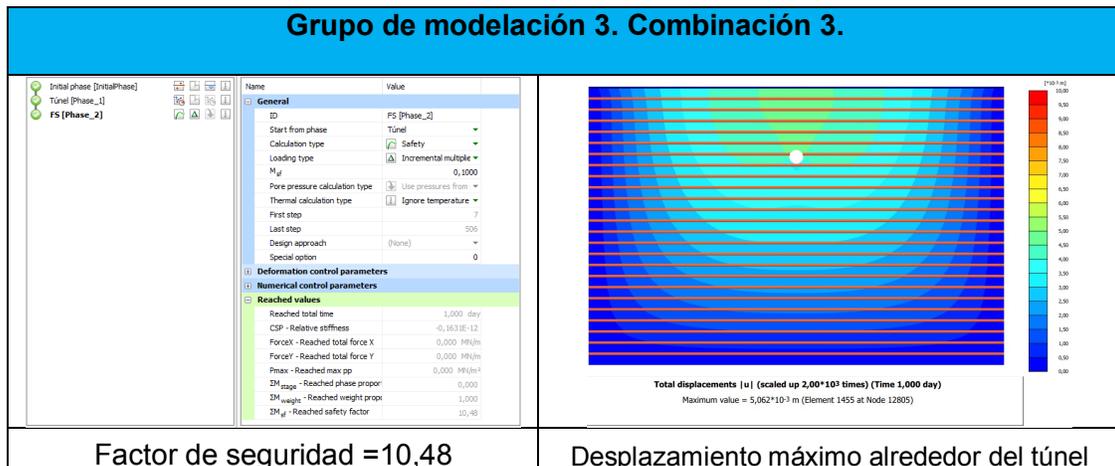
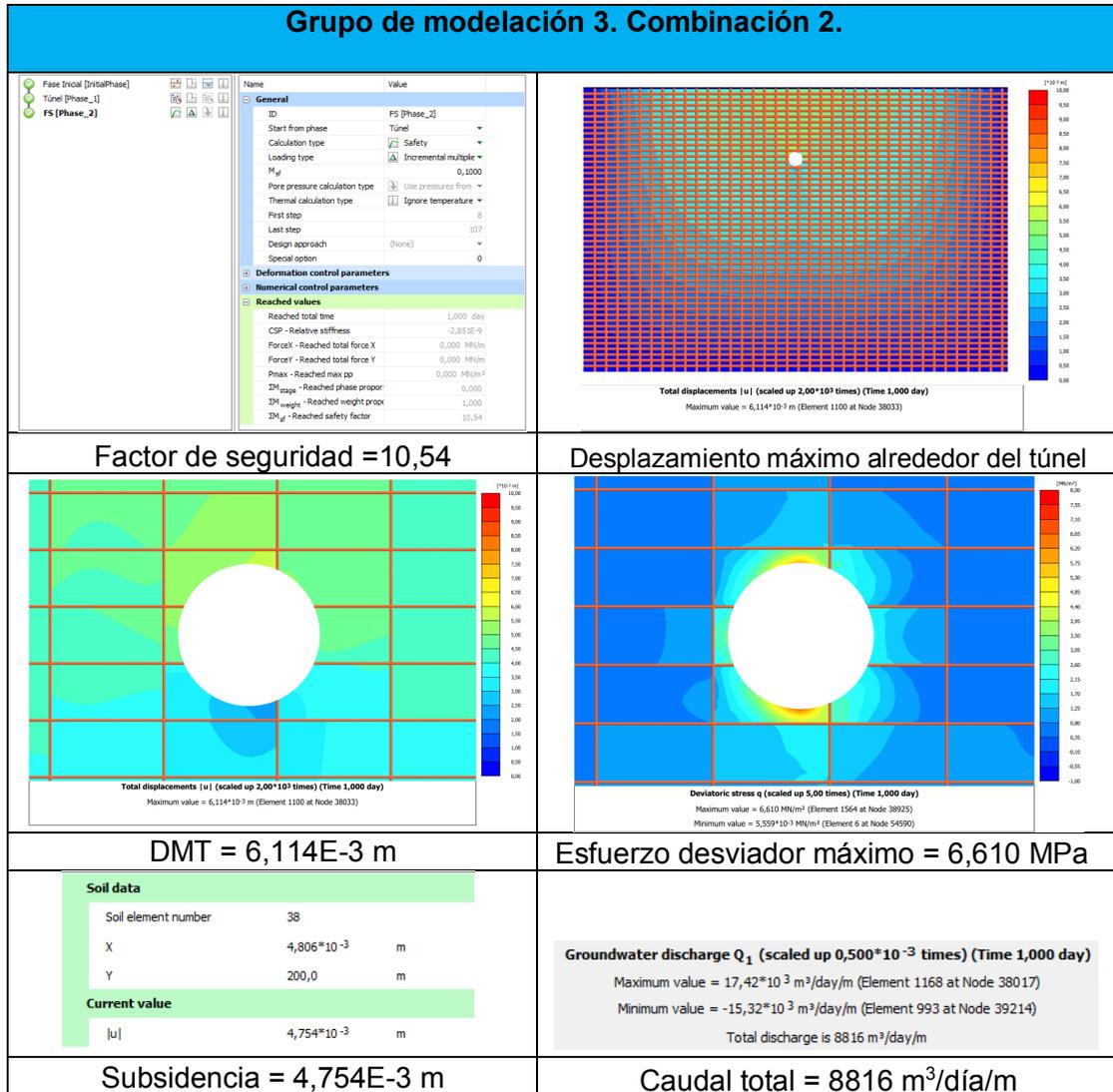


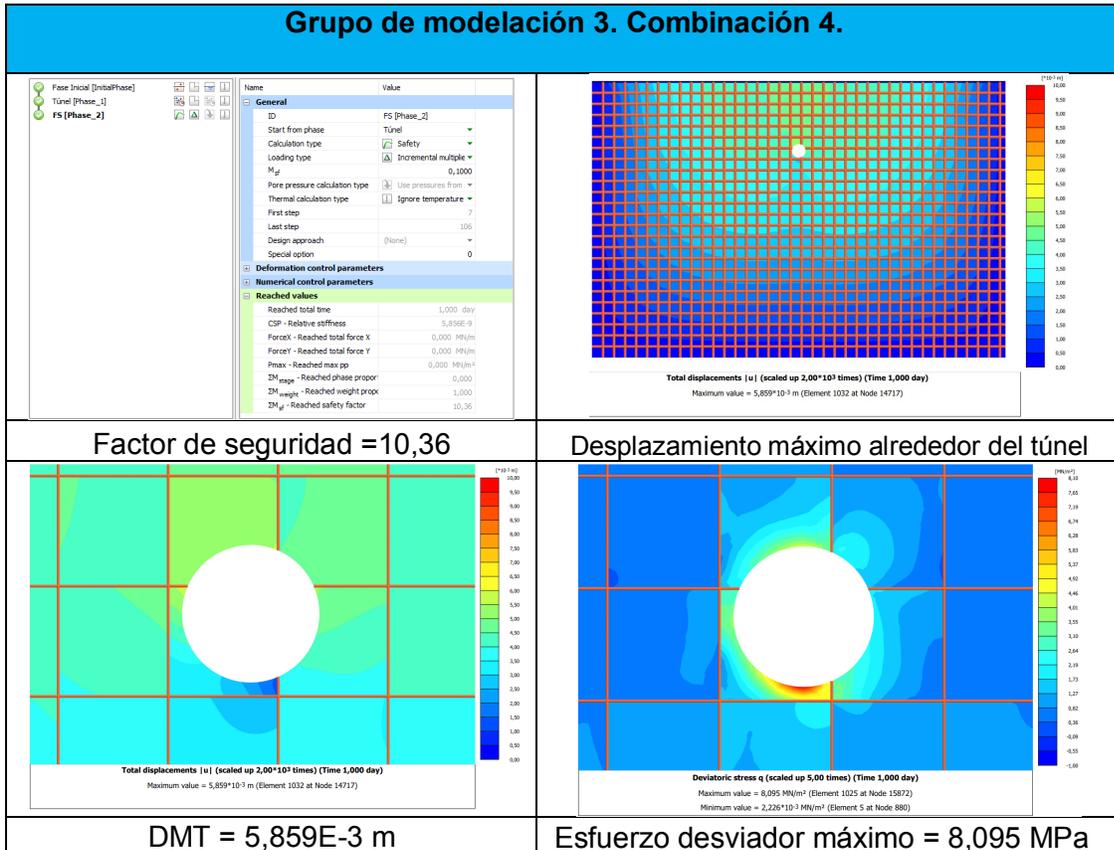
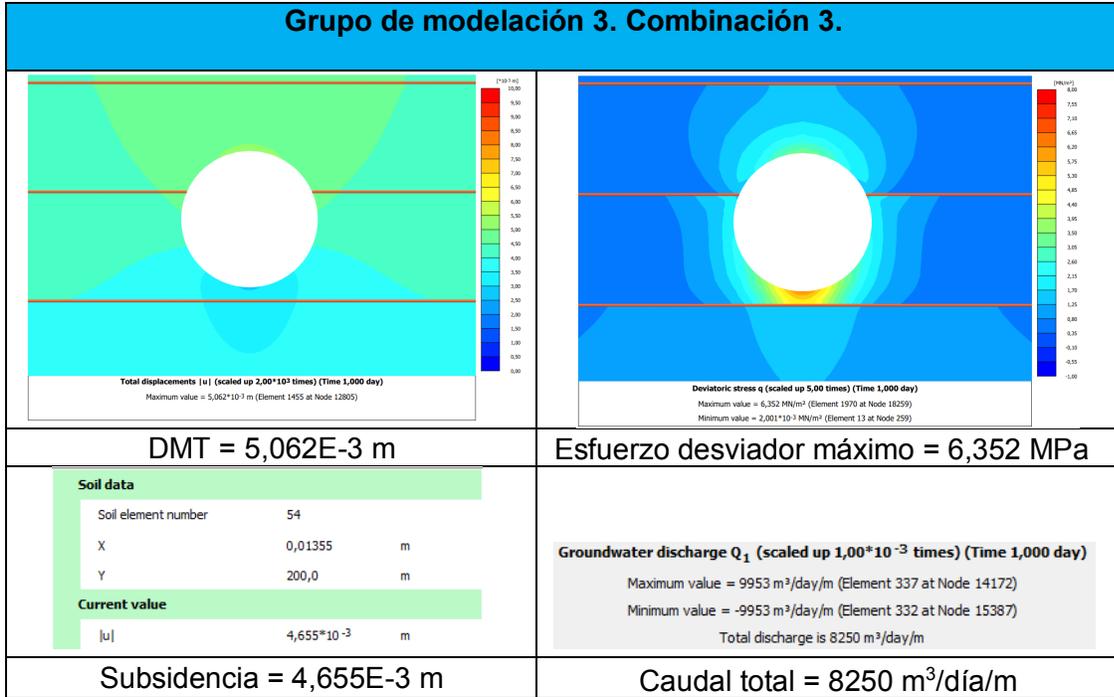
C. Anexo: Resultados de la modelación – Grupos de modelación 3 a 6

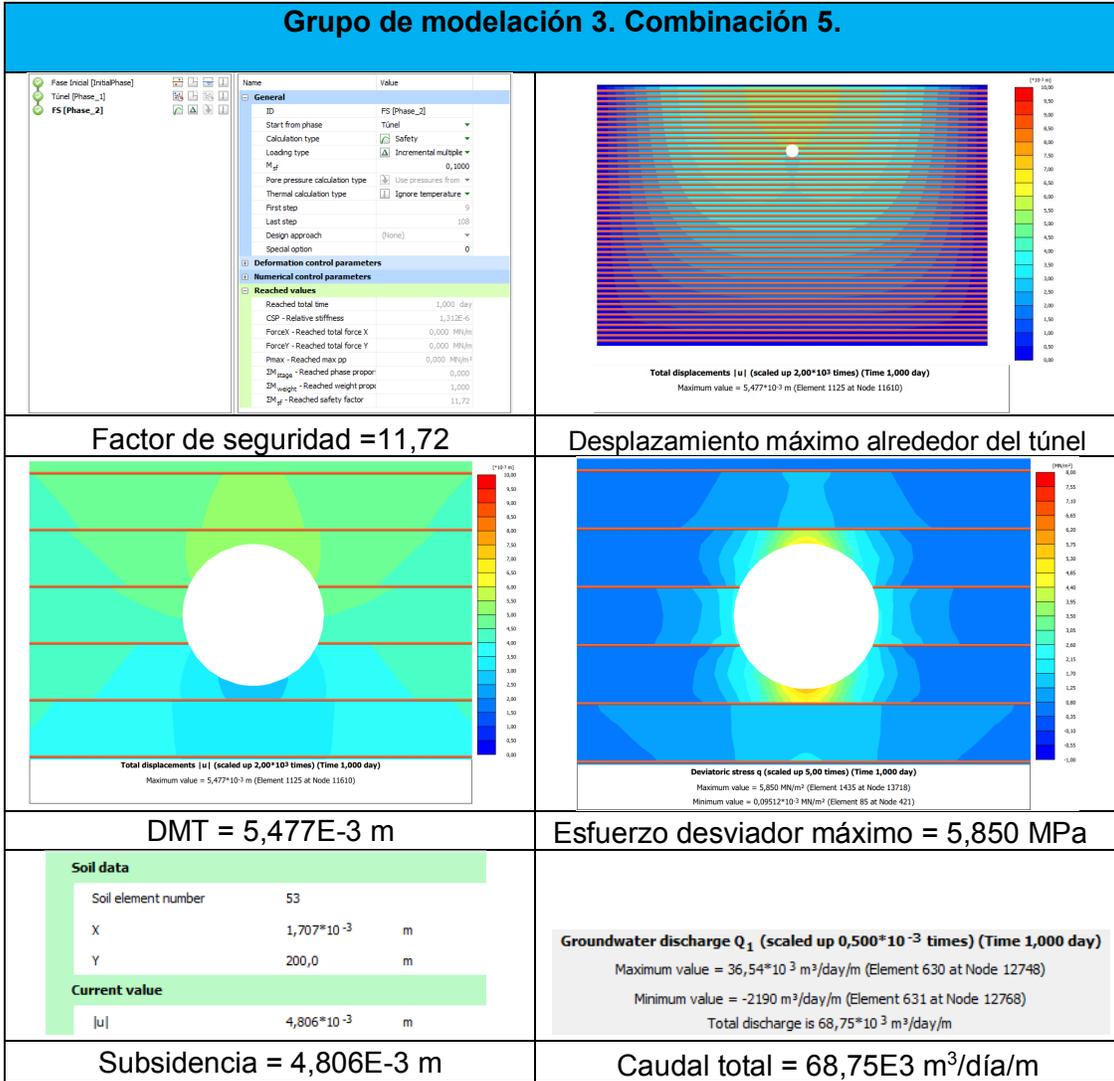
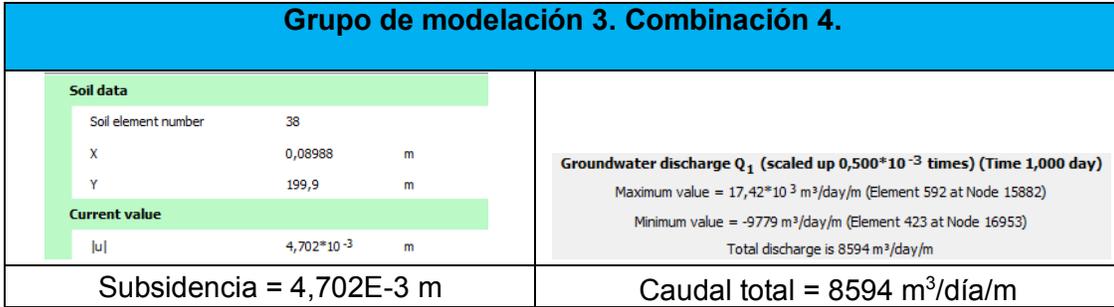
DMT: Desplazamiento máximo alrededor del túnel.

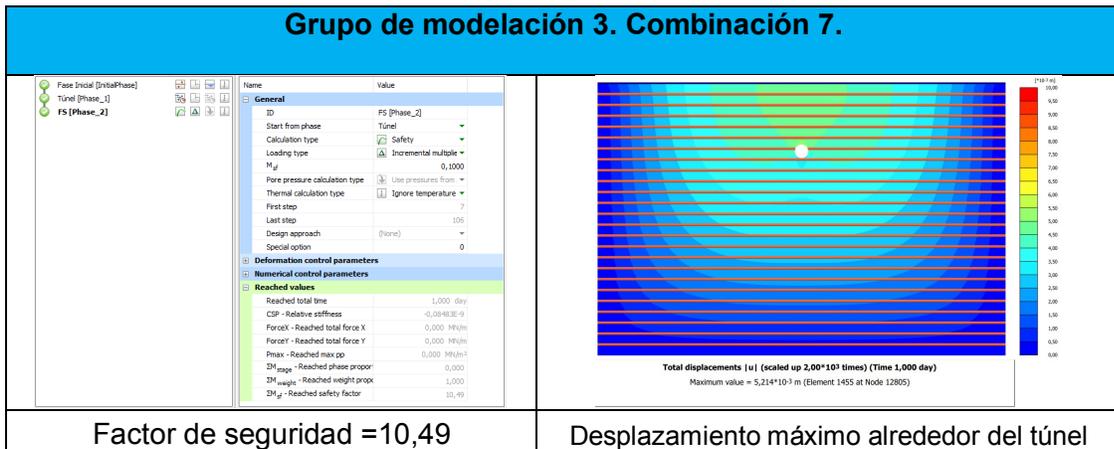
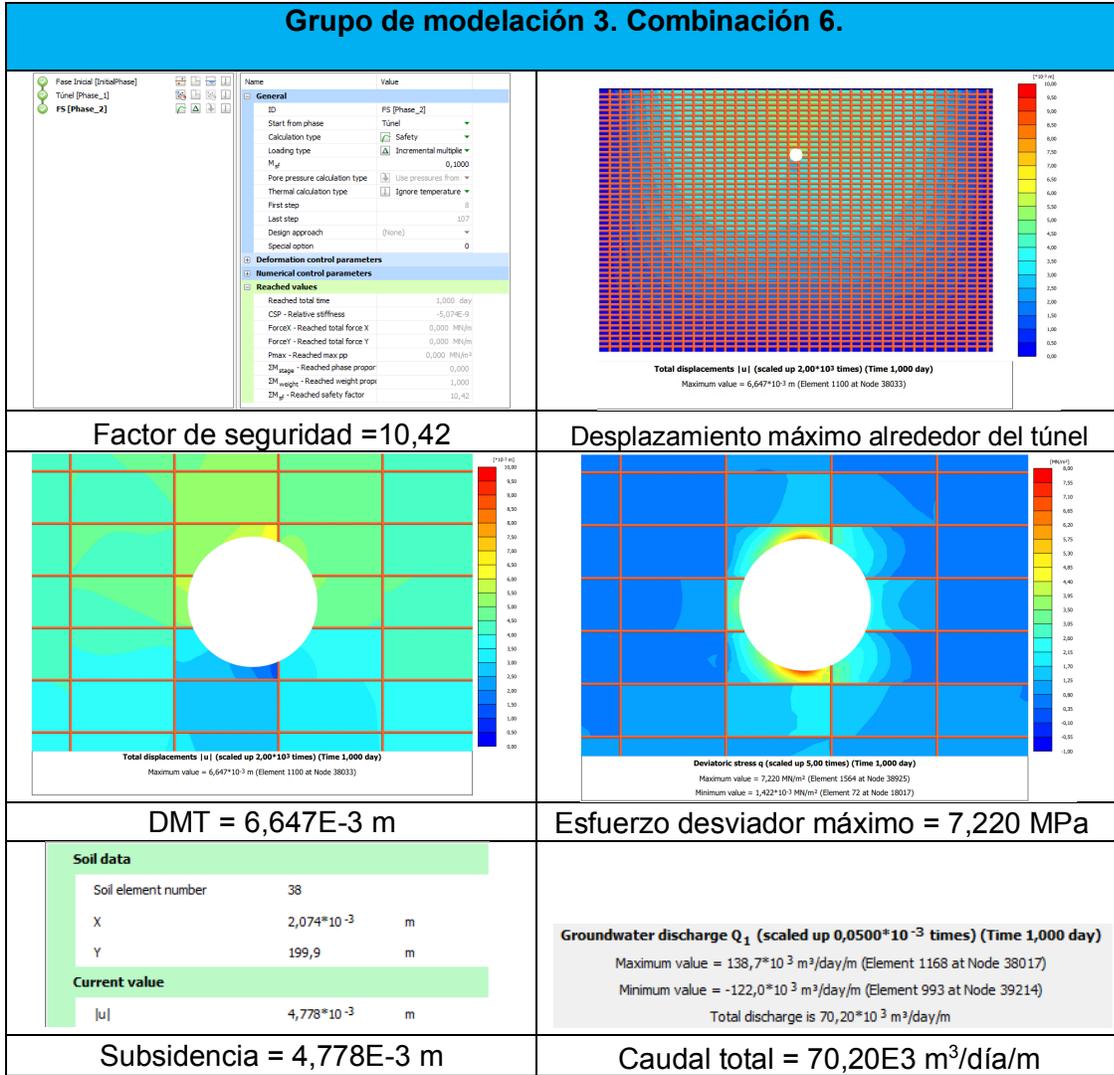


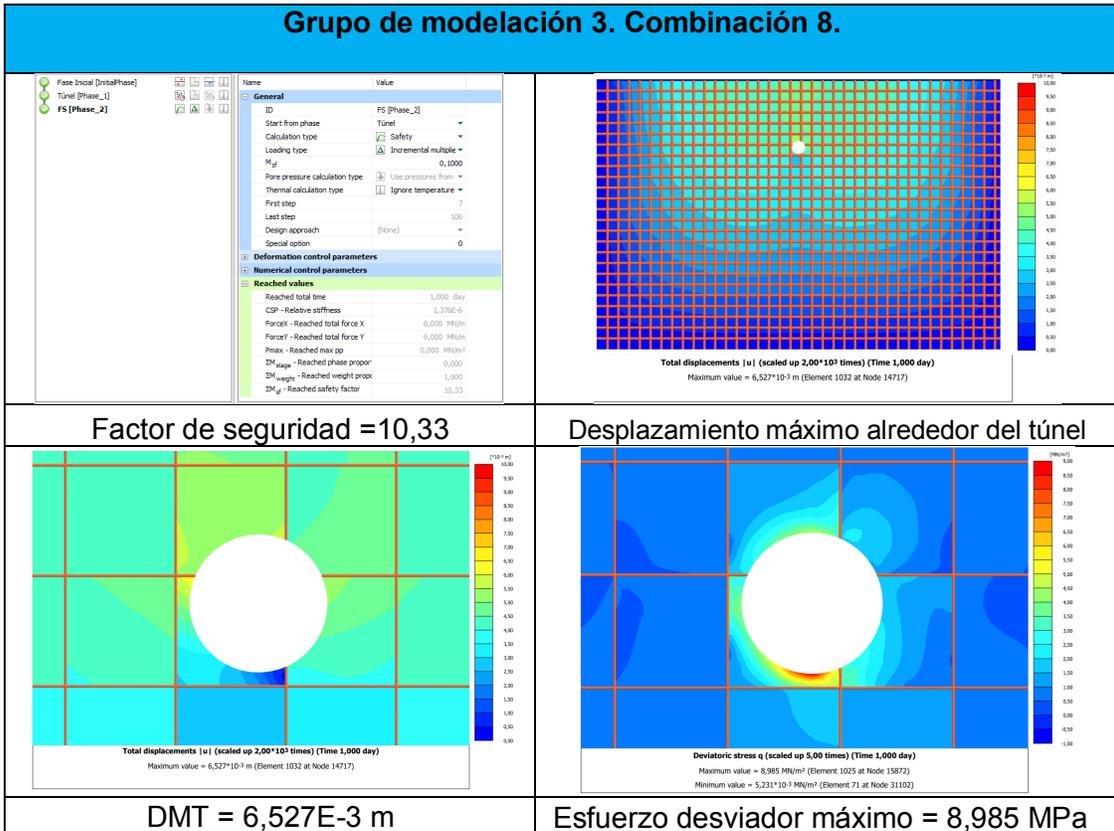
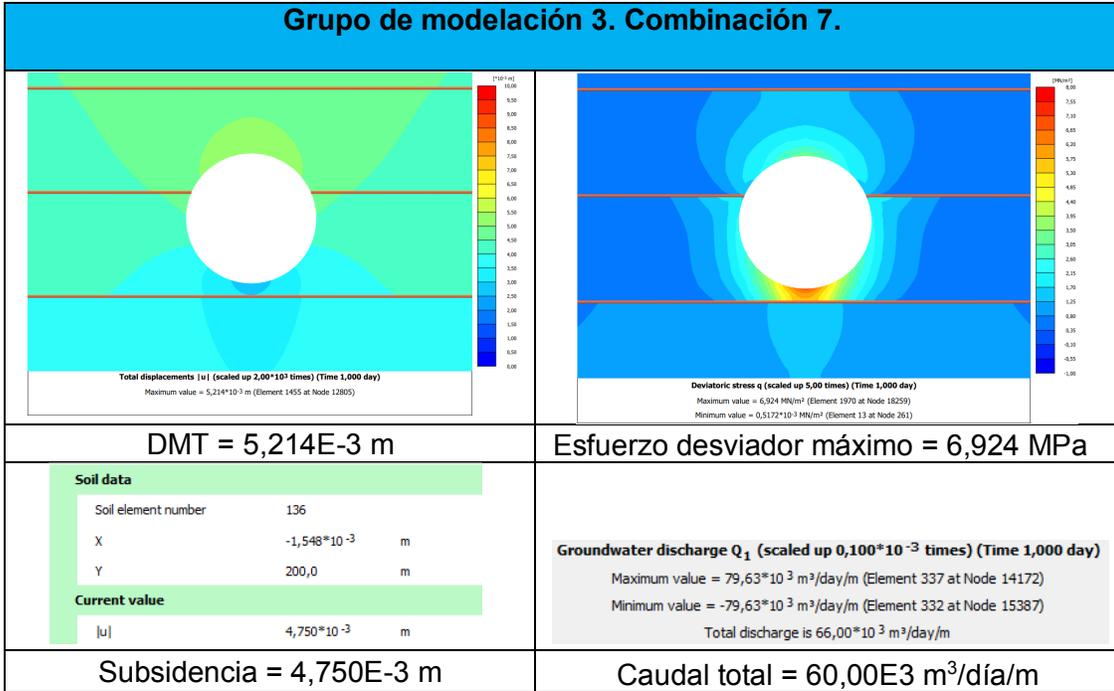








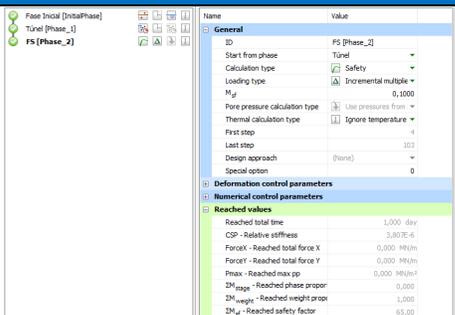
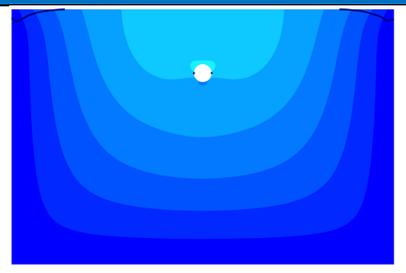
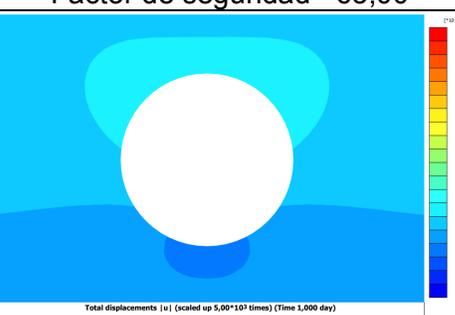
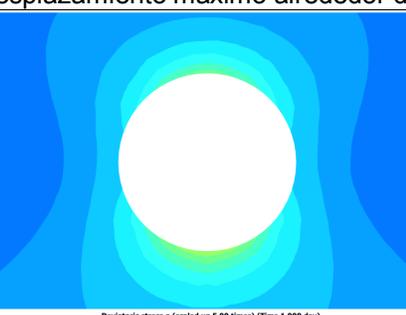
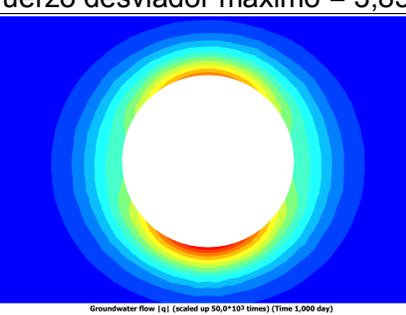


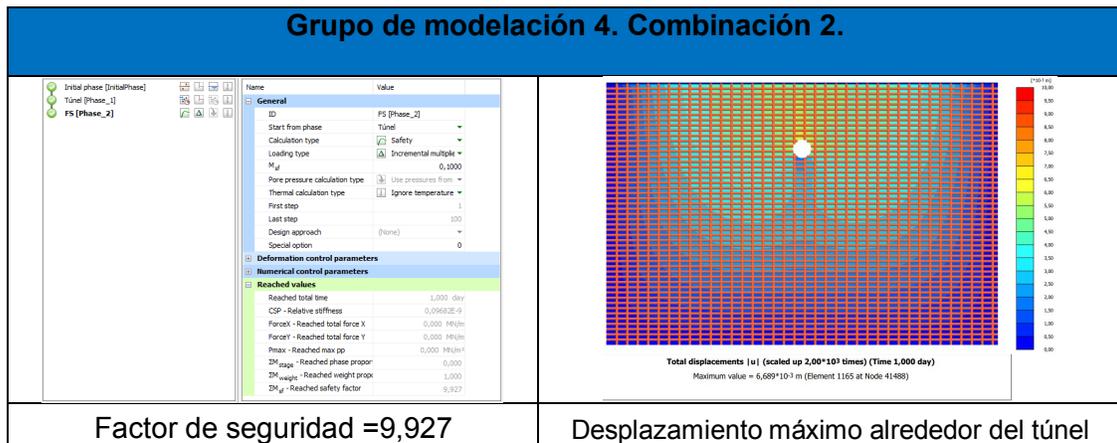
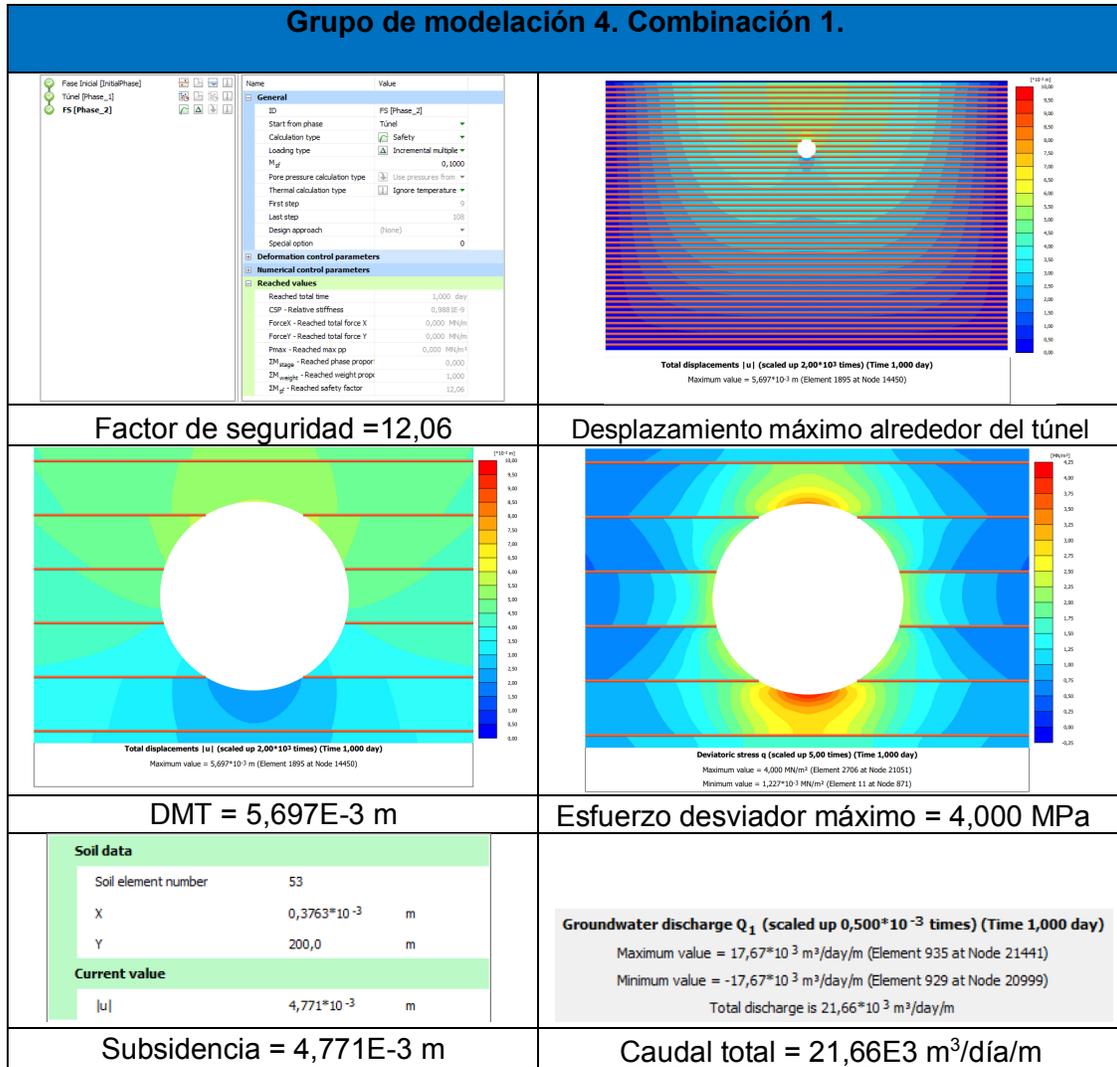


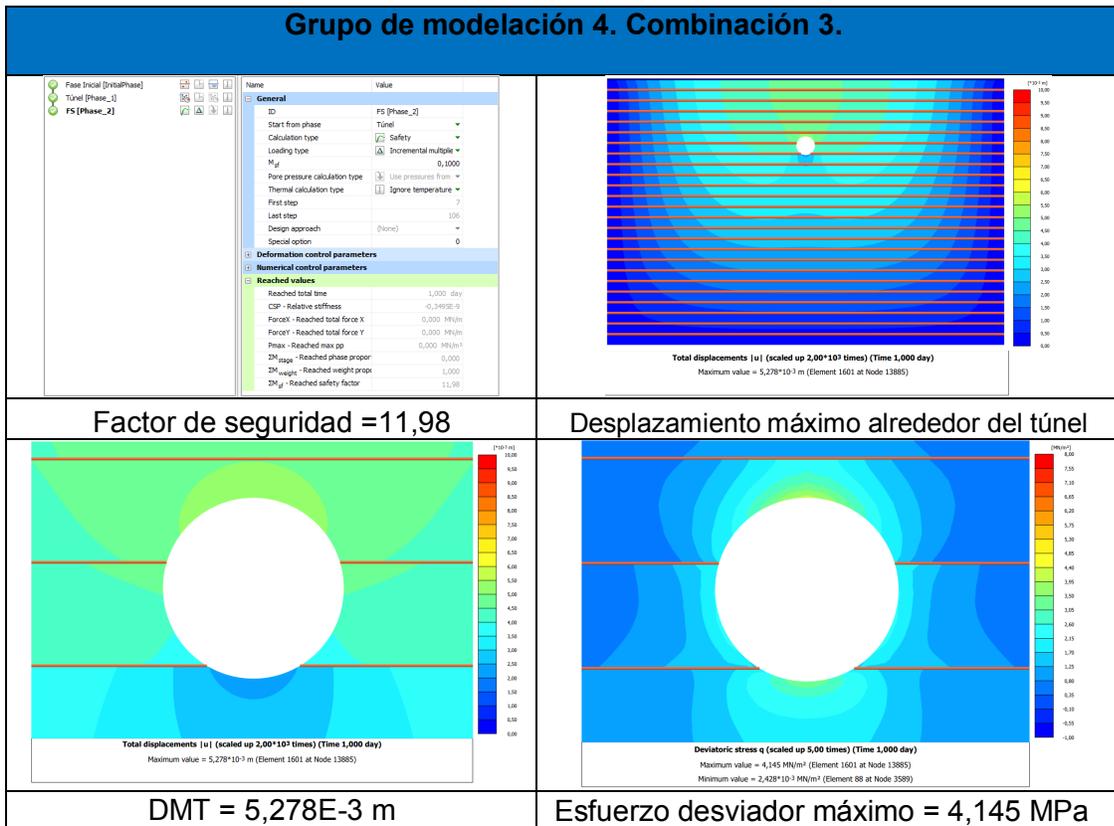
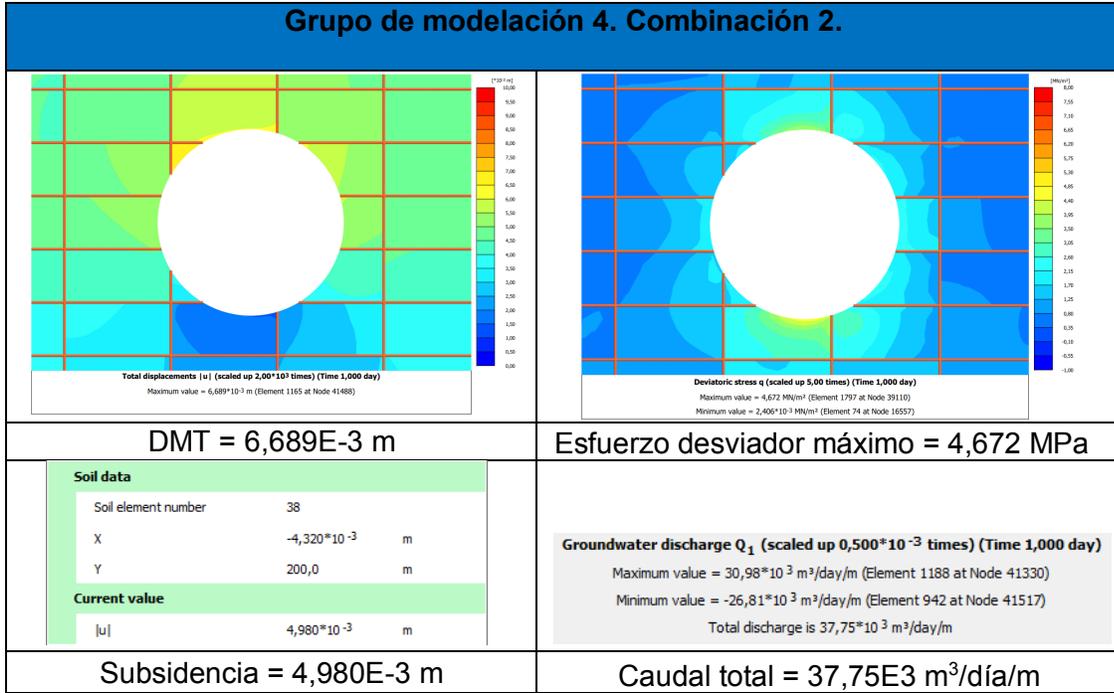
Grupo de modelación 3. Combinación 8.

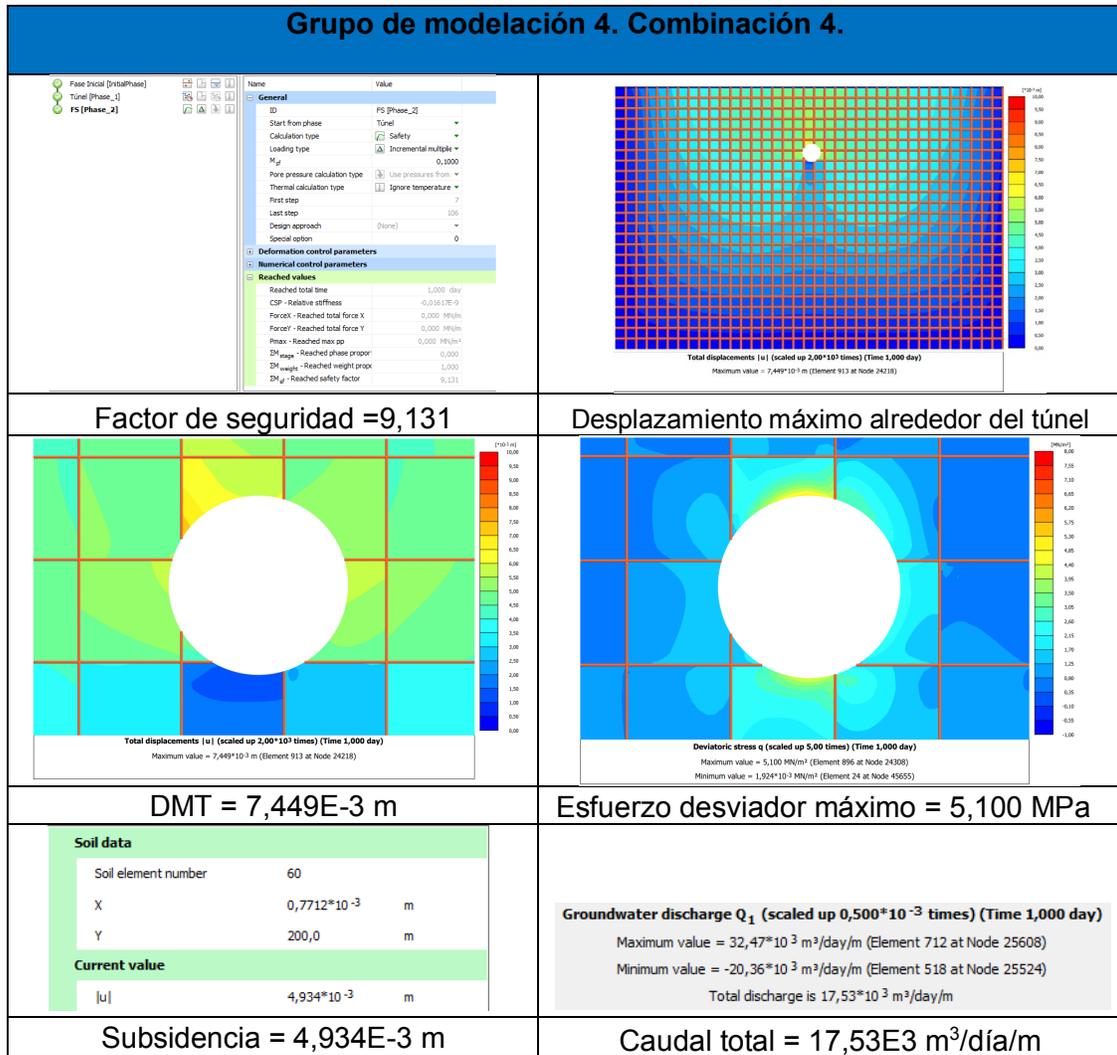
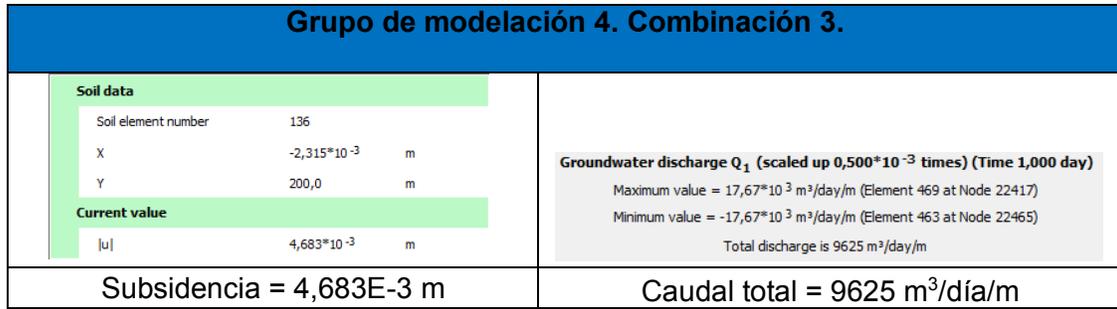
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #90EE90;">Soil data</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Soil element number</td> <td style="padding: 2px;">38</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">X</td> <td style="padding: 2px;">-0,01552</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Y</td> <td style="padding: 2px;">200,0</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #90EE90;">Current value</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"> u </td> <td style="padding: 2px;">$4,696 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> </table>	Soil data			Soil element number	38		X	-0,01552	m	Y	200,0	m	Current value			u	$4,696 \cdot 10^{-3}$	m	<p>Groundwater discharge Q_1 (scaled up $0,0500 \cdot 10^{-3}$ times) (Time 1,000 day)</p> <p>Maximum value = $139,3 \cdot 10^3$ m³/day/m (Element 592 at Node 15882)</p> <p>Minimum value = $-78,23 \cdot 10^3$ m³/day/m (Element 423 at Node 16953)</p> <p>Total discharge is $68,75 \cdot 10^3$ m³/day/m</p>
Soil data																			
Soil element number	38																		
X	-0,01552	m																	
Y	200,0	m																	
Current value																			
u	$4,696 \cdot 10^{-3}$	m																	
Subsidencia = $4,696 \cdot 10^{-3}$ m	Caudal total = $68,75 \cdot 10^3$ m³/día/m																		

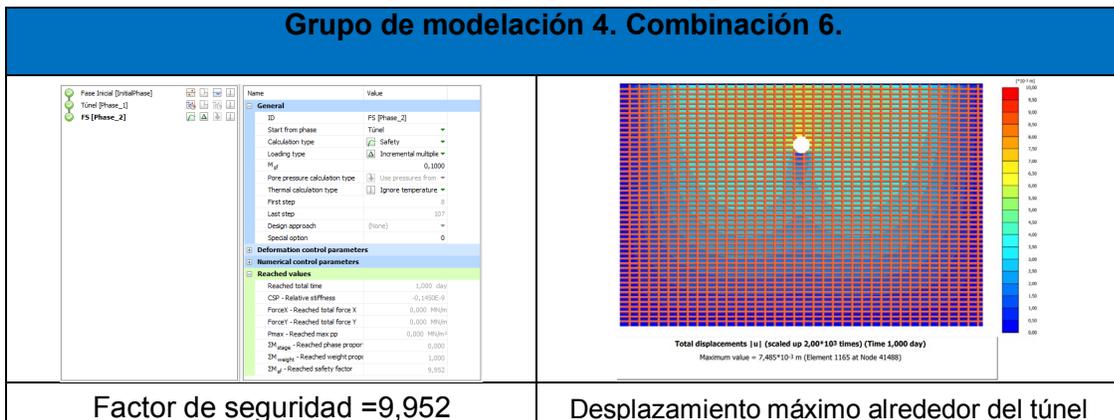
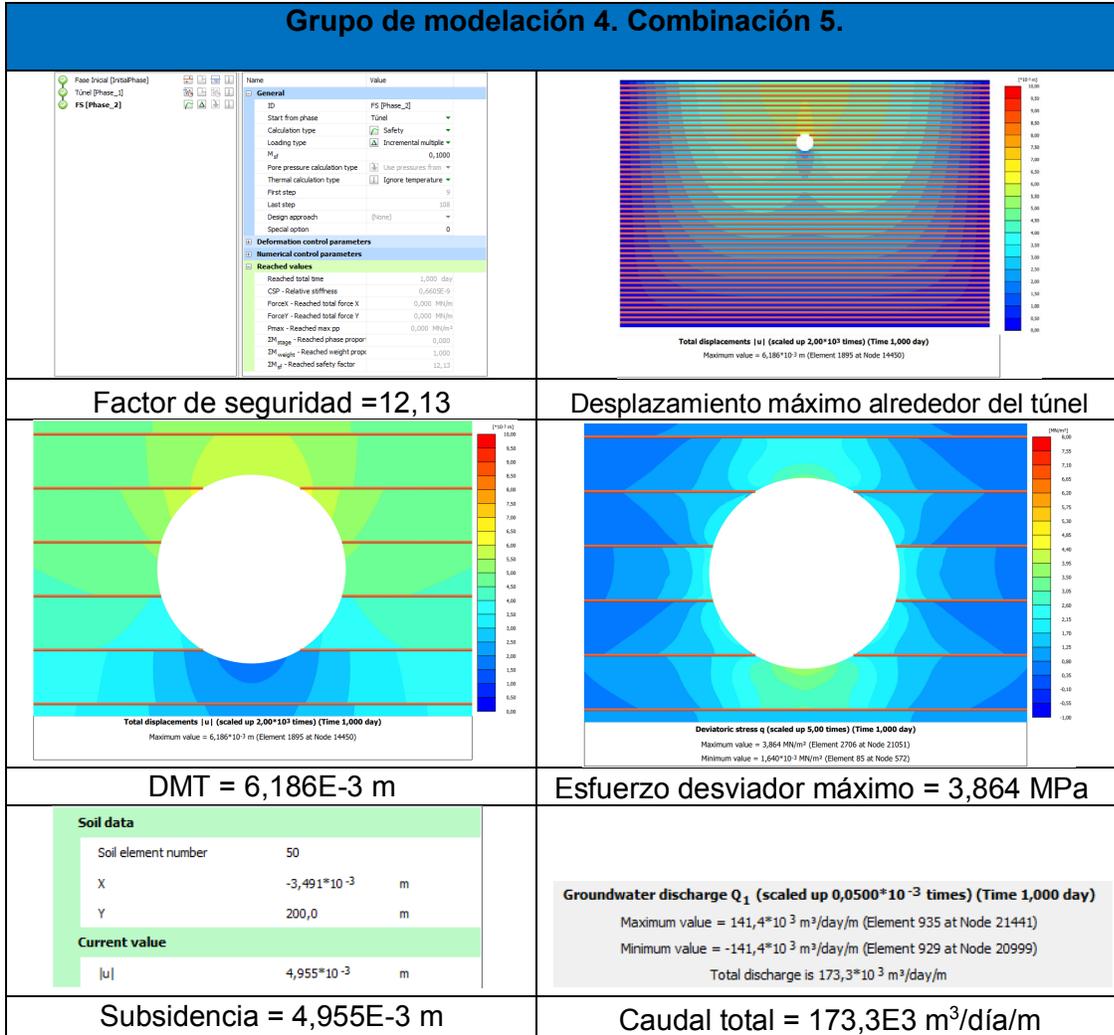
Grupo de modelación 4. Modelo Homogéneo.

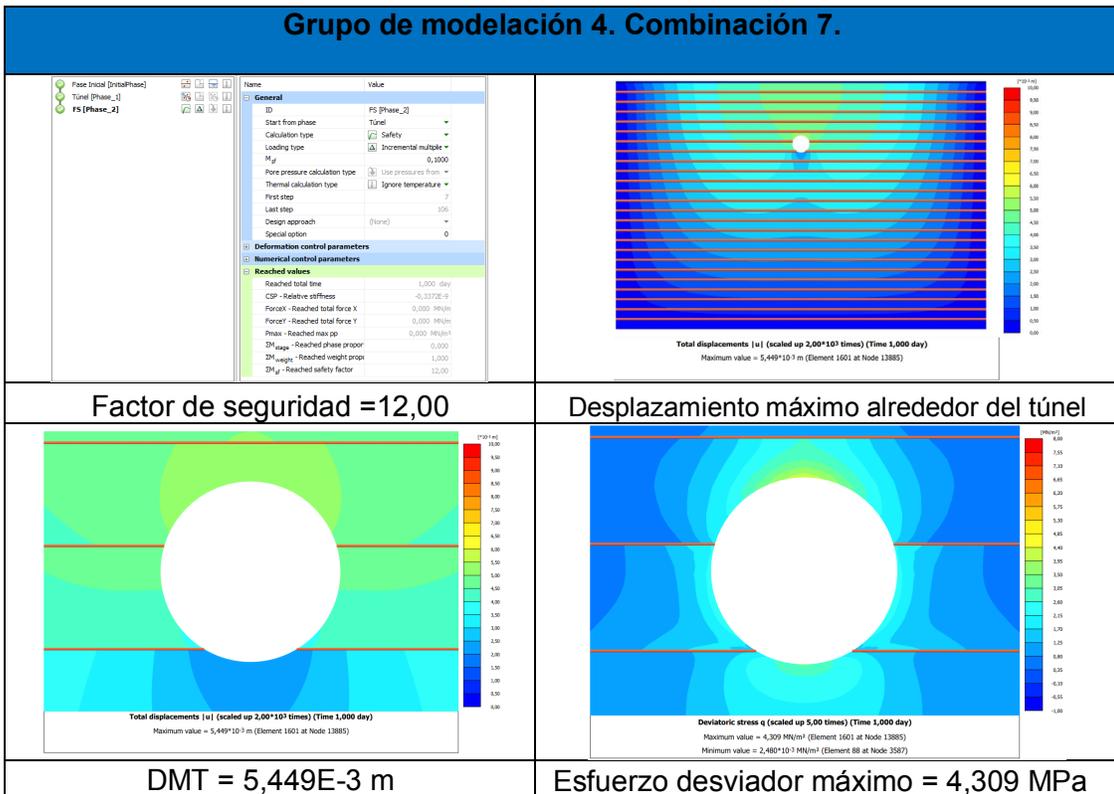
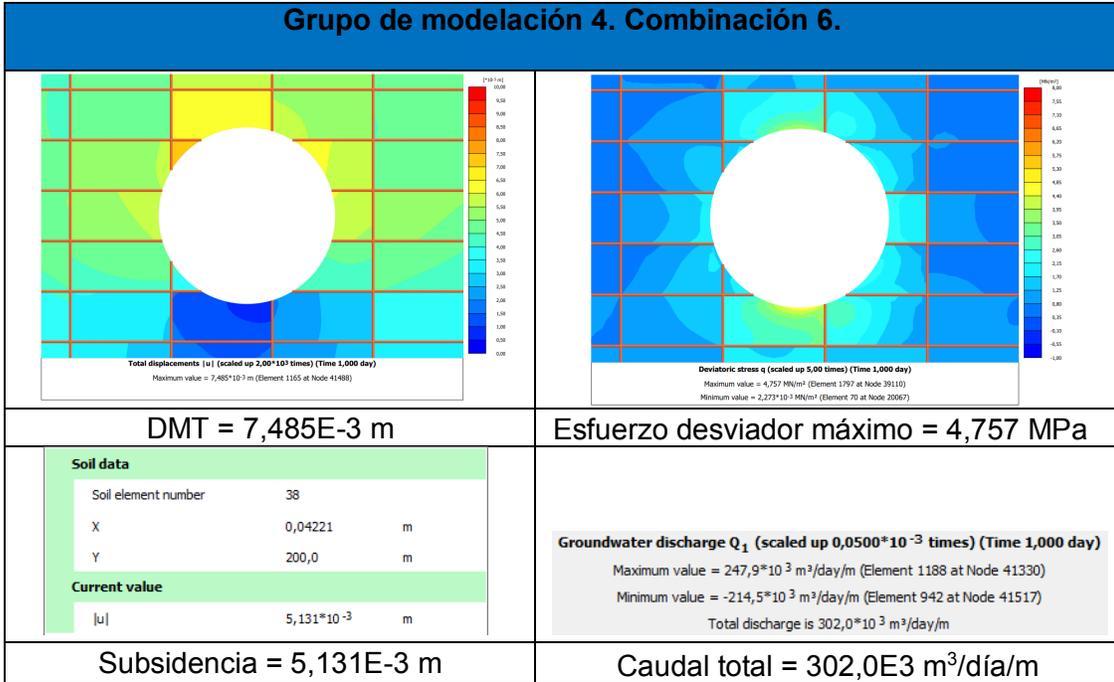
	 <p style="text-align: center; font-size: small;">Total displacements [u] (scaled up $5,00 \cdot 10^1$ times) (Time 1,000 day) Maximum value = $3,199 \cdot 10^{-3}$ m (Element 852 at Node 335)</p>																		
Factor de seguridad =65,00	Desplazamiento máximo alrededor del túnel																		
 <p style="text-align: center; font-size: small;">Total displacements [u] (scaled up $5,00 \cdot 10^1$ times) (Time 1,000 day) Maximum value = $3,199 \cdot 10^{-3}$ m (Element 852 at Node 335)</p>	 <p style="text-align: center; font-size: small;">Deviatoric stress q (scaled up 5,00 times) (Time 1,000 day) Maximum value = $3,838$ MN/m² (Element 856 at Node 1256) Minimum value = $-4,017 \cdot 10^{-3}$ MN/m² (Element 50 at Node 6653)</p>																		
DMT = $3,199 \cdot 10^{-3}$ m	Esfuerzo desviador máximo = $3,838$ MPa																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #90EE90;">Soil data</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Soil element number</td> <td style="padding: 2px;">224</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">X</td> <td style="padding: 2px;">$-8,425 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Y</td> <td style="padding: 2px;">200,0</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #90EE90;">Current value</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"> u </td> <td style="padding: 2px;">$2,782 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> </table>	Soil data			Soil element number	224		X	$-8,425 \cdot 10^{-3}$	m	Y	200,0	m	Current value			u	$2,782 \cdot 10^{-3}$	m	 <p style="text-align: center; font-size: small;">Groundwater flow [q] (scaled up $50,0 \cdot 10^1$ times) (Time 1,000 day) Maximum value = $0,2556 \cdot 10^{-3}$ m/day (Element 817 at Node 2275) Minimum value = $0,02270 \cdot 10^{-3}$ m/day (Element 284 at Node 5346)</p>
Soil data																			
Soil element number	224																		
X	$-8,425 \cdot 10^{-3}$	m																	
Y	200,0	m																	
Current value																			
u	$2,782 \cdot 10^{-3}$	m																	
Subsidencia = $2,782 \cdot 10^{-3}$ m	Flujo máximo = $0,2556 \cdot 10^{-3}$ m/día																		

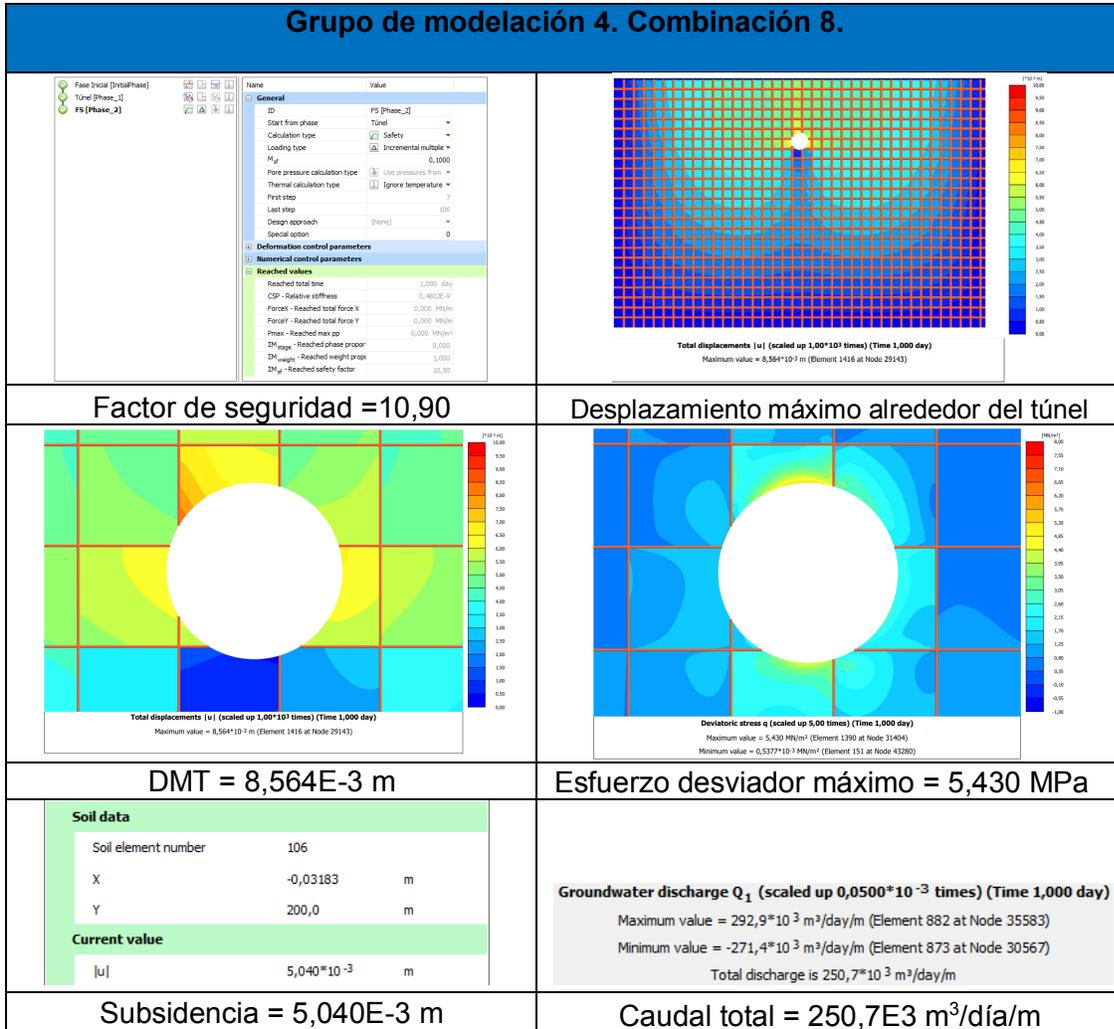
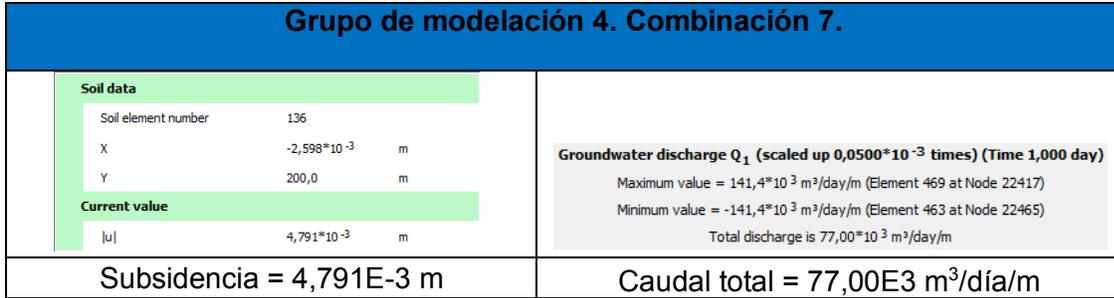


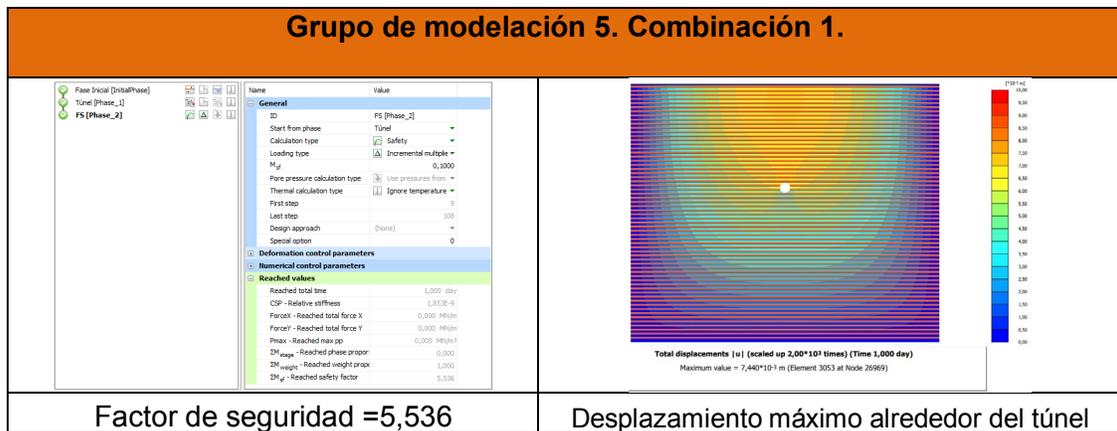
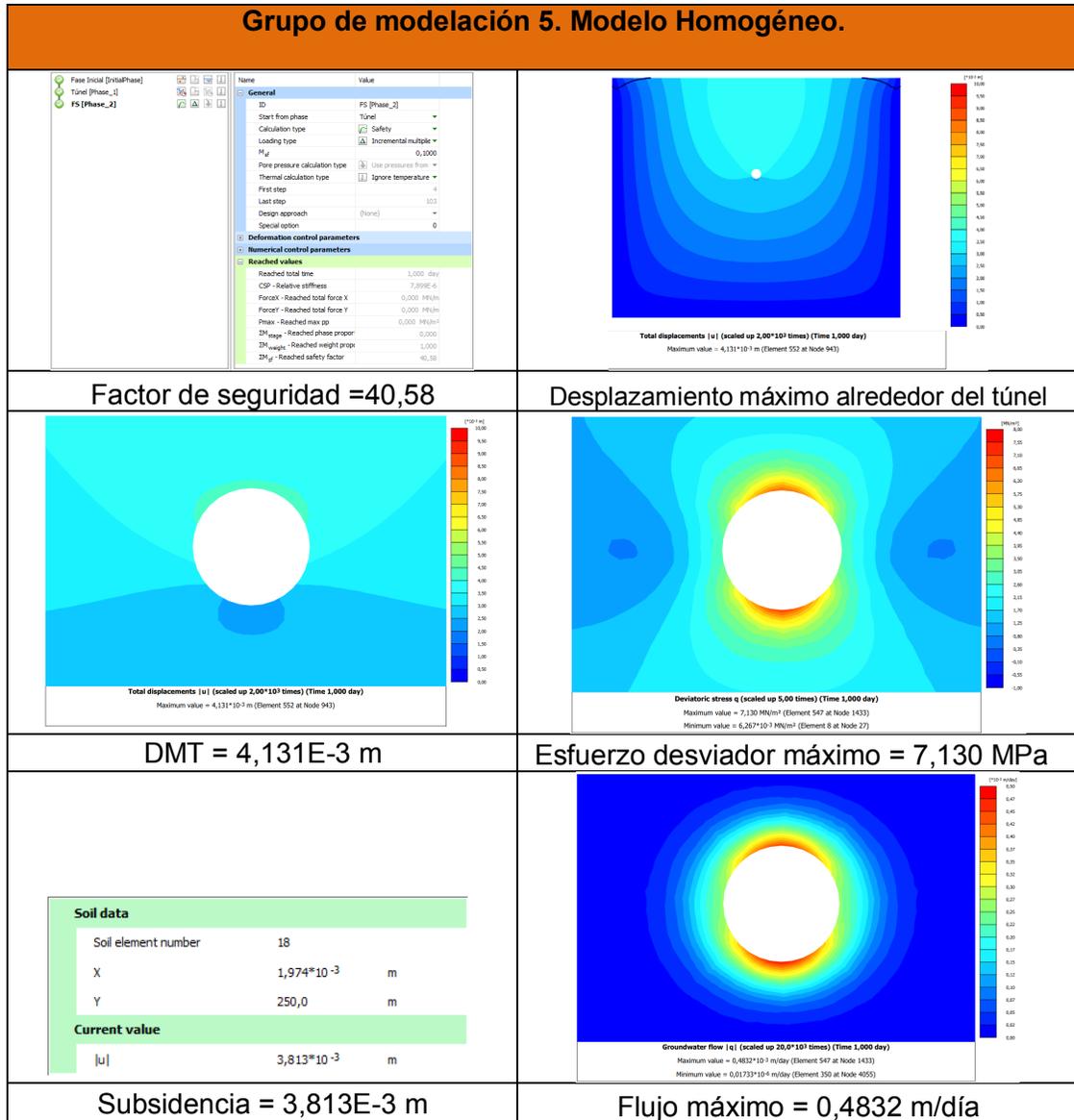


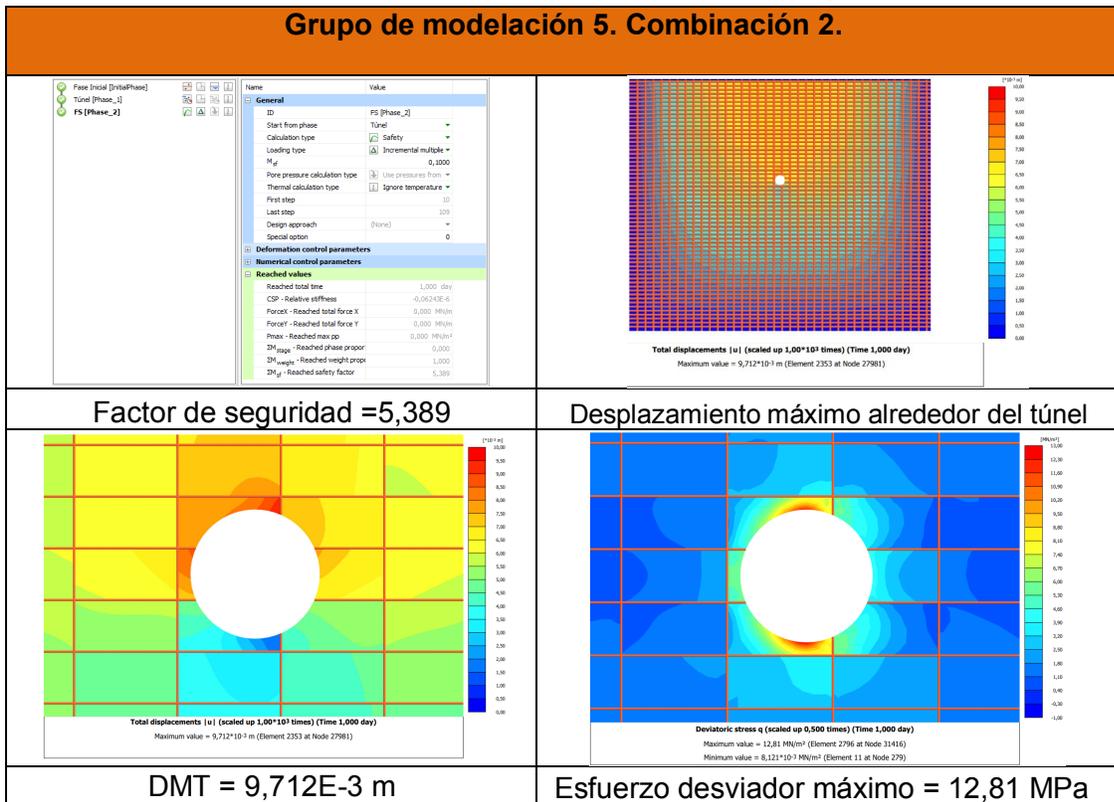
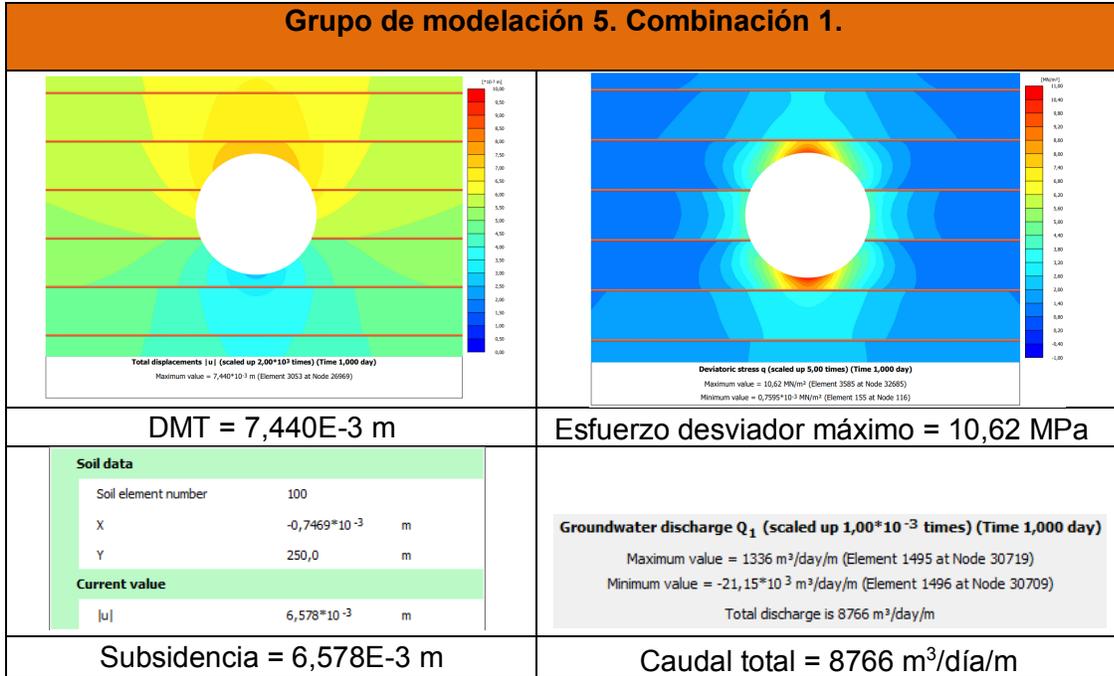












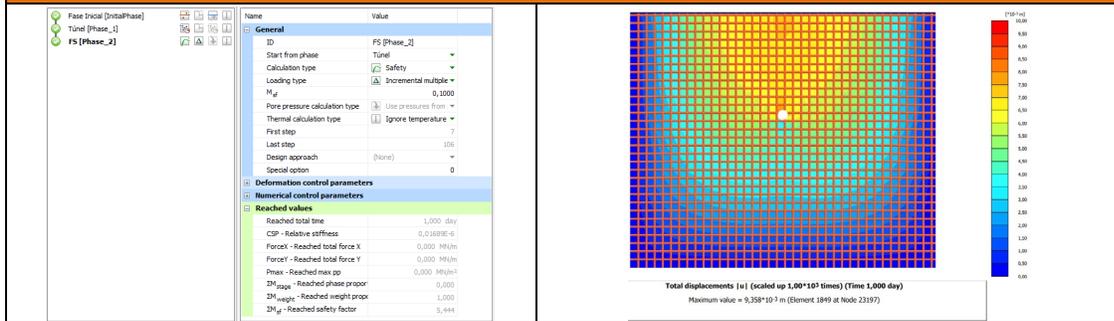
Grupo de modelación 5. Combinación 2.

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #e0ffe0;">Soil data</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Soil element number</td> <td style="padding: 2px;">113</td> <td style="padding: 2px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">X</td> <td style="padding: 2px;">$3,738 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Y</td> <td style="padding: 2px;">250,0</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #e0ffe0;">Current value</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"> u </td> <td style="padding: 2px;">$6,969 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> </table>	Soil data			Soil element number	113		X	$3,738 \cdot 10^{-3}$	m	Y	250,0	m	Current value			u	$6,969 \cdot 10^{-3}$	m	<p>Groundwater discharge Q_1 (scaled up $0,500 \cdot 10^{-3}$ times) (Time 1,000 day)</p> <p>Maximum value = $33,37 \cdot 10^{-3}$ m³/day/m (Element 2202 at Node 31378)</p> <p>Minimum value = $-21,96 \cdot 10^{-3}$ m³/day/m (Element 2138 at Node 29730)</p> <p>Total discharge is $17,75 \cdot 10^{-3}$ m³/day/m</p>
Soil data																			
Soil element number	113																		
X	$3,738 \cdot 10^{-3}$	m																	
Y	250,0	m																	
Current value																			
u	$6,969 \cdot 10^{-3}$	m																	
Subsidencia = $6,969E-3$ m	Caudal total = $17,75E3$ m³/día/m																		

Grupo de modelación 5. Combinación 3.

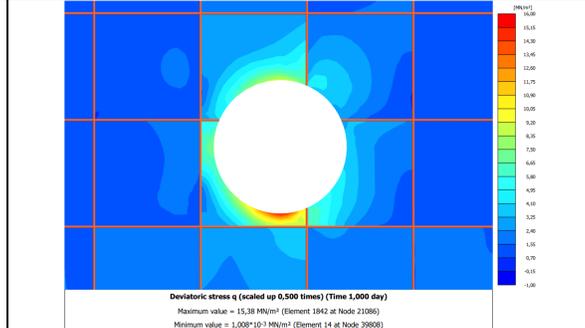
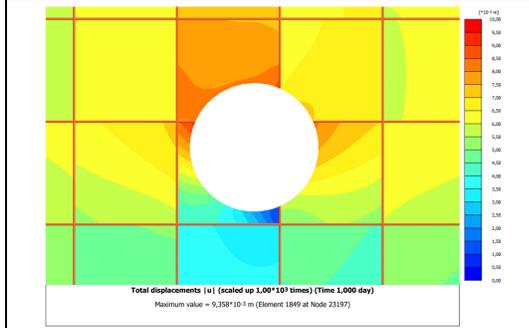
Factor de seguridad =5,531	Desplazamiento máximo alrededor del túnel																		
DMT = $7,072E-3$ m	Esfuerzo desviador máximo = $12,37$ MPa																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #e0ffe0;">Soil data</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Soil element number</td> <td style="padding: 2px;">100</td> <td style="padding: 2px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">X</td> <td style="padding: 2px;">$-3,199 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Y</td> <td style="padding: 2px;">250,0</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> <tr> <th colspan="3" style="background-color: #e0ffe0;">Current value</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"> u </td> <td style="padding: 2px;">$6,531 \cdot 10^{-3}$</td> <td style="padding: 2px;">m</td> </tr> </table>	Soil data			Soil element number	100		X	$-3,199 \cdot 10^{-3}$	m	Y	250,0	m	Current value			u	$6,531 \cdot 10^{-3}$	m	<p>Groundwater discharge Q_1 (scaled up $1,00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time 1,000 day)</p> <p>Maximum value = 1283 m³/day/m (Element 727 at Node 27879)</p> <p>Minimum value = $-20,32 \cdot 10^{-3}$ m³/day/m (Element 728 at Node 27863)</p> <p>Total discharge is 8422 m³/day/m</p>
Soil data																			
Soil element number	100																		
X	$-3,199 \cdot 10^{-3}$	m																	
Y	250,0	m																	
Current value																			
u	$6,531 \cdot 10^{-3}$	m																	
Subsidencia = $6,531E-3$ m	Caudal total = 8422 m³/día/m																		

Grupo de modelación 5. Combinación 4.



Factor de seguridad =5,444

Desplazamiento máximo alrededor del túnel



DMT = 9,358E-3 m

Esfuerzo desviador máximo = 15,38 MPa

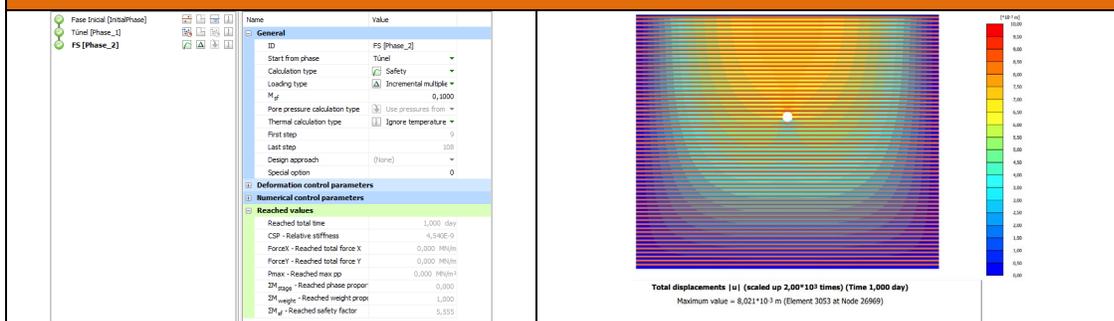
Soil data	
Soil element number	113
X	-6,760*10 ⁻³ m
Y	250,0 m
Current value	
u	7,026*10 ⁻³ m

Groundwater discharge Q₁ (scaled up 0,500*10⁻³ times) (Time 1,000 day)
Maximum value = 33,37*10⁻³ m³/day/m (Element 1201 at Node 21034)
Minimum value = -20,54*10⁻³ m³/day/m (Element 1039 at Node 24533)
Total discharge is 25,61*10⁻³ m³/day/m

Subsidencia = 7,026E-3 m

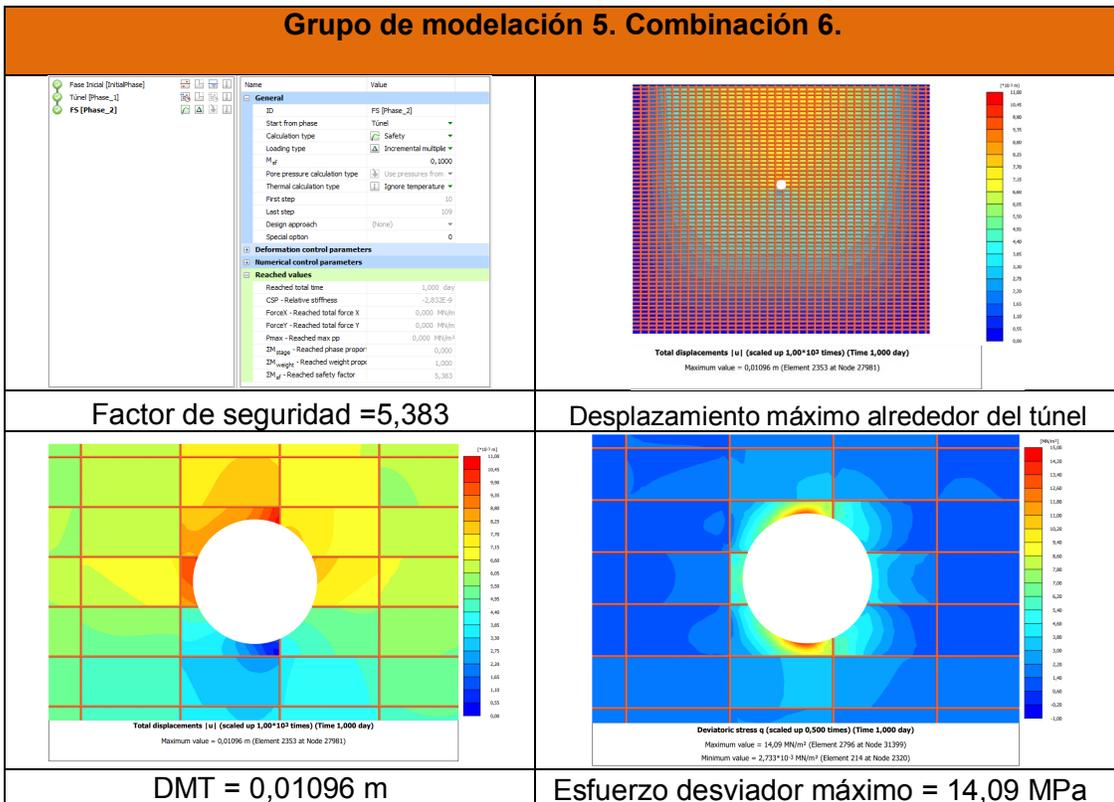
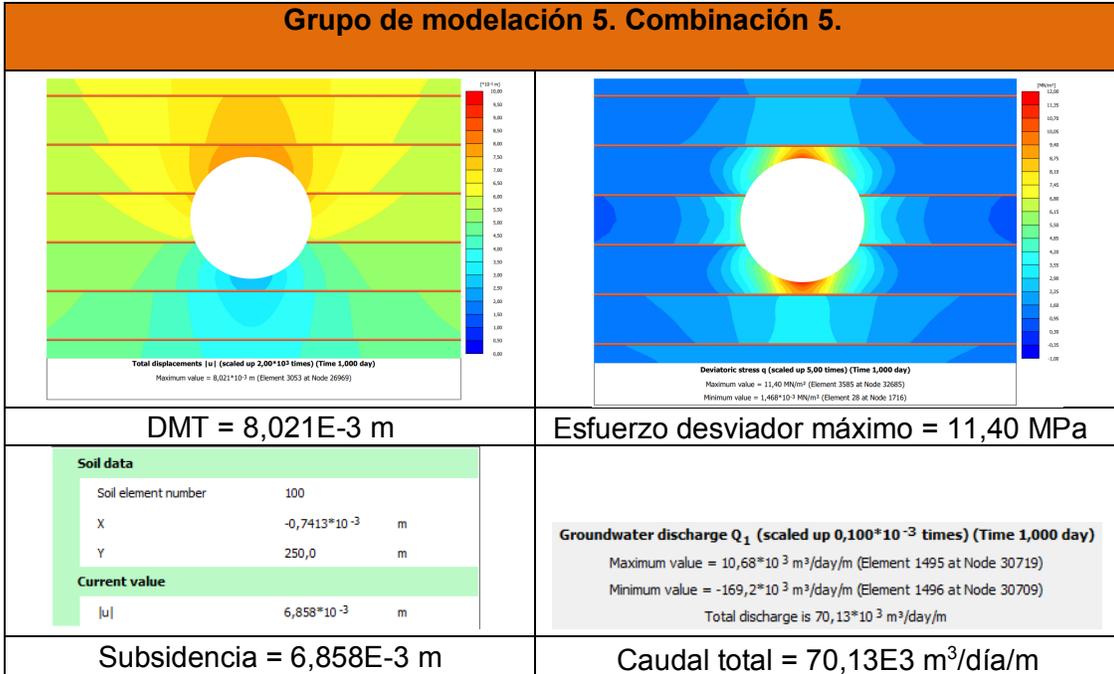
Caudal total = 25,61E3 m³/día/m

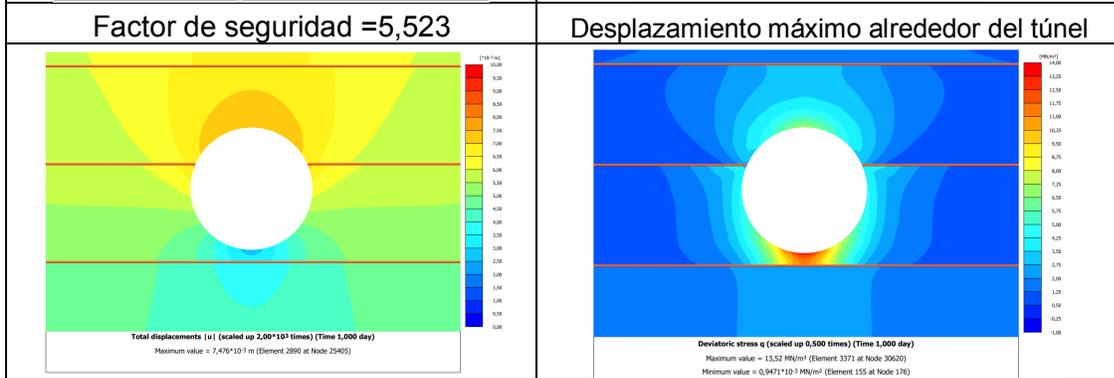
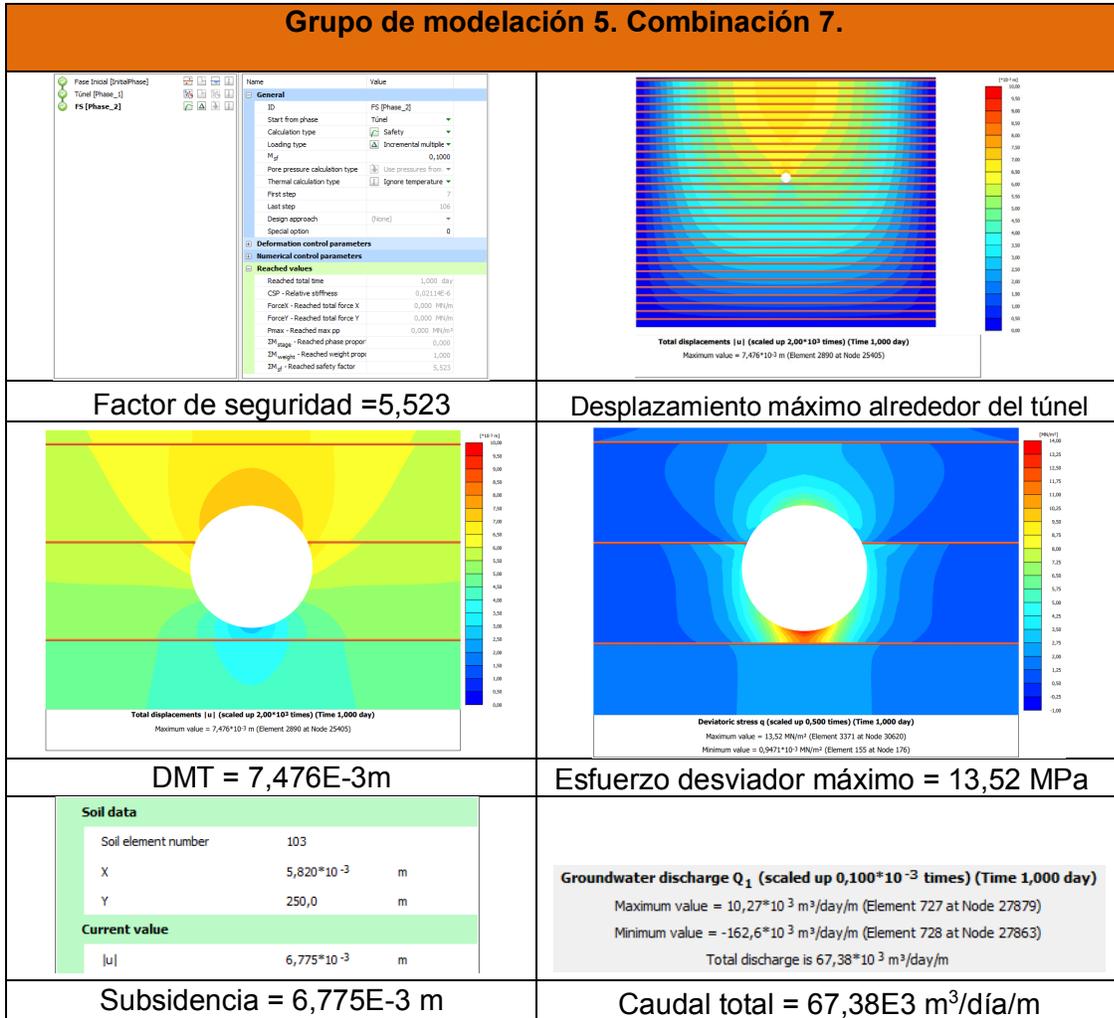
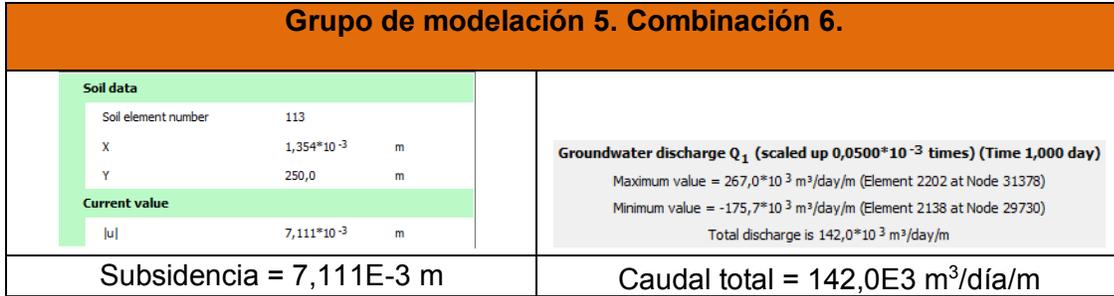
Grupo de modelación 5. Combinación 5.

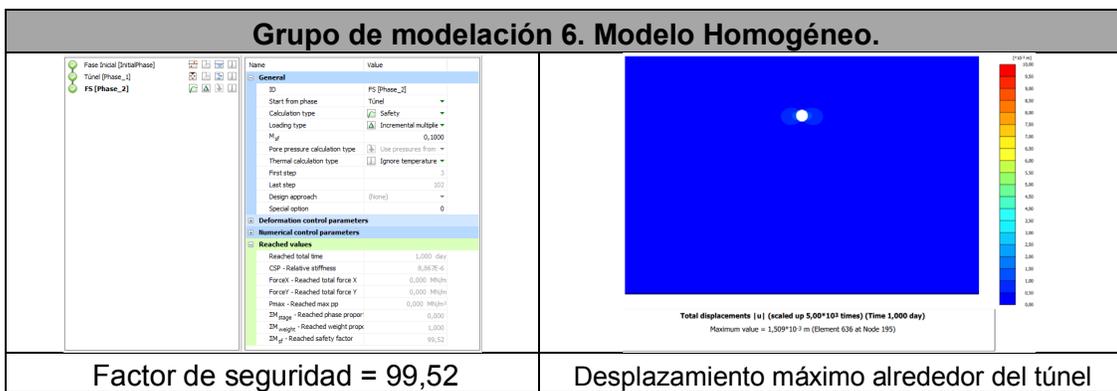
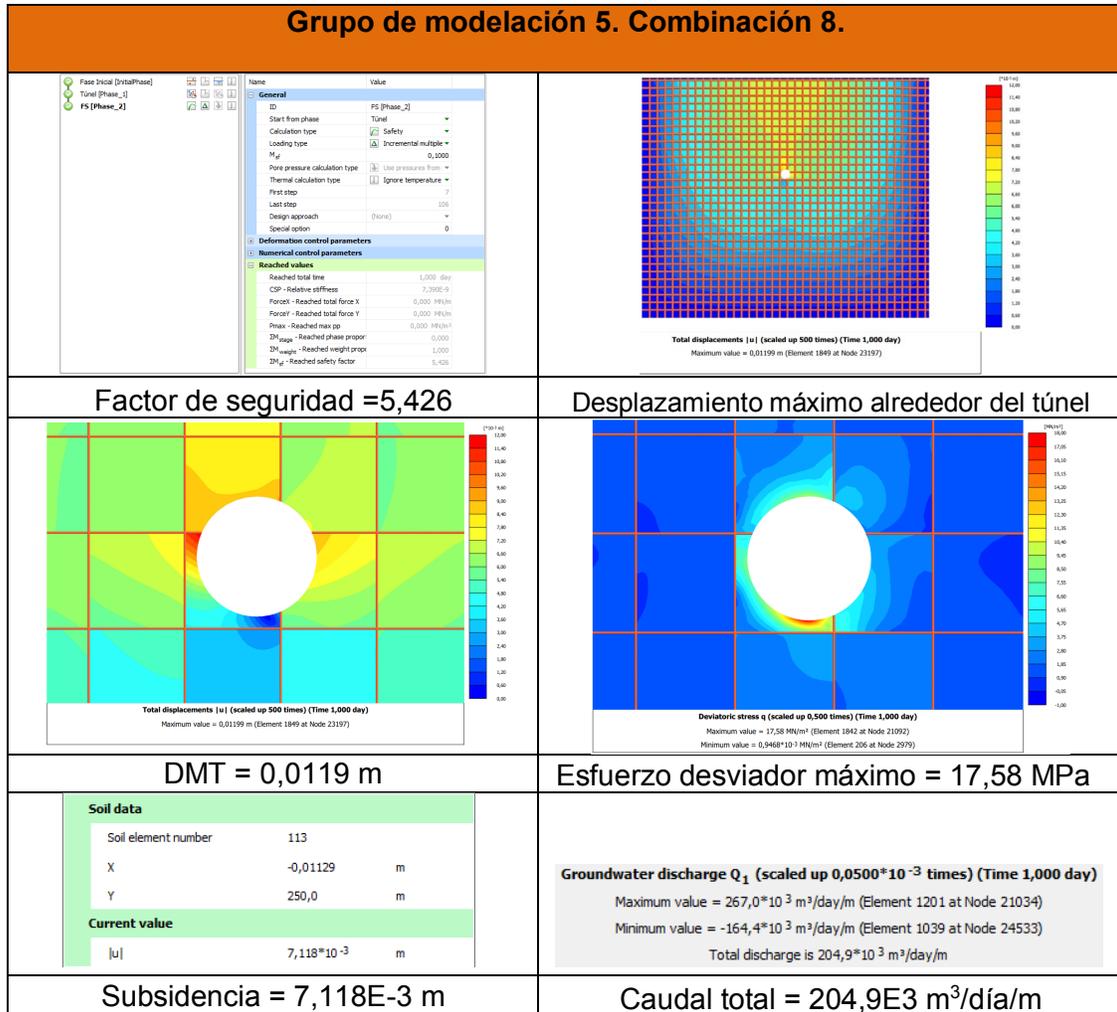


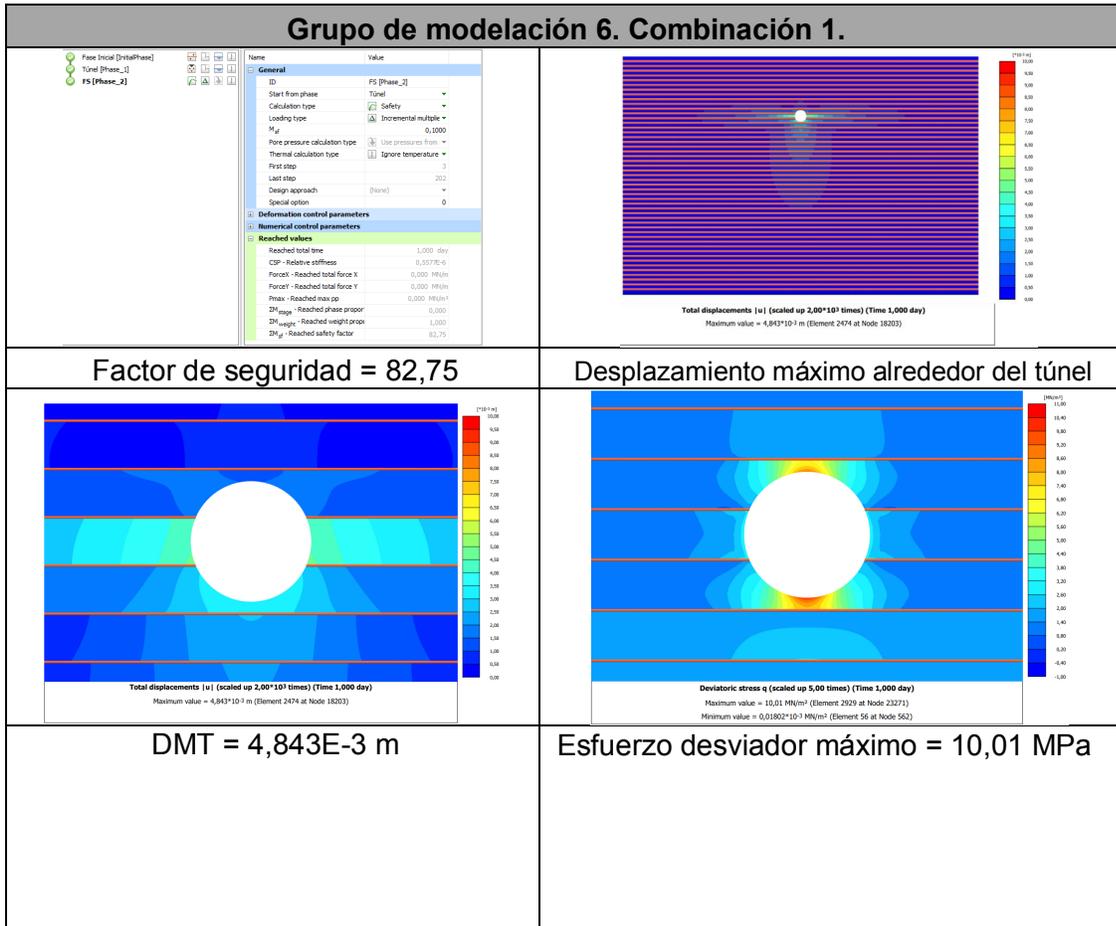
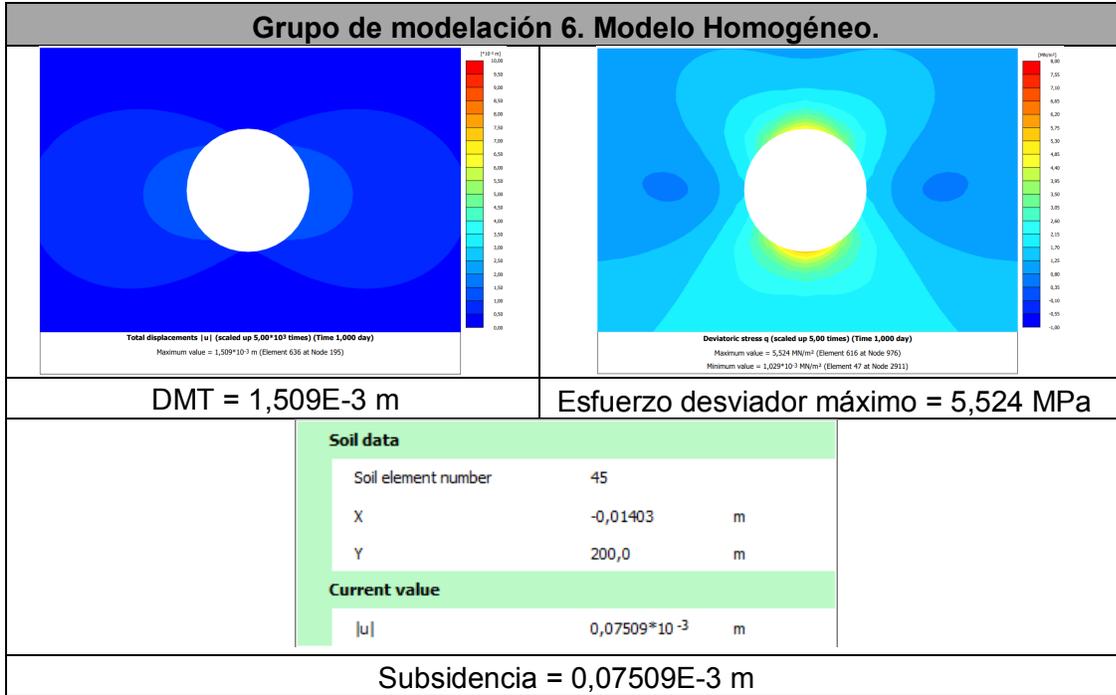
Factor de seguridad =5,555

Desplazamiento máximo alrededor del túnel









Soil data		
Soil element number	53	
X	$4,382 \cdot 10^{-3}$	m
Y	200,0	m
Current value		
u	$0,08962 \cdot 10^{-3}$	m

Subsidencia = $0,08962 \cdot 10^{-3}$ m

Grupo de modelación 6. Combinación 2.

Factor de seguridad = 33,57

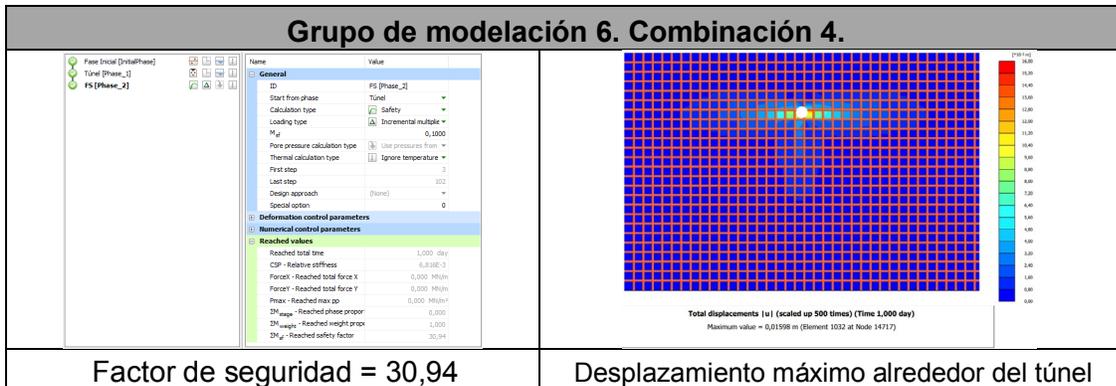
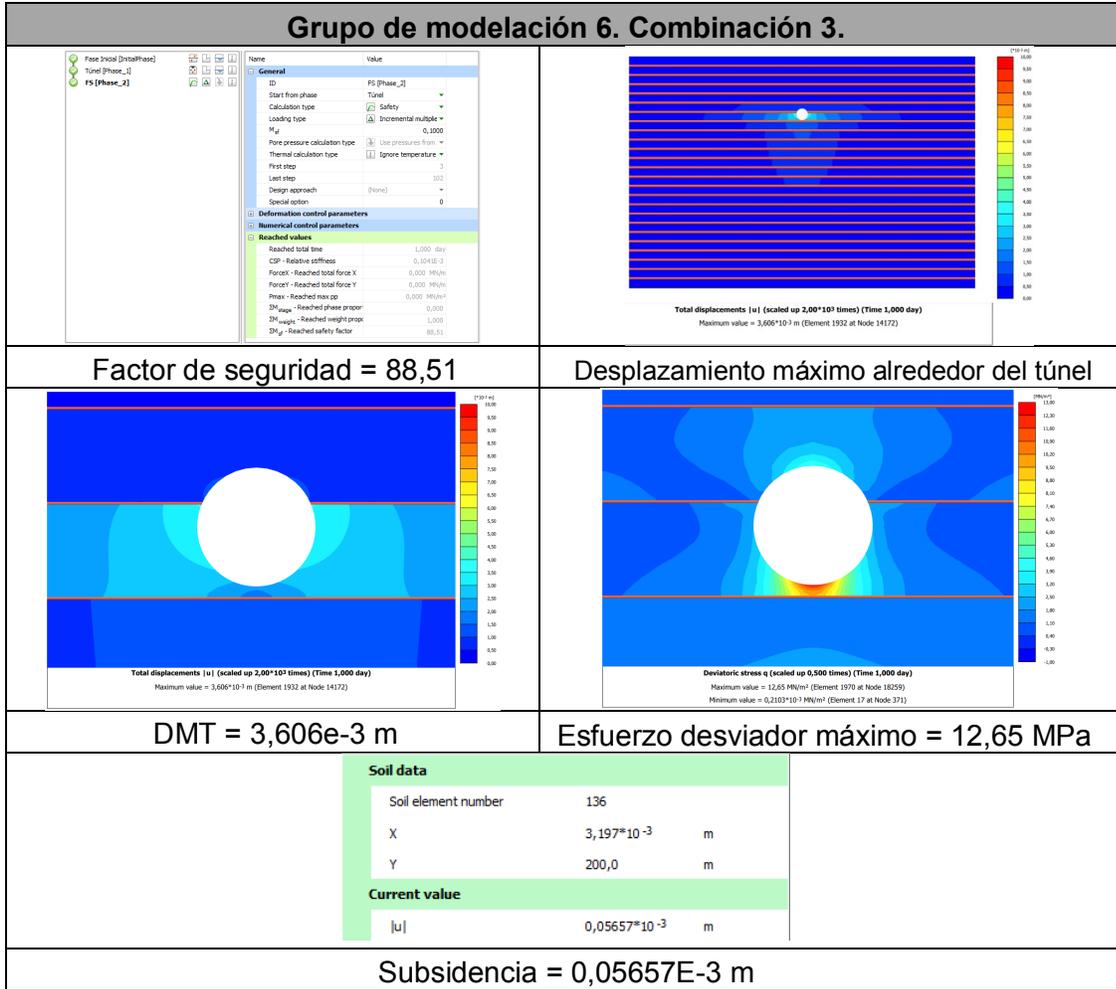
Desplazamiento máximo alrededor del túnel

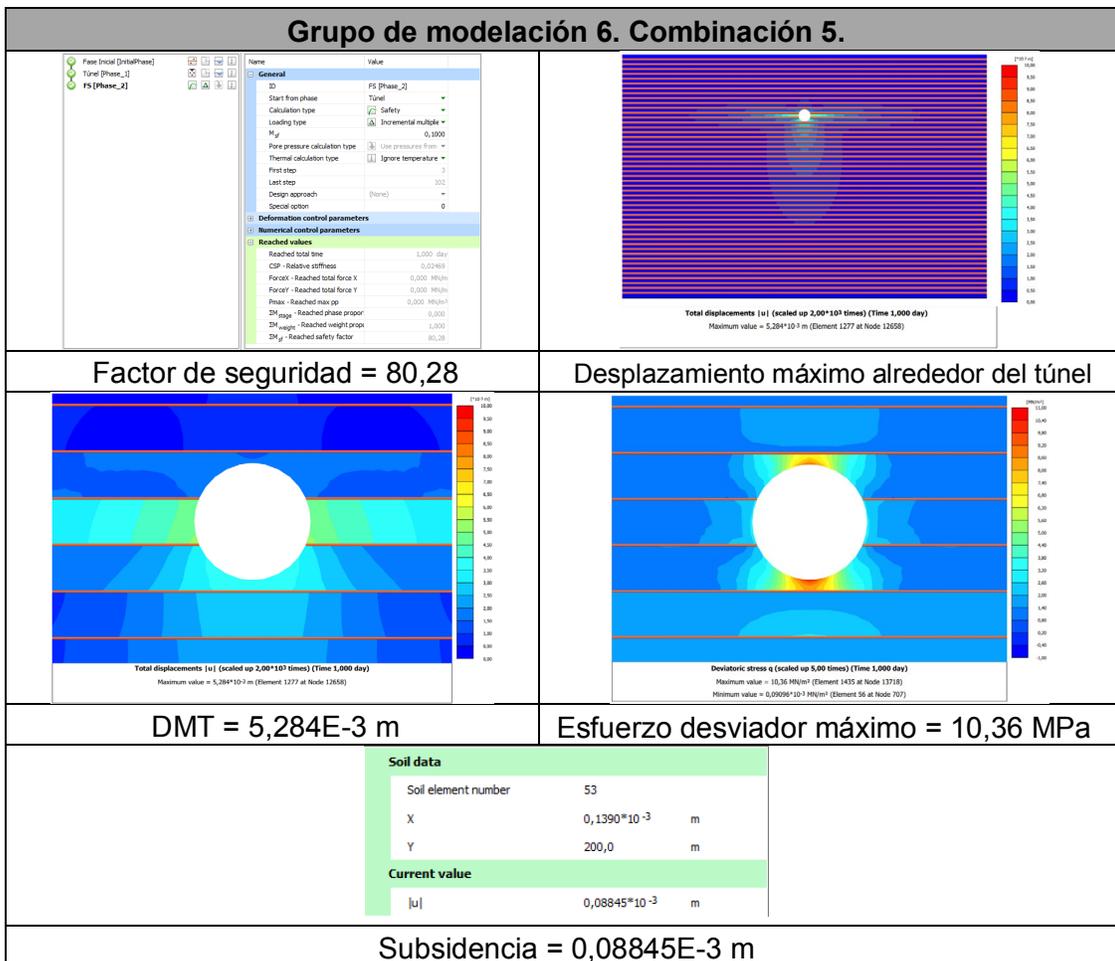
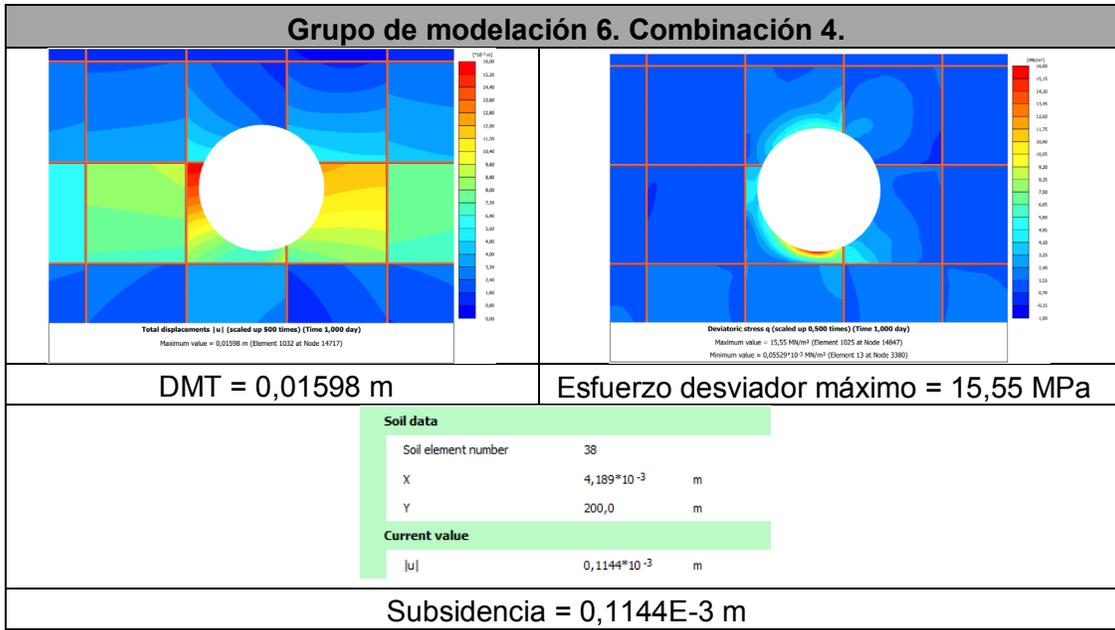
DMT = $0,01136$ m

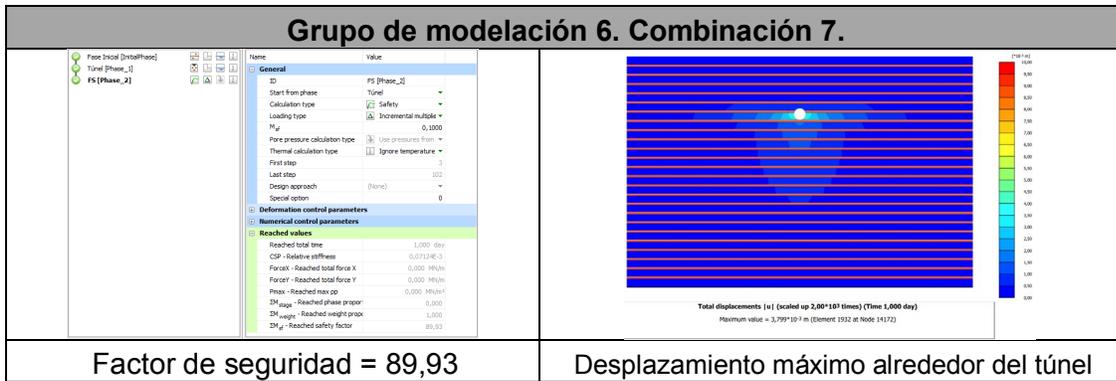
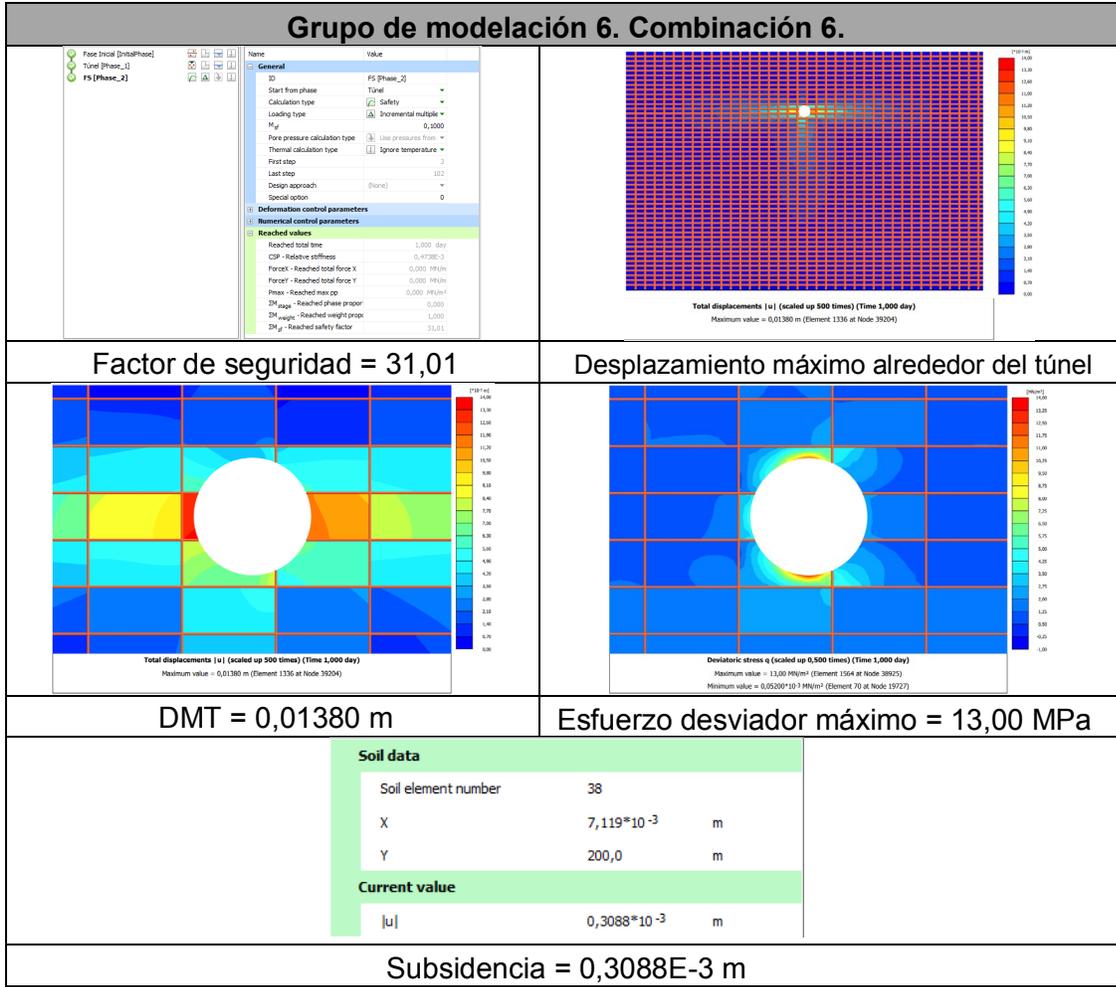
Esfuerzo desviador máximo = 12,38 MPa

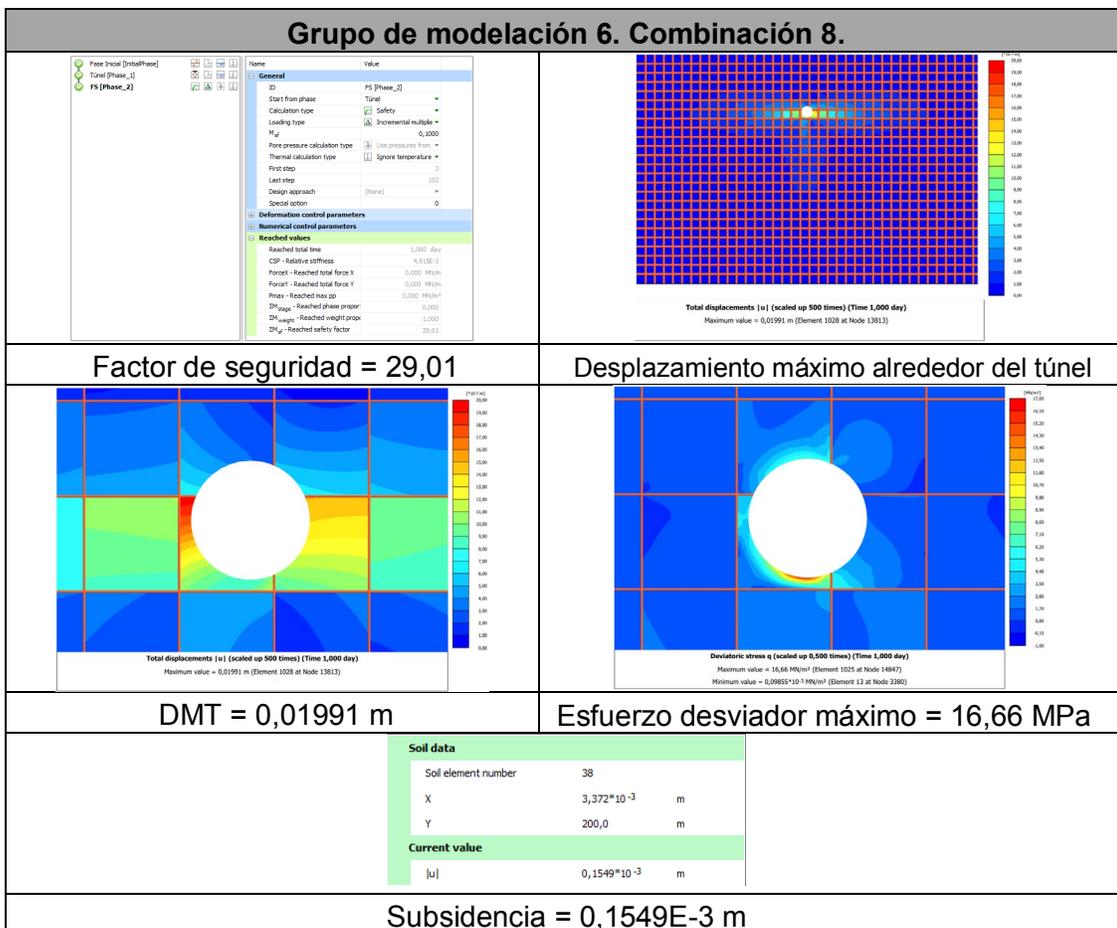
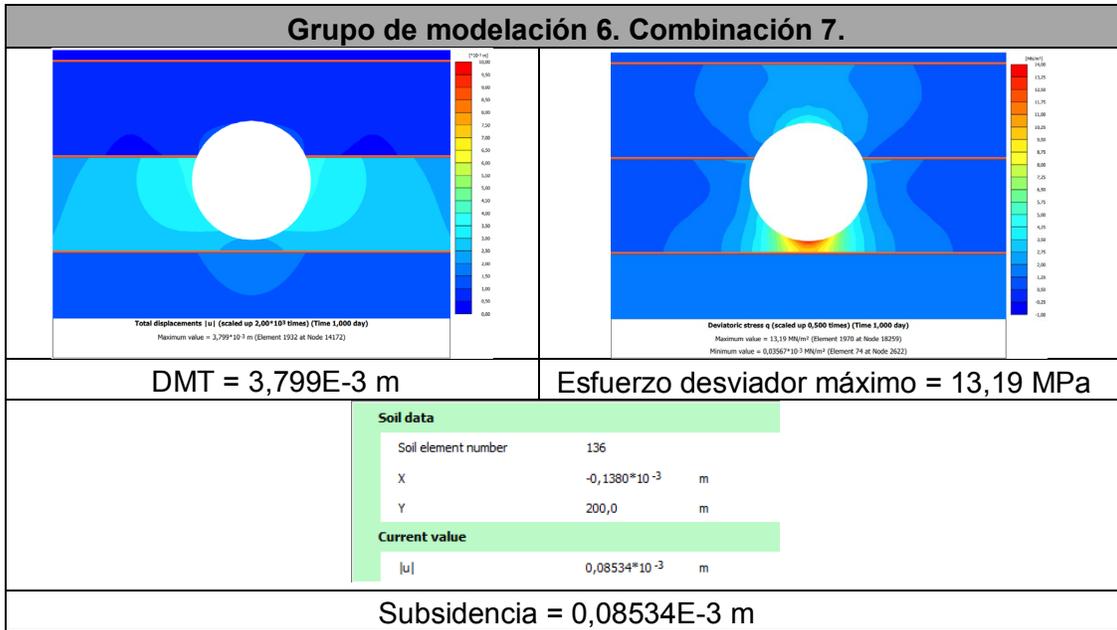
Soil data		
Soil element number	38	
X	0,1330	m
Y	200,0	m
Current value		
u	$0,2388 \cdot 10^{-3}$	m

Subsidencia = $0,2388 \cdot 10^{-3}$ m

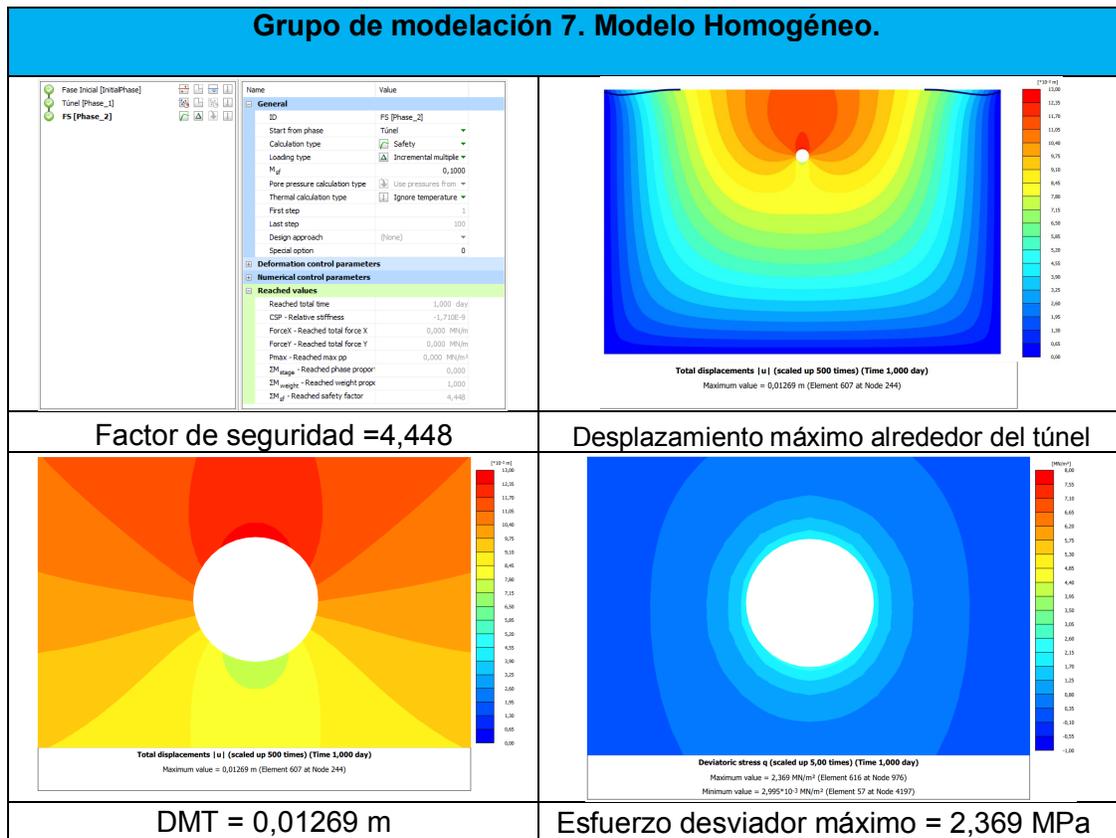


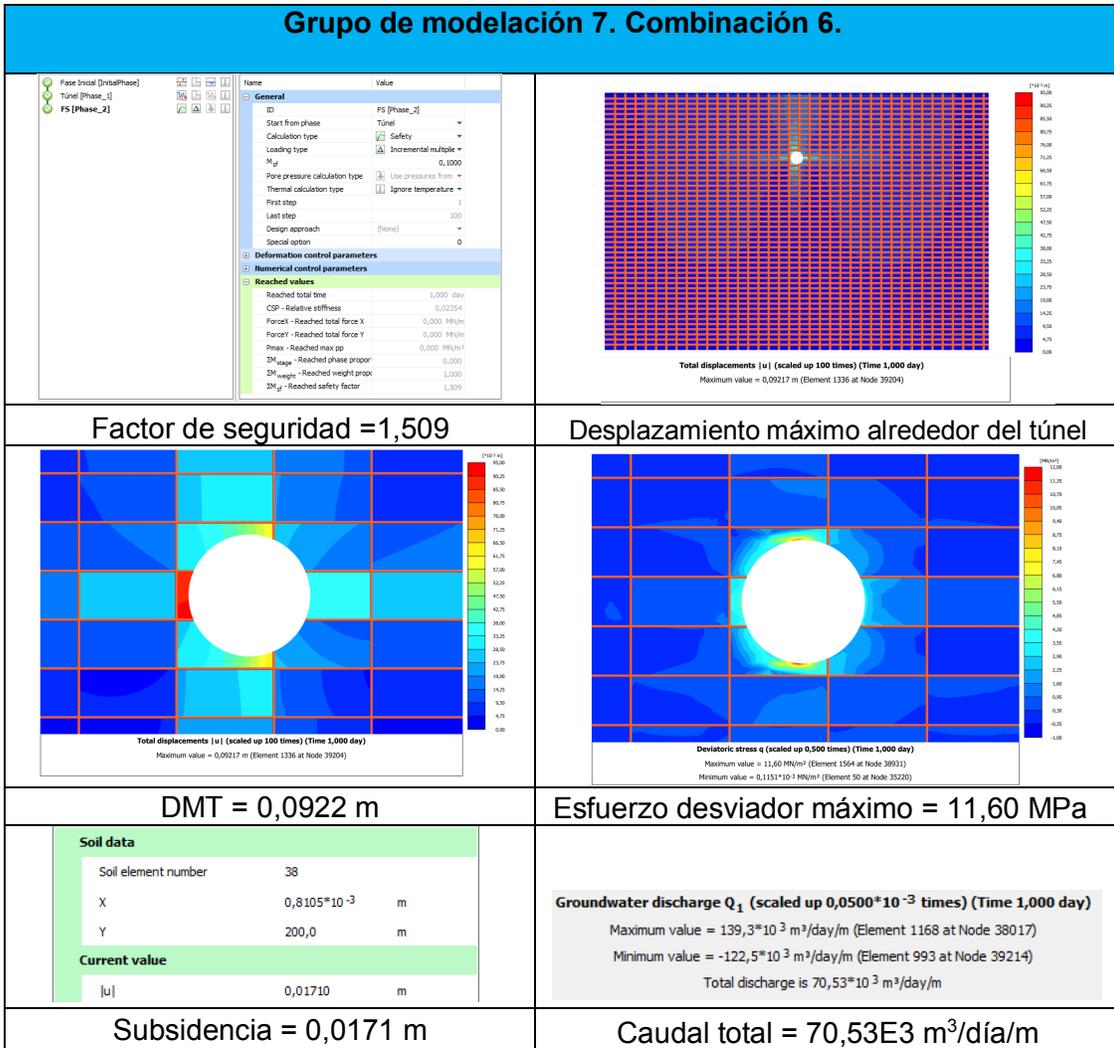
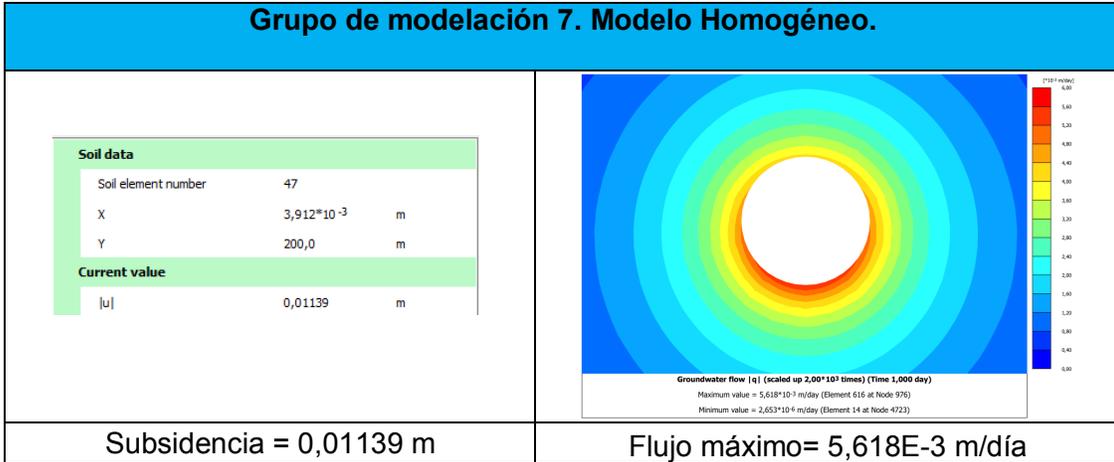






D. Anexo: Resultados de la modelación – Grupo de modelación 7





E. Anexo: Clasificación RMR

Combinaciones 1 y 3. Condición saturada. Valor: 48.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
	Point-load strength index	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa, 1 - 5 MPa, < 1 MPa	
	Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa, 1 - 5 MPa, < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		Rating	6	4	2	1	0
	Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	5	4	1	0
	Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided	
		Rating	6	5	3	1	0
	Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling		
		Rating	6	4	2	2	0
	Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed	
		Rating	6	5	3	1	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing	
	RATING	15	10	7	4	0	

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS					
Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 2 y 4. Condición saturada. Valor: 46.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
	Point-load strength index	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa, 1 - 5 MPa, < 1 MPa	
	Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa, 1 - 5 MPa, < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		Rating	6	4	2	1	0
	Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	5	4	1	0
	Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided	
		Rating	6	5	3	1	0
	Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling		
		Rating	6	4	2	2	0
	Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed	
		Rating	6	5	3	1	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing	
	RATING	15	10	7	4	0	

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS					
Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 5 y 7. Condición saturada. Valor: 45.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa
	RATING		15	12	7	4	2 1 0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%
	RATING		20	17	13	8	5
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm
	RATING		20	15	10	8	5
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		RATING	6	4	2	1	0
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		RATING	6	5	4	1	0
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided
		RATING	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling	
		RATING	6	4	2	2	0
		Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed
		RATING	6	5	3	1	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing
		RATING	15	10	7	4	0

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 6 y 8. Condición saturada. Valor: 43.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa
	RATING		15	12	7	4	2 1 0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%
	RATING		20	17	13	8	5
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm
	RATING		20	15	10	8	5
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		RATING	6	4	2	1	0
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		RATING	6	5	4	1	0
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided
		RATING	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling	
		RATING	6	4	2	2	0
		Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed
		RATING	6	5	3	1	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing
		RATING	15	10	7	4	0

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 1 y 3. Condición seca. Valor: 63.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index > 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
	Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		Rating	6	4	2	1	0
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		Rating	6	5	4	1	0
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided
		Rating	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling	
		Rating	6	4	2	2	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing
	RATING	15	10	7	4	0	

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS					
Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 2 y 4. Condición seca. Valor: 61.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index > 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
	Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		Rating	6	4	2	1	0
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		Rating	6	5	4	1	0
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided
		Rating	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling	
		Rating	6	4	2	2	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing
	RATING	15	10	7	4	0	

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS					
Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 5 y 7. Condición seca. Valor: 60.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index > 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
		Uniaxial compressive strength > 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence < 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m	
		Rating	6	4	2	1	0
		Separation none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	5	4	1	0
		Roughness very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided	
		Rating	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge) none	Hard filling < 5 mm	> 5 mm	Soft filling < 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	4	2	2	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing	
RATING	15	10	7	4	0		

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Combinaciones 6 y 8. Condición seca. Valor: 58.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index > 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred	
		Uniaxial compressive strength > 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa	
	RATING	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	RATING	20	17	13	8	5	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	RATING	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Length, persistence < 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m	
		Rating	6	4	2	1	0
		Separation none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	5	4	1	0
		Roughness very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided	
		Rating	6	5	3	1	0
		Infilling (gouge) none	Hard filling < 5 mm	> 5 mm	Soft filling < 5 mm	> 5 mm	
		Rating	6	4	2	2	0
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing	
RATING	15	10	7	4	0		

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

F. Anexo: Parámetros del caso de estudio

Material seleccionado: 6f, Gneis fuertemente cizallado.

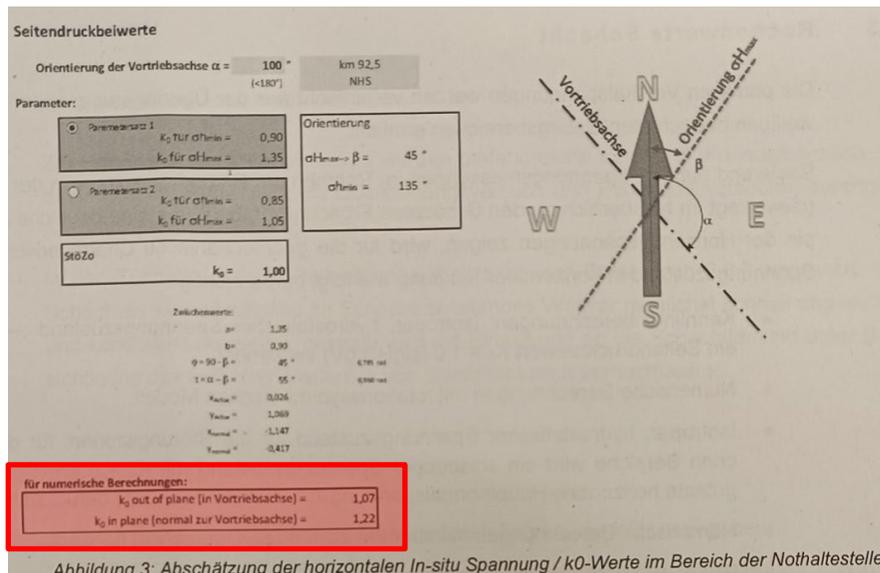
Gebirgsart (GA)		γ [kN/m ³]
1a	Hangschutt	19
4d	Dolomit und Dolomitmarmor, gering bis mäßig zerlegt	27
4e	Dolomit und Dolomitmarmor, stark zerlegt	27
4g	Karbonatische Brekzien und Schiefer, mürbe	24
5b	Quarzit, mäßig zerlegt	26
5c	Quarzit, stark zerlegt	26
5e	Serizitschiefer bis -phyllit, vorw stark zerlegt bis geschert	27
5f-1	Sulfatgesteine, mit Phyllit-Einschaltungen	26
5g	Serizitschiefer, mäßig zerlegt	27
6a	Wechselschiefer, bankig	27
6b	Wechselschiefer, plattig	27
6c	Wechselschiefer, blättrig bzw. geschert	26
6d-1	Wechselgneis, gering zerlegt	27
6d-2	Wechselgneis, mäßig bis gering zerlegt	27
6e	Wechselgneis stark geschiefert, mäßig bis starkt zerlegt	27
6f	Wechselgneis, phyllitisch, stark geschert	26
7a	Gneis/Grüngestein, sehr gering zerlegt	28
7b	Gneis/Grüngestein, gering bis mäßig zerlegt	28
7c	Gneis/Grüngestein, mäßig bis stark zerlegt	27
7e	Phyllit bis Phyllonit, mäßig bis stark zerlegt	27
7f	Phyllit bis Phyllonit, stark zerlegt und geschert	26
7g1	Gneis, mäßig bis gering zerlegt	27
7h1	Gneis, stark zerlegt	27
8a	Störungzone, aus Karbonatgesteinen	24
8b	Störungzone, aus Quarzit	24
8c	Störungzone aus schichtsilikatreichem Gneis/Schiefer/Phyllit aus schichtsilikatreichem Gneis/Schiefer/Phyllit – mittlerer Kataklasitanteil	25
8d	Störungzone aus schichtsilikatreichem Gneis/Schiefer/Phyllit aus schichtsilikatreichem Gneis/Schiefer/Phyllit – hoher Kataklasitanteil	24

Parámetros geotécnicos seleccionados:

Gebirgsart			anisotrop			verschmiert isotrop
			6f	6f	6f	6f
Parameter	Symbol	Einheit	konservativer Schätzwert der Bandbreite	etwa Mittelwert der Bandbreite	Bandbreite entsprechend GA-Blätter	Für die Berechnung gewählte Rechenwerte
Wichte	γ	[kN/m ³]	26	26	26	26
Querdehnungszahl (bei Anisotropie 2 Werte)	ν	[-]	0.25	0,2 / 0,3	0,2-0,3	0.25
Elastizitätsmodul normal	E_{normal}	[GPa]	2	2	1-4	
Elastizitätsmodul parallel	$E_{parallel}$	[GPa]	4	4	3-6	
Elastizitätsmodul isotrop verschmiert	E	[GPa]				3
Durchlässigkeit normal	$k_{f normal}$	[m/s]	8.0 E-9	8.0 E-9	8.0 E-9	
Durchlässigkeit parallel	$k_{f parallel}$	[m/s]				
Reibungswinkel normal	φ	[°]	20	23	20-26	
Reibungswinkel parallel	φ	[°]		20	18-24	
Reibungswinkel isotrop verschmiert	φ	[°]				21
Kohäsion normal	c	[MPa]	1	1,5	1-2	
Kohäsion parallel	c	[MPa]		0,7	0,7-1,2	
Kohäsion isotrop verschmiert	c	[MPa]				1.0

Tabelle 12: Parameter der GA 6f im Bereich der NHS

Parámetros de presión lateral:



G. Anexo: Bibliografía de los parámetros de modelación

La bibliografía a partir de la cual se escogieron los parámetros geotécnicos para las simulaciones de los grupos de modelación 1 a 6, fue tomada principalmente de González de Vallejo (D.L. 2012). Algunos ejemplos incluidos en el libro de este autor, sobre los parámetros geotécnicos típicos para rocas, se presentan a continuación:

Valores típicos de c y ϕ para roca sana

Roca	Cohesión c (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ_b (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

(*) En superficies de laminación o esquistosidad.
 Datos seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpáñez (1975).

Constantes elásticas de las rocas

Roca Intacta	Módulo de elasticidad estático, E $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Módulo de elasticidad dinámico, E_d $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Waltham (1999), Duncan (1999).

7. Bibliografía

- Barton, N. R. (1972). A model study of rock-joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 9(5), 579–582.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(72\)90010-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(72)90010-1)
- Bentley (2021a). Material Models Manual. *Plaxis 2D*.
- Bentley (2021b). PLAXIS 2D-Reference Manual.
- Bentley (2022). Modelling rock discontinuities with Jointed Rock vs Discontinuity elements. *Plaxis 2D*.
- Chapman, D., Metje, N. y Stärk, A. (2018). *Introduction to tunnel construction* (Second edition). *Applied geotechnics*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Fu, J., Yang, J., Klapperich, H. y Wang, S. (2016). Analytical Prediction of Ground Movements due to a Nonuniform Deforming Tunnel. *International Journal of Geomechanics*, 16(4), Artículo 04015089.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000580](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000580)
- Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 1–13.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.04.011>
- Golpasand, M.-R. B. ;Do. (2018). Effect of the lateral earth pressure coefficient on settlements during mechanized tunneling. *Geomechanics and Engineering*.
<https://doi.org/10.12989/gae.2018.16.6.643>
- González de Vallejo, L. I. (D.L. 2012). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.
- González y Sagasetta (2001). Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. *Computers and Geotechnics*, 28(6-7), 445–468.
[https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00007-6](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00007-6)
- Hakami, E. (1995). Aperture distribution of rock fractures (tech. rep.). Royal Inst. of Tech.
- Hoek. (2006). *Practical Rock Engineering*.
- Hudson y Harrison. (1997). *Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles*. ELSEVIER SCIENCE Ltd.
- Islam et al. (2013). Experimentally Evaluating Shale Dilation Behavior. *The American Association of Petroleum Geologists*.
- Karimi-Khajelangi, B. y Noorian-Bidgoli, M. (2022). Numerical study of the effect of rock anisotropy on stresses around an opening located in the fractured rock mass. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 208, 109593.
<https://doi.org/10.1016/j.petrol.2021.109593>
- Kolymbas. (2005). *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Springer.

- Krishna, S. S. y Lokhande, R. D. (2022). Study on the Effect of Surface Subsidence Due to Tunneling Under Various Loading Conditions. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(2), 923–943. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01936-3>
- Kutter et al. (2000). Hydromechanical Behaviour of Rock Joints: The Effect of recessed Flow Channels in Smooth - and Roughwalled Fractures. *International Society for Rock Mechanics*.
- Lee, J., Lee, D. y Park, D. (2014). Experimental Investigation on the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest of Silty Sands: Effect of Fines. *Geotechnical Testing Journal*, 37(6), 20130204. <https://doi.org/10.1520/GTJ20130204>
- Ma, S. y Gutierrez, M. (2021). Determination of the poroelasticity of shale. *Acta Geotechnica*, 16(2), 581–594. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-01062-z>
- Mabe Fogang, P., Liu, Y., Zhao, J.-L., Ka, T. A. y Xu, S. (2023). Analytical Prediction of Tunnel Deformation Beneath an Inclined Plane: Complex Potential Analysis. *Applied Sciences*, 13(5), 3252. <https://doi.org/10.3390/app13053252>
- Maidl, B., Thewes, M., Maidl, U., David, S. y Frank, S. (2014). *Handbook of tunnel engineering II: Basics and additional services for design and construction*. Ernst & Sohn. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9783433603536>
<https://doi.org/10.1002/9783433603536>
- Montgomery D.C. (2004). *Diseño y análisis de experimentos*. LIMUSA, S.A.
- Montiel, E., & Tlalolini, A. (2018). Didáctica para mostrar La influencia de la rigidez de las discontinuidades y la dilatación en la estabilidad de las excavaciones PDF. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
<https://www.scribd.com/document/419776379/Didactica-para-mostrar-la-influencia-de-la-rigidez-de-las-discontinuidades-y-la-dilatancia-en-la-estabilidad-de-las-excavaciones-pdf>
- Neuzil, C. E. (2003). Hydromechanical coupling in geologic processes. *Hydrogeology Journal*, 11(1), 41–83. <https://doi.org/10.1007/s10040-002-0230-8>
- Polemis Júnior, K., Da Silva Filho, F. C. y Lima-Filho, F. P. (2021). Estimating the rock mass deformation modulus: A comparative study of empirical methods based on 48 rock mass scenarios. *REM - International Engineering Journal*, 74(1), 39–49. <https://doi.org/10.1590/0370-44672019740150>
- Priest, S. D. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-011-1498-1>
- Raymer et al. (1980). An improved sonic transit time-to-porosity transform: Presented at 21st Annual Logging Symposium: In Proceedings of the. *Lafayette*.
- Selvadurai, A. P. S. y Suvorov, A. P. (2020). The influence of the pore shape on the bulk modulus and the Biot coefficient of fluid-saturated porous rocks. *Scientific Reports*, 10(1), 18959. <https://doi.org/10.1038/s41598-020-75979-6>
- Serafim y Pereira (1983). Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski: Presentada en INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND UNDERGROUND CONSTRUCTION. *SPG – Sociedade Portuguesa De Geotecnia*.
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and Transverseley isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*

- & Geomechanics Abstracts, 31(1), 23–34. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92312-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92312-4)
- Singh, B. y Goel, R. K. (Eds.). (2012). *Engineering rock mass classification: Tunnelling, foundations, and landslides*. Butterworth-Heinemann.
- Sonmez et al. (2006). Estimation of rock modulus: for intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.
- Tjie Liong (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. *International Journal of Applied Engineering Research*.
- Wang, X., Li, S., Wei, Y., & Zhang, Y. (2022, March 30). Analysis of surface deformation and settlement characteristics caused by tunnel excavation and unloading. *Geofluids*. <https://doi.org/10.1155/2022/5383257>
- Wittke, W. (2014). *Rock mechanics based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM)*. Ernst.