

Congelación del suelo en la construcción de túneles

Trabajo realizado por:
Jorge Coscolla Ciudad

Dirigido por:
Anna Ramon Tarragona
Sebastià Olivella Pastalle

Grado en:
Ingeniería Civil

Barcelona, 28 de junio de 2023

DECA – Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE GRADO

Resumen

La congelación artificial del suelo es una técnica utilizada para la construcción de obras subterráneas como túneles, pozos u otras obras civiles dada la mejora que proporciona a las características del terreno donde se lleva a cabo la ejecución de dichas obras. Concretamente, el comportamiento mecánico e hidráulico del suelo se ve alterado por el aumento considerable en la resistencia, rigidez e impermeabilidad que este sufre a raíz de la transformación del agua que se encuentra en el interior de los poros en hielo, ya sea total o parcialmente. Partiendo de esta base, el objetivo del presente trabajo es analizar cómo afecta este fenómeno a la respuesta del suelo ante las solicitaciones a las que este se somete como consecuencia de la construcción de un túnel en su interior. Para ello, en primer lugar se ha llevado a cabo una exhaustiva investigación en la literatura científica para encontrar un modelo que represente adecuadamente la acción del hielo en el suelo. En esta etapa del trabajo se ha desarrollado una serie de códigos en MATLAB para visualizar los resultados que proporcionaban dos de los posibles modelos, lo que ha sido clave para la elección del modelo definitivo, así como para aplicar este último al caso de estudio de este trabajo. A partir de estos resultados y de diferentes cálculos para obtener el resto de parámetros que permitieran modelar el problema, se han considerado dos escenarios iguales donde se representa el mismo acontecimiento, que es la construcción del túnel, con la diferencia de que en uno el suelo se encuentra no congelado mientras que en el otro sí lo está. De esta forma es posible estudiar el efecto de la congelación tanto durante la excavación de la galería y la construcción del revestimiento de hormigón que da forma al túnel, como durante un periodo de tiempo sucesivo al final de la construcción. El estudio de ambos casos se ha llevado a cabo mediante el programa de elementos finitos CODE_BRIGHT, el cual permite realizar un análisis completo de los resultados. El análisis muestra que mediante la congelación del suelo se logra obtener un alto grado de control sobre los asientos y que el suelo se aleja considerablemente del estado de rotura. Estas y otras ventajas respaldan que la técnica de congelación puede resultar muy conveniente en ciertos escenarios.

Palabras clave: suelo saturado, hielo, modelo, túnel, simulación numérica, congelación, MATLAB

Abstract

Artificial soil freezing is a technique used for the construction of underground works like tunnels, wells or other civil constructions due to the improvement that it provides to the characteristics of the ground where the works take place. Specifically, the mechanical and hydraulic behaviours of the soil change as consequence of the considerable increase of the resistance, stiffness and impermeability that the soil goes through as a result of the transformation of the water filling the pores into ice, either utter or partially. Starting from this basis, the objective of this thesis is to analyse how this phenomenon affects the response of the soil when undergone to the stresses it is subject to when a tunnel is constructed in its interior. To do so, firstly a thorough research in the scientific literature has been carried out in order to find a model that represents the ice effect on the soil properly. During this stage, a series of codes have been developed in MATLAB in order to visualise the results provided by two of the models, which has been a key aspect when selecting the final one, as well as on employing it on the case study of this thesis. From these results and different calculations to obtain the rest of parameters that allow the modelling of the problem, two scenarios have been considered where the same event takes place, which is the construction of the tunnel, being the only difference between both cases that on one of them the soil is frozen whereas on the other one it is not. In this way, the effect of freezing can be studied during the excavation of the tunnel and the construction of the tunnel lining, as well as during a period of time elapsed after the end of the construction. The study of both cases has been carried out by means of the finite element programme CODE_BRIGHT, which enables a comprehensive analysis of the results. The analysis shows that by freezing the soil a great control over the settlements is achieved and that the failure state may be avoided much more easily. These and other advantages support that artificial soil freezing might be really convenient for certain situations.

Keywords: saturated soil, ice, model, tunnel, finite element simulation, freezing, MATLAB

ÍNDICE GENERAL

1. Introducción	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Metodología y estructura	2
2. Parámetros equivalentes	4
2.1. Presentación de los modelos	5
2.1.1. Modelo 1. <i>Intellectual monitoring of artificial ground freezing in the fluid-saturated rock mass (Panteleev et al., 2017)</i>	5
2.1.2. Modelo 2. <i>Artificial ground freezing of fully saturated soil: Viscoelastic behavior (Lackner et al., 2008)</i>	8
2.1.3. Modelo 3. <i>Pore pressure coefficient in frozen soils (Lyu et al., 2021)</i>	10
2.1.3.1. Modelo KT	13
2.1.3.2. Modelo de cementación de matriz	16
2.1.3.3. Modelo de recubrimiento del grano	18
2.1.4. Modelo 4. <i>Constitutive model for rate-independent behavior of saturated frozen soils (Ghoreishian et al., 2016)</i>	20
2.1.5. Modelo 5. <i>Computational simulation of soil freezing: Multiphase modeling and strength upscaling (Zhou, 2014)</i>	26
2.2. Selección	32
3. Programa y ensayos	39
3.1. Descripción y uso de CODE_BRIGHT	39

3.2. Pruebas preliminares	44
4. Casos de estudio: suelo sin congelar y suelo congelado	52
5. Resultados. Descripción e interpretación	59
5.1. Presiones de agua	60
5.2. Desplazamientos verticales	64
5.3. Deformaciones volumétricas	71
5.4. Plasticidad y rotura	77
6. Conclusiones	84
6.1. Futuras líneas de investigación	87
Apéndices	94
A. Código en MATLAB para obtener la relación de K y G con la porosidad y el grado de saturación según el modelo 5	94
B. Código en MATLAB para obtener la relación de K y G con la porosidad y el grado de saturación según el modelo KT	98
C. Código en MATLAB para obtener los resultados de K y G del modelo 5	105

ÍNDICE DE FIGURAS

1.	Aparición y disposición del hielo. ¹	17
2.	Representación del fenómeno de la succión criogénica. ²	23
3.	Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la temperatura y a presión de confinamiento constante.	25
4.	Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la presión de confinamiento y manteniendo la temperatura constante a -4°C	25
5.	Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la presión de confinamiento y manteniendo la temperatura constante a -6°C	26
6.	Diferentes mecanismos por los que el agua permanece sin congelar en un suelo congelado.	28
7.	Comparación entre los resultados obtenidos por el modelo en cuestión y los escogidos de la literatura. ³	31
8.	Comparación entre los resultados obtenidos por el modelo en cuestión y la solución analítica. ⁴	31
9.	Evolución de la dilatación del suelo con la temperatura.	32
10.	Resultados proporcionados por el Modelo KT.	36
11.	Resultados proporcionados por el Modelo 5.	36
12.	Definición de la curva de retención en CODE_BRIGHT.	41
13.	Definición de los intervalos.	43
14.	Geometría del problema	45
15.	Asignación de los materiales.	46
16.	Condiciones de contorno en CODE_BRIGHT	47

17.	Mallado.	49
18.	Asientos a 1.5 metros de profundidad en diferentes escenarios donde varía el módulo de Young.	50
19.	Asientos en el inicio para $E=30$ MPa	51
20.	Malla final.	58
21.	Distribución de las presiones de agua a los 40 días.	60
22.	Distribución de las presiones de agua al final de la simulación.	61
23.	Puntos localizados 0.5, 2, 4 y 12 metros por debajo del túnel.	62
24.	Evolución temporal de las presiones de agua en los puntos A, B, C y D.	63
25.	Desplazamientos verticales a los 40 días.	65
26.	Desplazamientos verticales al final de la simulación.	65
27.	Puntos localizados 0.5, 1 y 2 metros por encima y por debajo del túnel.	66
28.	Evolución de los desplazamientos verticales en los puntos A, B, C, D, E y F para el suelo sin congelar.	67
29.	Evolución de los desplazamientos verticales en los puntos A, B, C, D, E y F para el suelo congelado.	67
30.	Asientos a 1.5 metros de profundidad.	69
31.	Asientos a 5 metros de profundidad.	70
32.	Deformaciones volumétricas a los 40 días.	72
33.	Deformaciones volumétricas al final de la simulación.	72
34.	Reconfiguración de las partículas al ser sometidas a un esfuerzos de corte.	73
35.	Puntos localizados 1, 2 y 6 metros por encima y por debajo del túnel.	74

36.	Evolución de las deformaciones volumétricas para los puntos A, B, C, D, E y F. . .	75
37.	Trayectorias de tensiones efectivas.	78
38.	Deformaciones volumétricas plásticas para el suelo sin congelar.	82
39.	Evolución temporal de las deformaciones volumétricas plásticas.	83

ÍNDICE DE TABLAS

1.	Principales ventajas y limitaciones de los modelos estudiados.	37
2.	Inputs sobre los materiales.	53
3.	Información de entrada para calcular K y G del suelo congelado.	54
4.	Aumento en p' y q en el congelado con respecto al sin congelar.	80

1. INTRODUCCIÓN

En ciertas ocasiones, la construcción de una obra civil puede estar sujeta a una serie de condiciones que dificulten su comienzo o ejecución, siendo una de ellas el estado o las características del terreno sobre el que va a tener lugar la obra en cuestión. Ante esta situación, es necesario recurrir a las técnicas adecuadas que permitan facilitar lo máximo posible el llevar a cabo la obra. En otros casos, simplemente se recurre a métodos de construcción alternativos para optimizar la obra, ya sea desde un punto de vista económico o de la seguridad, para sacarle el máximo partido a los recursos disponibles o para conseguir el resultado final más deseable. Una de estas técnicas alternativas es la congelación del suelo, la cual proporciona una mejora de las características hidráulicas y mecánicas del suelo que resulta muy conveniente, siendo esta la razón por la que este método de construcción cuenta con aplicaciones en el ámbito de la ingeniería geotécnica, en especial cuando se trata de suelos blandos y saturados.

En el caso de la construcción de túneles, la congelación artificial del suelo se suele aplicar como medida auxiliar que aporta control del agua y capacidad de soporte adicionales durante la fase de excavación. Se trata de una técnica que ha sido ampliamente utilizada durante los últimos 30 años como método para mitigar los efectos de la excavación sobre las estructuras que se encuentran por encima del túnel, ya que los asentamientos que puedan producirse en la superficie son uno de los principales riesgos que tiene la construcción de este tipo de obras. Por esta razón, si la construcción del túnel está teniendo lugar en una zona urbana, donde existen edificaciones, canalizaciones, etc, es crucial que los desplazamientos se mantengan siempre dentro de un rango admisible y, por lo tanto, tener un buen control de estos.

En este trabajo de final de grado se analizará cómo la congelación afecta al estado del suelo durante todo el proceso de construcción y excavación de un túnel, así como durante un periodo posterior al fin de la construcción. Con tal propósito, se hará uso del programa de elementos finitos CODE_BRIGHT, mediante el cual se llevarán a cabo las simulaciones de los casos del suelo sin congelar y congelado. No obstante, para ello, en primer lugar será necesario encontrar un modelo que considere adecuadamente el efecto del hielo sobre las propiedades del suelo congelado, entendido este como la mezcla de las partículas sólidas, el hielo y agua; y cuyos resultados sirvan de entrada para modelar el problema en el programa.



1.1. Objetivos

El objetivo final de este trabajo es observar, interpretar, comprender y evaluar los efectos que la congelación tiene sobre el terreno y cómo estos son convenientes durante la construcción y excavación de un túnel. No obstante, tal y como ha sido mencionado en el apartado anterior, para ello existe todo un proceso de búsqueda de un modelo adecuado para capturar el efecto del hielo, así como de modelado del problema, que da lugar a una serie de objetivos más específicos y que, una vez alcanzados, permiten lograr el principal objetivo.

Tras esta aclaración, todos los objetivos de este trabajo se recogen a continuación.

- Seleccionar el modelo más adecuado de entre aquellos recopilados tras una profunda investigación en la literatura científica. Posteriormente, implementar el modelo en cuestión.
- Aprender a utilizar CODE_BRIGTH y a interpretar sus resultados.
- Modelar los casos del suelo congelado y no congelado en CODE_BRIGTH. En el caso de este último, a partir de los resultados del modelo.
- Interpretar los resultados de ambos casos para apreciar claramente los efectos de la congelación, así como de las diferentes etapas en la construcción del túnel. Tras ello, entender los resultados para obtener unas conclusiones.

1.2. Metodología y estructura

La estructura del trabajo es la que se muestra a continuación. En ella, se detalla más precisamente la metodología mencionada anteriormente.

Capítulo 2: Parámetros equivalentes. Se explica la necesidad de encontrar un modelo para representar el efecto del hielo, así como cual es la base a partir de la que se parte para encontrarlo. Se presentan los modelos que han sido considerados y se mencionan los diferentes aspectos más relevantes de cada uno (contexto, hipótesis, simplificaciones, formulación propuesta, resultados, efectividad a la hora de representar el comportamiento del suelo congelado...). Finalmente, se



selecciona el más adecuado. Este capítulo incluye el desarrollo de varios códigos en Matlab para evaluar la veracidad de varios de los modelos, así como para implementarlos y obtener los valores de entrada para el programa de elementos finitos.

Capítulo 3: Programa y ensayos. Se presenta el programa CODE_BRIGHT y se explica el procedimiento para modelar cualquier problema. Posteriormente, se modela el que es un avance de los casos de estudio para llevar a cabo una serie de pruebas preliminares con el objetivo de familiarizarse con el programa, cuyos resultados anticipan una parte de los obtenidos de los casos de estudio.

Capítulo 4: Casos de estudio: suelo sin congelar y congelado. A partir del modelo empleado para una de las pruebas preliminares, se modelan los dos casos de estudio. Se detallan todos los aspectos del modelado de ambos casos y se llevan a cabo las simulaciones.

Capítulo 5: Resultados. Descripción e interpretación. Se muestran e interpretan los resultados obtenidos tras las simulaciones de ambos casos. Los resultados se presentan en términos de las presiones de agua, desplazamientos, deformaciones volumétricas y plasticidad y rotura.

Capítulo 6: Conclusiones. Se exponen las conclusiones obtenidas tras realizar el trabajo, así como las limitaciones de este y otros aspectos relevantes a la hora de obtener las conclusiones finales.

2. PARÁMETROS EQUIVALENTES

El suelo sobre el que va a tener lugar la ejecución de cualquier tipo de obra puede ser interpretado como un agregado de diferentes materiales sólidos que, influenciados por la presencia de huecos entre las partículas, aportan la resistencia a los esfuerzos a los que el suelo será sometido desde la fase inicial de la obra hasta el final de su vida útil. En la mayoría de ocasiones, una fracción volumétrica de estos espacios entre las partículas de los materiales sólidos (poros del suelo o roca) se encuentra ocupada por agua, lo que acaba influenciando en gran medida la respuesta mecánica del suelo. De esta forma, la respuesta del suelo cuando esté sometido a diferentes sollicitaciones dependerá completamente de las propiedades de los materiales que lo componen, así como de la cantidad de agua que se encuentre en el interior de los poros, es decir, del grado de saturación.

Por lo tanto, para conocer y poder evaluar el comportamiento de un suelo es necesario definir un modelo de su comportamiento mecánico e hidráulico adecuado que, teniendo en cuenta las propiedades de sus componentes, así como la proporción con la que estos se encuentran, el grado de saturación y otros factores diferentes, sea capaz de proveer una representación del comportamiento global del terreno en su conjunto. Esto es, precisamente, lo que se ha llevado a cabo en esta sección del trabajo. En el presente apartado se describe el proceso de búsqueda en la literatura científica de un modelo que proporcione determinados parámetros equivalentes del suelo partiendo, principalmente, de estos mismos evaluados en los componentes individuales de la mezcla. La razón de que se empleen unos parámetros equivalentes del suelo es que es la forma en la que uno es capaz de modelar en suelo como si fuera un único material homogéneo considerando las propiedades de sus componentes (i. e. partículas sólidas, hielo y agua) en su justa medida. En esta sección se introducen varios de los modelos que se han estudiado, se discute sobre la idoneidad de cada uno de ellos en consideración a los objetivos finales de este proyecto y, por último, se selecciona el que finalmente será el que se utilizará para continuar con el desarrollo del trabajo.

Los modelos presentados a continuación proporcionan los siguientes parámetros elásticos equivalentes del suelo: el módulo volumétrico K y el módulo de corte G , que, junto con el módulo de Young, el cual puede ser obtenido a partir de estos, caracterizan la respuesta elástica del suelo. Así, se parte de un modelo para estudiar el comportamiento elástico del suelo, para luego aumentar la complejidad y continuar con un estudio donde también se considere el comportamiento plástico.



2.1. Presentación de los modelos

En cada uno de los siguientes subapartados se presenta uno de los modelos que se han considerado y se introduce sus aspectos más relevantes, como podrían ser las hipótesis y teorías sobre las que ha sido desarrollado, simplificaciones y demás consideraciones, utilidades, efectividad a la hora de reproducir la respuesta del suelo congelado... para así conocer bajo qué contexto se están contemplando las formulaciones de K y G que el modelo en cuestión aporta.

2.1.1. Modelo 1. *Intellectual monitoring of artificial ground freezing in the fluid-saturated rock mass (Panteleev et al., 2017).*

El primer modelo bajo consideración fue empleado para desarrollar una nueva técnica de monitoreo de formaciones artificiales de hielo. Concretamente, se trata de un sistema que registra la evolución de la distribución de la temperatura en tiempo real de, en el caso de estudio donde se plantea el modelo en cuestión, la formación de una pared de hielo alrededor de una excavación vertical en una masa rocosa completamente saturada. Este sistema se implementa mediante el uso de pozos de medición hidráulicos y térmicos, y debería ser capaz de medir el tiempo requerido para que tenga lugar la formación de la pared de hielo, así como su espesor. Sin embargo, estudios e investigaciones previas sobre la congelación artificial del suelo indican que las mediciones de la temperatura no proveen información lo suficientemente detallada como para establecer los parámetros del muro de hielo.⁵ Por esta razón, es necesaria una mejora en la medición del seguimiento de la formación del hielo, para la cual existen dos posibles formas de obtenerla:

- Mediante la aplicación de un sistema de medición de la distribución espacial de la temperatura basado en el uso de fibra óptica, el cual permite monitorizar en tiempo real varios miles de puntos.
- Mediante el desarrollo del así denominado “sistema de monitoreo intelectual” (*intellectual monitoring system*).⁵ Dicho sistema requiere un modelo virtual del objeto bajo consideración que permita interpretar los datos registrados y simular su respuesta en el futuro.



De esta forma, el modelo que se presenta en esta subsección se trata de parte de aquel que ha sido empleado para desarrollar el primer paso en la confección del sistema que ha sido mencionado en el segundo punto.

Entre los aspectos más relevantes del modelo, cabe destacar que se trata de un modelo hidrotérmo-mecánico para un medio saturado, por lo que la excavación bajo seguimiento es considerada como un medio poroso, constituido únicamente por los siguientes tres componentes: el esqueleto, el agua en estado líquido y el hielo, estos dos últimos llenando totalmente el volumen de los poros. Así, una de las hipótesis de este modelo es que, en la configuración inicial antes del comienzo de la congelación, los poros se encuentran plenamente llenos de agua, la cual se transformará completamente en hielo dando lugar a que no haya agua en estado líquido una vez el suelo esté congelado. Por otro lado, otras de las simplificaciones que han sido contempladas por el modelo son las siguientes: el esqueleto seco permanece invariable durante el proceso de cambio de fase, todas las propiedades físicas del suelo son isotrópicas y tienen lugar pequeñas deformaciones del medio poroso.

En lo que respecta a la simulación, esta se ha llevado a cabo numéricamente. Su precisión depende en gran medida de dos factores principales: la información conocida sobre las propiedades mecánicas y térmicas de los componentes en condiciones iniciales, así como de la idoneidad del modelo físico que ha sido empleado para representar el objeto. De entre los diferentes tipos de modelos que existen para este tipo de investigaciones, ha sido utilizado un modelo termodinámico.⁵ A su vez, existen dos clases distintas de este tipo de modelos, diferenciados por el hecho de si el agua que permanece en estado líquido es considerada o, por el contrario, se asume que no existe agua líquida una vez que ha tenido lugar el cambio de fase. Como se ha mencionado previamente, este último caso es el que nos ocupa ya que, a pesar de que considerando el agua el modelo describe los procesos físicos que tienen lugar en los granos y poros más precisamente, implica un aumento considerable en la complejidad del modelo ya que se requieren investigaciones y estudios adicionales sobre el agua sin congelar durante el cambio de fase, así como sobre los procesos de filtración en un medio poroso al congelarse.

En este caso, los parámetros equivalentes del suelo congelado vienen relacionados con los parámetros del suelo y el hielo por las siguientes expresiones.



$$K_e = \frac{K_{sc} - nK_h}{1 - n} \quad (2.1)$$

$$G_e = \frac{G_{sc} - nG_h}{1 - n} \quad (2.2)$$

Donde las letras K y G denotan los módulos volumétrico y de corte, respectivamente; los subíndices e , sc y h indican que los parámetros corresponden al esqueleto del suelo, al suelo saturado congelado y al hielo, respectivamente; y n es la porosidad. Respecto a este último parámetro, este ha sido definido considerando el efecto de la deformación volumétrica, la presión y la temperatura como se describe a continuación.

$$n = n_0 + \alpha_B \varepsilon_v + \frac{1}{N} p_f - 3\alpha_s (\alpha_B - n_0) (T - T_0) \quad (2.3)$$

Donde n_0 es la porosidad inicial, α_B y $\frac{1}{N}$ son los así denominados coeficiente y modulo tangente de Biot, respectivamente, ε_v es la parte volumétrica del tensor de deformación, p_f es la presión en los poros ejercida por el fluido, α_s es el coeficiente de expansión térmica del esqueleto seco y, finalmente, T y T_0 son las temperaturas absoluta e inicial, respectivamente.

Dos aspectos son de particular interés respecto a esta formulación. El primero de ellos es que, en contraste con lo que se ha expuesto anteriormente, no se tienen en cuenta cada uno de los elementos que componen el suelo individualmente, sino que únicamente se ha considerado, por un lado, el suelo no congelado como mezcla y, por otro lado, la aportación del hielo, para así obtener los parámetros equivalentes una vez se encuentra completamente congelado. De esta forma, formulaciones adicionales serían necesarias para determinar los parámetros de la mezcla en caso de contemplar más de un material sólido a parte del hielo.

El segundo aspecto, precisamente relacionado con el punto anterior, es que estas formulaciones vienen simplemente dadas por la ponderación de los parámetros mediante la fracción volumétrica que le corresponde a cada componente a través de la porosidad. Por lo tanto se trata de una formulación sencilla y que, dado que para utilizarla se necesitan los parámetros correspondientes al suelo como agregado, que es precisamente lo que se busca obtener, junto con la contribución del hielo, no aporta grandes avances en la búsqueda del modelo.



2.1.2. Modelo 2. *Artificial ground freezing of fully saturated soil: Viscoelastic behavior (Lackner et al., 2008).*

El agua comienza a transformarse en hielo a medida que la temperatura del suelo cae por debajo de los 0° C. La interacción entre las partículas del suelo y el agua de alrededor da lugar a un cambio permanente en la morfología al tiempo que la temperatura desciende: el hielo, comenzando por la formación de núcleos de cristales en el centro del poro relleno de agua, se expande hacia la superficie de la partícula según la temperatura continua disminuyendo. Sin embargo, incluso en el caso de temperaturas significativamente inferiores al punto de congelación del agua, una delgada capa de este líquido permanece sin congelar alrededor de la partícula de suelo. De esta forma, se puede entender el suelo saturado congelado como una mezcla compuesta de las partículas del suelo, agua y hielo. Desde un punto de vista macromecánico, este cambio continuo en la morfología, caracterizado por un aumento de la fracción volumétrica del hielo mientras la cantidad de agua que permanece en estado líquido disminuye, da lugar a dos configuraciones del suelo distintas. Por un lado, cuando los cristales de hielo que se forman en el sistema de poros se consideran incrustados dentro de una matriz de agua contenida en el mismo poro, en el escenario de temperaturas ligeramente inferiores a los 0° C; y, por otro lado, cuando las partículas de hielo continúan creciendo y acaban por unirse entre ellas. En este caso, desde un marco microscópico, la nueva fase de hielo es considerada la matriz y da lugar a un sistema que aumenta la capacidad de carga del suelo.

En el presente apartado se introduce un modelo basado en las propiedades mecánicas de los componentes de la mezcla a nivel microscópico para estimar las propiedades elásticas y viscosas del suelo saturado congelado. De esta forma, el comportamiento del suelo a nivel macroscópico se relaciona con las propiedades de los diferentes constituyentes: agua, hielo y partículas del suelo. Cabe destacar que, a parte de las propiedades elásticas, el modelo también predice la dilatación asociada al proceso de congelación. Por consiguiente, basado en uno de los denominados “modelos micromecánicos”, para todas las propiedades mecánicas, así como para la dilatación asociada al cambio de fase, y partiendo desde el marco de referencia de la mecánica del suelo a nivel microscópico, relaciona el comportamiento mecánico del suelo congelado a nivel macroscópico con las propiedades de los materiales constituyentes por medio de lo que se conoce como “*upscaling*”.⁶



En las últimas décadas, los modelos micromecánicos han sido desarrollados y continuamente mejorados para proporcionar una estimación de las propiedades elásticas de los compuestos de los suelos. La selección de un modelo micromecánico adecuado depende principalmente de la caracterización del material bajo investigación. Se puede distinguir entre dos clases de modelos micromecánicos:⁶

1. Teoría de medios periódicos (*periodic media theory*). Puede ser empleada siempre y cuando la caracterización muestre una variación con el espacio de las propiedades físicas, así como un desplazamiento a nivel macroscópico de la estructura. Este modelo ha sido ya utilizado para la determinación de las propiedades elásticas de muestras de arena extraídas en Manchester congeladas.⁷
2. Teoría de medios efectivos (*effective media theory*). Se basa en la introducción de un volumen representativo que establece la distinción entre las escalas de observación. Su tamaño debe cumplir con los siguientes requisitos:
 - Ser significativamente más grande que las dimensiones características de las fases materiales que conforman el material a la escala considerada.
 - Ser considerablemente más pequeño que el producto o material construido por el propio volumen representativo.

El modelo que se considera en este caso hace uso de la micromecánica del medio continuo dentro del marco de la teoría de medios efectivos. Concretamente, y considerando que la forma de las inclusiones es esférica, el esquema propuesto por Mori y Tanaka (1973) provee los módulos volumétrico K_e y de corte G_e equivalentes, tal y como queda reflejado en las expresiones 2.4 y 2.5.⁸

$$\frac{K_e}{K_h} = 1 + f_p \frac{1 - \frac{K_h}{K_p}}{\frac{K_h}{K_p} + (1 - f_p)\alpha(1 - \frac{K_h}{K_p})} \quad (2.4)$$

$$\frac{G_e}{G_h} = 1 + f_p \frac{1 - \frac{G_h}{G_p}}{\frac{G_h}{G_p} + (1 - f_p)\beta(1 - \frac{G_h}{G_p})} \quad (2.5)$$



Donde K y G representan los módulos volumétrico y de corte, respectivamente; los subíndices p y h hacen referencia a las partículas del suelo y del hielo, respectivamente; y f_p representa la fracción volumétrica de las partículas del suelo. Los coeficientes α y β vienen dados por las siguientes expresiones.

$$\beta = \frac{6(K_h + 2G_h)}{5(3K_h + 4G_h)} \quad (2.6)$$

$$\alpha = \frac{3K_h}{3K_h + 4G_h} \quad (2.7)$$

Uno de los aspectos que destaca de esta formulación es que la cantidad de agua que no ha llegado a congelarse y que continua en estado líquido no es considerada por las ecuaciones 2.4 y 2.5. Ha sido demostrado que la influencia del agua no congelada es mínima y despreciable, como consecuencia de la rapidez con la que disminuye su contenido en el caso de suelos granulares a medida que la temperatura disminuye por debajo de los 0°C. Este fenómeno se debe a la baja superficie específica del suelo granular, que influencia en gran medida el contenido de agua sin congelar. Sin embargo, esta justificación puede no ser válida en el caso de suelos congelados cohesivos que muestren una cantidad de agua sin congelar considerable aún encontrándose a temperaturas inferiores a los 0°C.

Por otro lado, cabe destacar que, al contrario que para la determinación de las propiedades elásticas, el contenido de agua sin congelar sí ha sido considerado por el modelo a la hora de evaluar las deformaciones asociadas a la dilatación.

Para concluir con este modelo, el uso del previamente mencionado esquema de Mori y Tanaka para la determinación de las propiedades elásticas de un suelo granular congelado ha mostrado una gran concordancia con los resultados experimentales con los que se ha comparado.⁷

2.1.3. Modelo 3. *Pore pressure coefficient in frozen soils (Lyu et al., 2021).*

Antes de introducir el modelo que se presenta en este apartado, y para entender las motivaciones por las cuales ha sido propuesto y desarrollado, es necesario presentar el conocido como parámetro B de Skempton.



El coeficiente de presión en los poros B de Skempton o parámetro B de Skempton se define como la variación en la presión de los poros que ocurre como consecuencia de un cambio en la presión de confinamiento bajo condiciones no drenadas. Este coeficiente, junto con el parámetro A de Skempton, fue introducido por el ingeniero civil Alec Skempton en 1954 para relacionar la variación en la presión de los poros Δu que ocurre al alterar los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 en lo que respecta a la resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas tal y como se muestra a continuación.⁹

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.8)$$

Estos coeficientes son estimados experimentalmente mediante un ensayo triaxial en condiciones no drenadas.

En relación al parámetro B, este es esencial a la hora de considerar los efectos de la compresibilidad del fluido y del esqueleto sobre el sistema poroso. Además, es un elemento clave cuando se trata de estudiar el comportamiento termo-hidro-mecánico del suelo congelado y el riesgo de deslizamiento de tierras permafrost.^{10 11}

Sin embargo, a pesar de tratarse de un aspecto esencial en la indagación de una posible definición de las tensiones efectivas en suelos congelados, la investigación disponible en la literatura científica sobre la medición de este parámetro en suelos congelados es muy limitada, debido en parte a factores como que no se ha establecido ninguna norma ni criterio común para llevar a cabo este ejercicio o que la presión hidráulica que es requerida en los ensayos debe encontrarse dentro de un rango muy específico.¹ De esta forma, el modelo que se introduce en este apartado ha sido utilizado para esclarecer el problema y aportar nueva información sobre las implicaciones que tiene este parámetro sobre el comportamiento del suelo congelado. Específicamente, el modelo ha sido empleado para llevar a cabo una serie de ensayos para determinar el coeficiente B de Skempton en arcillas congeladas.¹

El objetivo era analizar los resultados procedentes de estas pruebas junto con los de otras disponibles en la literatura, así como otras ejecutadas en diferentes suelos para proporcionar información más detallada sobre este parámetro considerando el efecto del modo de cristalización



del hielo sobre la rigidez del esqueleto. Particularmente, como se ha mencionado con anterioridad, estas pruebas consistían en una serie de ensayos triaxiales cuyos resultados, en lo que respecta al análisis teórico, podían ser abordados desde tres marcos teóricos distintos, cada uno de los cuales aporta diferentes formulaciones para obtener los parámetros equivalentes del suelo: el modelo de Kuster y Toksöz (*KT model*),¹² el modelo de cementación de matriz (*matrix cementing model*)¹³ y el modelo de recubrimiento del grano (*grain coating model*).¹⁴ Estos modelos estiman la variación del parámetro B de Skempton con la reducción del contenido de agua sin congelar basados en los diferentes modos de cristalización del hielo.

Antes de comenzar a profundizar en estos modelos es necesario introducir algunos conceptos iniciales que ayuden a su comprensión como es, por ejemplo, la relación que existe entre el parámetro B de Skempton y los módulos volumétricos de los diferentes componentes del suelo, reflejada en la siguiente ecuación.¹⁵

$$B = \frac{1}{1 + \left(\frac{nK}{\alpha_B}\right)\left[\frac{1}{K_f} - \frac{1}{K_n}\right]} \quad (2.9)$$

$$K_n^{-1} = -\frac{1}{nV} \left[\frac{\partial(nV)}{\partial u} \right]_{p'=const.} \quad (2.10)$$

Donde K_f y K_n son el módulo volumétrico del fluido y el módulo volumétrico de los poros, respectivamente, siendo este último definido en la ecuación 2.10. K es el módulo volumétrico del esqueleto, n la porosidad y α_B el coeficiente de Biot, introducido previamente en el Modelo 1 y definido como $\alpha_B = 1 - \frac{K}{K_s}$, siendo K_s el módulo volumétrico de los componentes sólidos del suelo, el cual se define como muestra la Ecuación 2.11.

$$K_s^{-1} = -\frac{1}{V} \left(\frac{\partial V}{\partial u} \right)_{p'=const.} \quad (2.11)$$

Donde V es el volumen de la muestra cuyo módulo se está determinando y p' es tensión efectiva media.

Por otro lado, existen formulaciones alternativas que también relacionan el parámetro B de



Skempton con los módulos volumétricos de las diferentes partes.¹⁶

$$B = \frac{1 - \frac{K}{K_u}}{1 - \frac{K}{K_s}} \quad (2.12)$$

Donde ahora K_u es el módulo volumétrico del esqueleto en condiciones no drenadas.

Retomando las expresiones 2.10 y 2.11, si se comparan puede observarse que, a tensión efectiva media constante, K_n y K_s son equivalentes en el caso de que la porosidad permanezca invariable con el cambio en la presión en los poros. Sin embargo, existen casos en los que K_n no puede ser asumida como igual a K_s como, por ejemplo, cuando granos de materiales sólidos de una alta compresibilidad, como podría ser hielo, rellenan los poros y acaban cubiertos por un medio sólido mucho más rígido, como podría ser cuarzo.¹⁷ En estos casos, K_n puede incluso tomar valores negativos, teóricamente. Estudios llevados a cabo sobre rocas compuestas por arcillas y cuarzo, caracterizados por una considerable diferencia en la rigidez, han mostrado valores negativos de K_n .¹ Cabe destacar que la rigidez o módulo volumétrico del hielo depende de la temperatura, aumentando en un 1,6 %, aproximadamente, cuando la temperatura disminuye de 0°C a -10°C.¹⁸ Por otro lado, en el caso de arcillas, cuyo módulo volumétrico es del orden de 100 GPa, tomar K_n igual que K_s daría lugar a resultados poco realistas.

En base a lo que acaba de ser expuesto, los modelos que se exponen a continuación han sido propuestos para estimar los módulos equivalentes de los parámetros elásticos del suelo congelado para luego calcular el parámetro B de Skempton.

2.1.3.1. Modelo KT

Ha tenido aplicaciones prácticas para estimar en función del grado de saturación de agua sin congelar, que oscila entre 0 y 100 % en caso de encontrarse el suelo totalmente congelado o, de lo contrario, de permanecer sin congelar completamente, respectivamente, los módulos equivalentes de una muestra de arcilla extraída de la península de Onsøy (Noruega) y sometida a diferentes temperaturas por debajo de los 0°C.¹ El modelo ha demostrado estimar precisamente la cantidad de agua sin congelar en arcillas y arenas, estas últimas con un alto contenido de sal, así como



proporcionar resultados precisos a la hora de evaluar la variación del parámetro B de Skempton con la reducción del contenido de agua sin congelar y el aumento del módulo volumétrico del esqueleto durante el proceso de congelación.¹⁹

El modelo provee inicialmente una estimación de los módulos volumétrico y de corte en condiciones no drenadas, K_u y G_u , para un medio compuesto de inclusiones esféricas incrustadas en una matriz tal y como lo reflejan las ecuaciones 2.13 y 2.14.

$$\frac{K_u}{K_{ma}} = \frac{1 + \frac{4G_{ma}(K_{in}-K_{ma})}{(3K_{in}+4G_{ma})K_{ma}}c}{1 - \frac{3(K_{in}-K_{ma})}{(3K_{in}+4G_{ma})}c} \quad (2.13)$$

$$\frac{G_u}{G_{ma}} = \frac{6G_{in}(K_{ma} + 2G_{ma}) + (9K_{ma} + 8G_{ma})[(1 - c)G_{ma} + cG_{in}]}{G_{ma}(9K_{ma} + 8G_{ma}) + 6(K_{ma} + 2G_{ma})[(1 - c)G_{in} + cG_{ma}]} \quad (2.14)$$

Donde K y G hacen referencia a los módulos volumétrico y de corte, c es la fracción volumétrica de inclusiones esféricas y los subíndices in y ma se refieren a las inclusiones y a la matriz, respectivamente.

El procedimiento consiste en aplicar estas formulaciones iterativamente para calcular en primer lugar los módulos equivalentes de la mezcla entre el hielo y el agua, considerando el hielo como el medio y el agua como las inclusiones esféricas, para luego obtener más adelante los módulos que le corresponden al suelo congelado considerando como las inclusiones esféricas las partículas del suelo en una mezcla de hielo y agua. A continuación, módulo volumétrico del esqueleto congelado K viene dado por K_u , K_s , K_f y K_n por la que se conoce como ecuación de Gassmann.¹⁶

$$K = \frac{\frac{K_u}{K_s} + \frac{n_1 K_u}{K_f} - \frac{n_1 K_u}{K_n} - 1}{\frac{K_u}{K_s} + \frac{n_1 K_s}{K_f} - \frac{n_1 K_s}{K_n} - 1} K_s \quad (2.15)$$

Donde $n_1 = nS_w$ es la porosidad efectiva, siendo S_w el grado de saturación de agua sin congelar.

Por su parte, K_s y G_s pueden ser calculados utilizando la que se conoce como media de Voigt-Reuss.²⁰



$$K_s = \frac{1}{2} \left[\sum_{j=1}^m f_j K_j + \left(\sum_{j=1}^m \frac{f_j}{K_j} \right)^{-1} \right] \quad (2.16)$$

$$G_s = \frac{1}{2} \left[\sum_{j=1}^m f_j G_j + \left(\sum_{j=1}^m \frac{f_j}{G_j} \right)^{-1} \right] \quad (2.17)$$

Donde m es el número de componentes sólidos y f , K y G sus respectivas fracciones volumétricas y módulos volumétrico y de corte.

Así, se trata de un modelo que, teniendo en cuenta la distinción entre inclusión y medio, provee el módulo volumétrico equivalente del suelo congelado partiendo de un número limitado de parámetros relacionados con las propiedades de sus componentes y la cantidad en la que estos se encuentran presentes. Sin embargo, y a pesar de ser ampliamente adoptado por la comunidad científica, también cuenta con una serie de limitaciones. Una de ellas es que el modelo solo se ajusta a formas esféricas de las partículas en cuestión, lo que, por ejemplo, se aleja de la geometría natural las partículas de arcilla. A pesar de todo, con la finalidad de estudiar la capacidad del modelo a la hora de obtener estimaciones de la cantidad de agua sin congelar, fue determinado que el efecto de la forma en el caso de partículas de suelos congelados es insignificante.¹⁹

Otro posible inconveniente se encuentra ligado a la ecuación de Gassmann (Ecuación 2.15). Esta asume una buena conexión entre los poros, lo cual puede no suceder en el caso de suelos congelados con un bajo contenido de agua sin congelar. A pesar de esto, existen estudios que avalan la validez de esta ecuación para este tipo de suelos, así como en otros tipos de materiales porosos. Al mismo tiempo, la ecuación de Gassmann ha sido validada para areniscas con una porosidad superior a 0.15, convirtiéndose el error en la estimación del módulo volumétrico cada vez más relevante a medida que la porosidad disminuye por debajo de ese valor.²¹

Por último, en lo que respecta al parámetro K_n , resultados obtenidos tanto teórica como experimentalmente que no se ajustaban completamente a aquellos obtenidos por el modelo KT sugieren la posibilidad de que $K_n = K_s$, e incluso valores negativos de K_n para el caso de suelos congelados como ya se ha introducido anteriormente. Con el fin de encontrar valores adecuados de K_n



que dieran lugar a resultados del parámetro B de Skempton obtenidos por medio del modelo KT consistentes con aquellos obtenidos experimentalmente, y asumiendo $K_n = K_s$, se llevaron a cabo diferentes estimaciones asumiendo valores negativos de K_n entre -1 y -5 GPa. Cierta consistencia fue observada entre ambos resultados, sin embargo, no es suficiente como para tomarse como definitiva.¹

2.1.3.2. Modelo de cementación de matriz

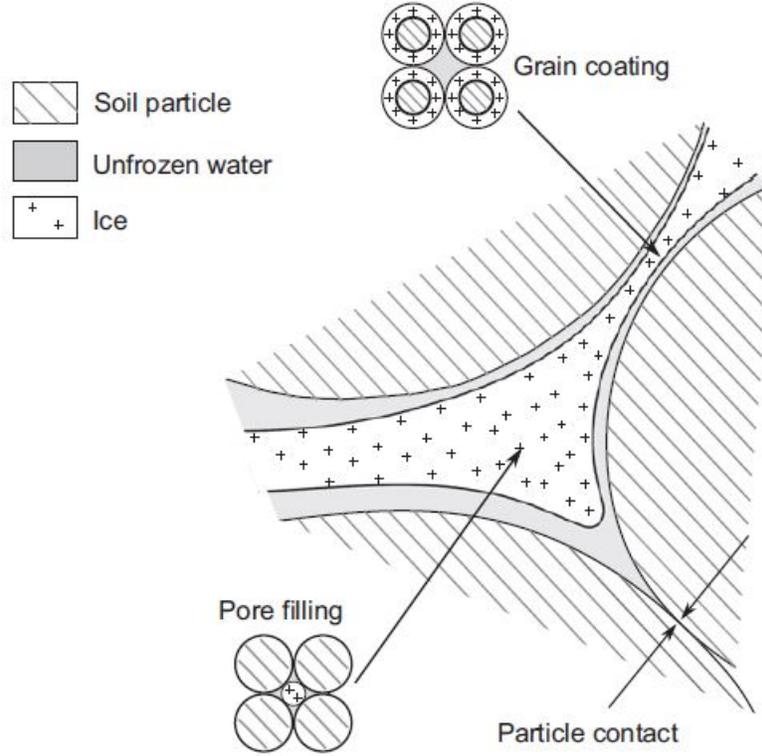
El modelo es también conocido como *pore filling model* y hace falta aclarar varios aspectos antes de comenzar con su explicación, los cuales también resultarán útiles a la hora de introducir el siguiente y último modelo que le corresponde a esta sección. Existen dos formas distintas de interpretar la aparición, expansión y fusión de los cristales de hielo que tiene lugar durante el proceso de congelación del suelo: como hielo que aparece y se expande en el interior de los poros y acaba por recubrir las partículas del suelo, o bien como hielo que ha quedado envuelto por estas. La manera más adecuada de entender este proceso dependerá en parte de si las partículas del suelo mantienen el contacto entre ellas o, de lo contrario, si el hielo las separa. Ambas interpretaciones las recoge la Figura 1.

De esta forma, la interpretación de la disposición del hielo que le corresponde al modelo que se presenta en este apartado se trata de aquella en la que el hielo acaba rodeado de partículas del suelo, ilustrado como *Pore filling* en la Figura 1.

El modelo fue desarrollado para calcular el módulo volumétrico del esqueleto K a partir de la que se conoce como teoría del contacto de Hertz-Mindlin, basada en la teoría de Hertz y en los trabajos de Mindlin.^{22 23} Respecto a la primera, esta se basa en la teoría elástica de dos cuerpos continuos en contacto y se caracteriza por asumir que el área de contacto entre partículas es muy pequeña en comparación con la dimensión de los cuerpos. Ha servido tradicionalmente para estudiar la mayoría de tipos de contacto que se producen entre sólidos y permite llevar a cabo estudios sobre la deformación plástica de materiales sólidos, el contacto entre materiales duros y frágiles o la deformación que se produce por medio de un contacto esférico, entre otros.



Figura 1: Aparición y disposición del hielo.¹



La formulación que propone este modelo es la siguiente.

$$K = \begin{cases} \left[\frac{n/n_c}{K_{HM} + 4G_{HM}/3} + \frac{1-n/n_c}{K_s + 4G_{HM}/3} \right]^{-1} - \frac{4}{3}G_{HM} & \text{si } n < n_c \\ \left[\frac{(1-n)/(1-n_c)}{K_{HM} + 4G_{HM}/3} + \frac{(n-n_c)/(1-n_c)}{4G_{HM}/3} \right]^{-1} - \frac{4}{3}G_{HM} & \text{si } n \geq n_c \end{cases} \quad (2.18)$$

Donde n_c es la porosidad crítica, que tiene en cuenta si las partículas del suelo se encuentran en suspensión. Los parámetros K_{HM} y G_{HM} vienen dados a partir de las siguientes expresiones.

$$K_{HM} = \left[\frac{C^2(1-n_c)^2 G_s^2}{18\pi^2(1-\nu_s)^2} P \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.19)$$



$$G_{HM} = \frac{5 - 4\nu_s}{5(2 - \nu_s)} \left[\frac{3C^2(1 - n_c)^2 G_s^2}{2\pi^2(1 - \nu_s)^2} P \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.20)$$

Donde C es el que se conoce como *coordinator number*, P es la tensión efectiva y ν_s es el coeficiente de Poisson.

Otro aspecto relevante de este modelo es que el hielo es considerado como una fase líquida y, al contrario que para el modelo KT, no sería considerado para calcular K_s de acuerdo con la expresión 2.16, sino que daría lugar a un nuevo valor de K_f , el cual se calcula a partir de la siguiente expresión en función de los módulos volumétricos del hielo y del agua, K_i y K_w , respectivamente, así como del grado de saturación del agua sin congelar S_w .

$$K_f = \left[\frac{1 - S_w}{K_i} + \frac{S_w}{K_w} \right]^{-1} \quad (2.21)$$

Por otro lado, en otro de los aspectos en los que se diferencia del modelo KT es en la relación que existe entre K y K_u . Para el presente modelo, esta relación viene dada por la ecuación extendida de Gassmann, asumiendo $K_u = K_s$.

$$K_u = K + \frac{[1 - (K/K_s)]^2}{[(K_s - K)/K_s^2] + n_1 [(1/K_f) - (1/K_n)]} \quad (2.22)$$

La característica que más sobresale de esta formulación es que K viene dada en la expresión 2.18 por una función a trozos en función de la porosidad crítica. Se trata de una función continua y que introduce nuevos parámetros como C , P y ν_s .

2.1.3.3. Modelo de recubrimiento del grano

Para acabar con este apartado, a continuación se introduce el conocido como *Graing coating model*. De acuerdo con la interpretación que adopta este modelo, el hielo ha acabado recubriendo las partículas del suelo tal y como queda ilustrado en la Figura 1. Cabe destacar que prácticamente siempre existe una delgada capa de agua que permanece en estado líquido entre el hielo y los granos más finos del suelo, lo que hace que esta interpretación sea menos realista que la que le corresponde



al modelo previamente expuesto. Además, se ha observado en diferentes estudios que este modo de cristalización del hielo es improbable que ocurra.¹⁹

En lo que respecta a su formulación, K viene dada por la siguiente expresión.

$$K = \frac{C(1-n)}{6} M_i S(\psi) \quad (2.23)$$

Donde S es la salinidad y M_i es el que se conoce en elasticidad lineal como módulo de onda P o módulo restringido del hielo. Este último se define como la relación entre la tensión y la deformación axial en un estado de deformación uniaxial y la relación que tiene con K y G se describe a continuación, así como la obtención del resto de parámetros necesarios en la ecuación 2.23.

$$M_i = \frac{4}{3} K_i + G_i \quad (2.24)$$

$$\psi = \left[\frac{2(1-S_w)n}{3C(1-n)} \right]^{0,5} \quad (2.25)$$

$$\Lambda = \frac{2G_i(1-\nu_g)(1-\nu_i)}{\pi G_s(1-2\nu_i)} \quad (2.26)$$

$$A = -0,024153\Lambda^{-1,3646} \quad (2.27)$$

$$B = 0,20405\Lambda^{-0,89008} \quad (2.28)$$

$$D = 0,00024649\Lambda^{-1,9864} \quad (2.29)$$

$$S = A\psi^2 + B\psi + D \quad (2.30)$$



Donde ν_i y ν_g son los coeficientes de Poisson del hielo y de las partículas sólidas de suelo, respectivamente.

Por su parte, esta formulación también introduce nuevos parámetros como son el coeficiente de Poisson de las partículas sólidas o la salinidad. Otro aspecto destacable, y que comparte con el modelo de cementación de la matriz, es que no distingue entre inclusiones y la matriz como sí hace el modelo KT. Por último, el carácter de las fórmulas que proporcionan A , B y D da a entender que han sido obtenidas empíricamente.

2.1.4. Modelo 4. *Constitutive model for rate-independent behavior of saturated frozen soils (Ghoreishian et al., 2016).*

Como ya se ha mencionado previamente, la cantidad de hielo existente en el suelo congelado es uno de los principales factores que condiciona su comportamiento mecánico. La cantidad en la que este se encuentre presente depende principalmente de la temperatura y de los esfuerzos a los que está sometido el suelo. De esta forma, la influencia por parte de la cantidad de hielo y de la temperatura en la respuesta mecánica del suelo puede ser señalada como la principal diferencia entre los suelos congelados y los no congelados. En base a esta diferencia, se presenta el modelo que se introduce en este apartado, y que a su vez forma parte de un modelo constitutivo más amplio empleado para la descripción de la respuesta tensión-deformación de suelos saturados congelados. Se trata de un modelo capaz de reproducir varios de los aspectos más fundamentales del comportamiento de los suelos congelados, como la pérdida de resistencia como consecuencia del deshielo, tal y como lo demuestran las comparaciones que se han realizado entre las predicciones del modelo y los resultados de ensayos disponibles en la literatura.¹⁰

Tradicionalmente, a la hora de desarrollar un modelo constitutivo para suelos congelados, este siempre ha estado estrechamente ligado a la identificación de los esfuerzos más relevantes sobre la respuesta tensión-deformación, siendo aquellos modelos basados en las tensiones totales comúnmente usados por la comunidad científica cuando se trata de estudiar los suelos congelados.²⁴ Sin embargo, mientras centraban su atención en la importancia de la presión de confinamiento en el comportamiento elastoplástico del suelo, descuidaban otros factores importantes como la tempe-



ratura o el contenido de hielo. Por esta razón, no eran capaces de simular las deformaciones que tenían lugar como consecuencia de los cambios en el contenido de hielo o en la temperatura durante los periodos de congelación y deshielo. Además, con la presencia de agua sin congelar, trabajar con las tensiones totales implicaba dificultades añadidas que no se abordaban claramente en estos modelos.

Por otro lado, los modelos basados en las tensiones efectivas, obtenidas como las tensiones totales menos la presión de los poros, también son ampliamente utilizados a la hora de simular el comportamiento de suelos congelados. No obstante, algunos de estos modelos difieren a la hora de definir la presión de los poros, como por ejemplo interpretándola como la presión ejercida tanto por el agua sin congelar como por el hielo, o bien distinguiendo entre una y otra.²⁵

Por su parte, lo que caracteriza a este modelo es que se basa en dos variables fundamentales. Por un lado, hace uso de las que define como tensiones de la fase sólida para tener presente el estado de tensiones, obtenidas separando la presión del agua de las tensiones totales; y por el otro, la succión criogénica.

El primer modelo basado en dos variables para considerar el estado de tensiones fue propuesto en 2009 para simular el comportamiento de suelos congelados. Estos dos parámetros eran la tensión neta (igual al exceso de tensiones totales sobre la presión ejercida por el hielo) y la succión criogénica.²⁶ Otros ejemplos son un modelo similar sugerido en 2014 pero que, a diferencia del anterior, hace uso de la temperatura como segunda variable en lugar de la succión criogénica; u otro modelo sugerido en 2015 que empleaba como variables independientes las tensiones efectivas y el índice de hielo en los poros, este último definido como el volumen de hielo entre el volumen de partículas sólidas.²⁷ No obstante, cabe destacar que uno de los inconvenientes de usar las tensiones efectivas es que dan lugar a presiones de confinamiento demasiado altas y poco realistas si el contenido de agua sin congelar tiende a cero.

Retomando el modelo en cuestión, como ya se ha mencionado anteriormente, en este los esfuerzos de la fase sólida σ^* son un factor importante a la hora de modelar el comportamiento del suelo congelado. Tal y como lo refleja la Ecuación 2.31, se trata de unas tensiones efectivas alternativas donde la presión ejercida por el agua p_w es afectada por la saturación.



$$\boldsymbol{\sigma}^* = \boldsymbol{\sigma} - s_w p_w \mathbf{I} \quad (2.31)$$

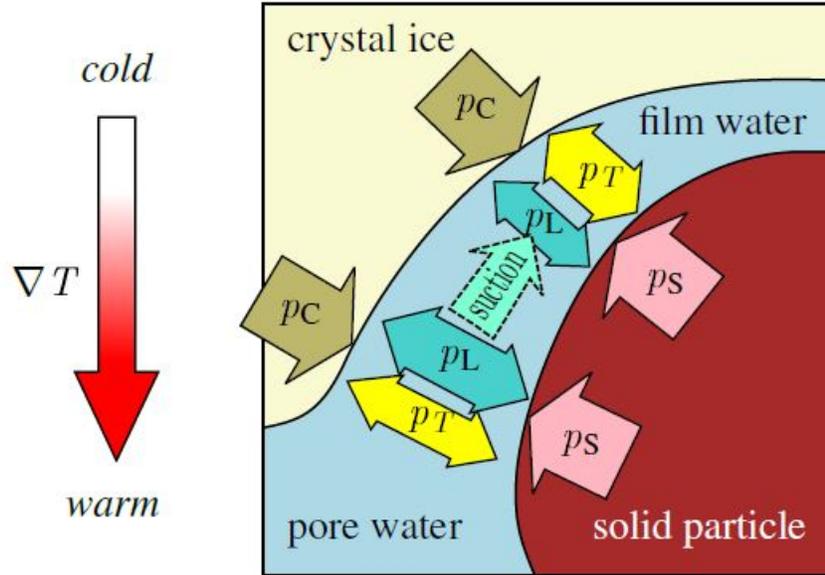
Donde $\boldsymbol{\sigma}$ es el tensor de tensiones totales, \mathbf{I} es el tensor unidad y s_w es la saturación de agua sin congelar. Respecto a este último parámetro, se introduce porque el efecto de la presión del agua en el estado de tensiones de la fase sólida depende del área de contacto entre fases. Por ejemplo, el estado de tensiones en la fase sólida no se ve afectado por la presión de agua en el caso de una escasa presencia de agua sin congelar.¹⁰ De esta forma, el efecto del agua sin congelar lo recoge este parámetro. Considerando los cristales de hielo como parte de la fase sólida, también combina los esfuerzos asociados al hielo y a los granos del suelo.

Como se ha mencionado previamente, la segunda variable fundamental de este modelo es la succión criogénica, la cual consiste en el flujo por parte del agua en estado líquido hacia los cristales de hielo. Para poder explicar este fenómeno es necesario observar la Figura 2. En esta imagen se muestran las 3 fases que coexisten en todo suelo congelado, ya mencionadas en numerosas ocasiones a lo largo de este trabajo, que son los cristales de hielo, las partículas sólidas y el agua que permanece sin congelar, esta última en forma de una delgada película que se localiza entre las dos fases restantes.¹ El espesor de esta aumenta según lo hace la temperatura, lo que tiene como consecuencia una disminución en la presión termo-molecular p_T . La suma de esta presión con la denominada presión hidro-dinámica p_L iguala, por equilibrio de fuerzas, a la presión externa ejercida sobre los cristales de hielo p_C , que es idéntica a la aplicada sobre las partículas del suelo p_S . De esta forma, si se mantiene constante la presión externa, y dado que p_L , por equilibrio de fuerzas, es menor alrededor de los cristales de hielo por encontrarse a una menor temperatura, el agua líquida tiende a fluir desde los alrededores del lado a mayor temperatura hacia el lado a menor temperatura.²

¹La existencia de esta delgada capa de agua será justificada en la presentación del siguiente modelo.



Figura 2: Representación del fenómeno de la succión criogénica.²



Matemáticamente, este parámetro viene dado por la siguiente expresión.

$$S = p_i - p_w = -\rho_i l \ln \frac{T}{T_0} \quad (2.32)$$

Donde S es la succión criogénica, p_i y p_w son las presiones ejercidas por el hielo y el agua, respectivamente, ρ_i es la densidad del hielo, l es el calor latente de fusión, T es la temperatura y T_0 es la temperatura de congelación del agua a una presión dada. Teniendo en cuenta la relación que establece la Ecuación 2.32 entre la succión criogénica y la temperatura, y que a la vez esta última determina la cantidad de hielo presente en el suelo, la variación del contenido de hielo puede medirse en función de la variación de la succión criogénica.

En relación a la formulación propuesta por el modelo para los parámetros elásticos equivalentes de la mezcla K y G , estos son proporcionados por las siguientes ecuaciones.



$$K = (1 - s_i) \frac{(1 + e)p_{y_0}^*}{\kappa_0} + \frac{s_i E_f}{3(1 - 2\nu_f)} \quad (2.33)$$

$$G = (1 - s_i)G_0 + \frac{s_i E_f}{2(1 - \nu_f)} \quad (2.34)$$

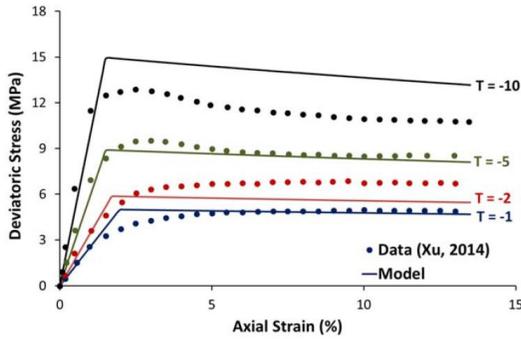
Donde κ_0 y G_0 son el coeficiente de compresibilidad elástico y el módulo de corte del suelo sin congelar, respectivamente, $p_{y_0}^*$ es la tensión de preconsolidación del suelo sin congelar, E_f y ν_f son el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del suelo congelado, respectivamente, s_i es el grado de saturación del hielo y e es el índice de porosidad.

La determinación de estos parámetros se realiza a partir de diferentes ensayos. Por un lado, κ_0 y $p_{y_0}^*$, entre otros parámetros que requiere el modelo pero que no están relacionados con las ecuaciones anteriores, pueden ser obtenidos por medio de los resultados obtenidos de un ensayo de compresión isotrópico en condiciones drenadas de una muestra de suelo no congelada. Por otro lado, a partir de un ensayo de resistencia al corte en condiciones drenadas de otra muestra sin congelar se puede obtener G_0 , mientras que ν_f puede ser hallado por medio de un ensayo a compresión isotrópico de una muestra del suelo congelado con un determinado índice de saturación de hielo.

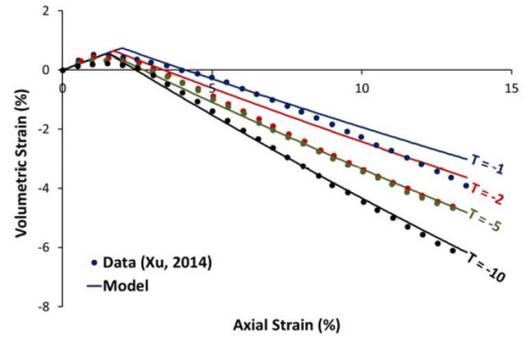
Por otra parte, para poner a prueba el modelo y conocer su capacidad de simular el comportamiento del suelo adecuadamente, resultados de ensayos triaxiales a compresión ejecutados sobre diferentes muestras del suelo fueron recogidos de la literatura científica para compararlos con los proporcionados por el modelo. En primer lugar, estos ensayos fueron llevados a cabo sobre unas muestras de arena congelada a una presión de confinamiento inicial de 1 MPa y a una tasa de deformación constante a diferentes temperaturas de -1, -2, -5 y -10°C.²⁸ La Figura 3 muestra los resultados obtenidos de estos ensayos, así como los proporcionados por el modelo, en lo que respecta a la curva tensión-deformación y a la deformación volumétrica. Puede apreciarse que, a pesar de que en los casos de -2°C y -10°C el modelo revela una resistencia menor y otra mayor del suelo comparada con la que reflejan los ensayos, respectivamente, el modelo proporciona resultados que se ajustan a aquellos obtenidos experimentalmente.



Figura 3: Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la temperatura y a presión de confinamiento constante.



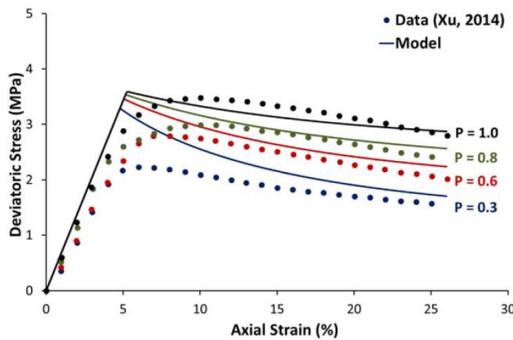
(a) Curva tensión-deformación



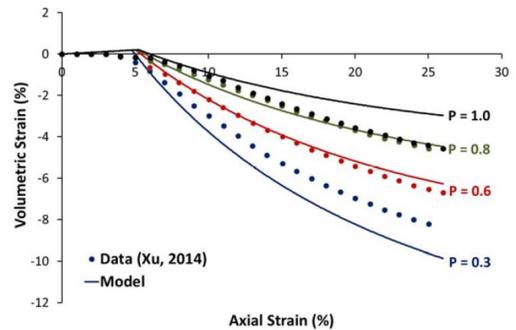
(b) Deformación volumétrica

En segundo lugar, los mismos ensayos fueron ejecutados variando la presión de confinamiento entre 0.3, 0.6, 0.8 y 1 MPa para temperaturas de -4°C y -6°C . El resto de condiciones eran exactamente iguales que para los ensayos ejecutados previamente, obteniendo los resultados que se reflejan en la Figura 4 y Figura 5. En esta ocasión, si bien las simulaciones del modelo son capaces de marcar la tendencia de la respuesta del suelo observada experimentalmente, no se ajustan tan precisamente como en el caso anterior.

Figura 4: Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la presión de confinamiento y manteniendo la temperatura constante a -4°C .



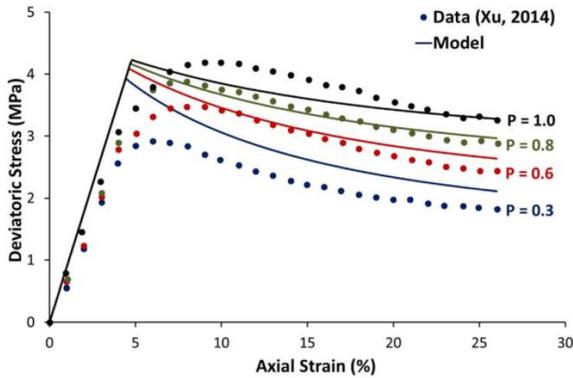
(a) Curva tensión-deformación



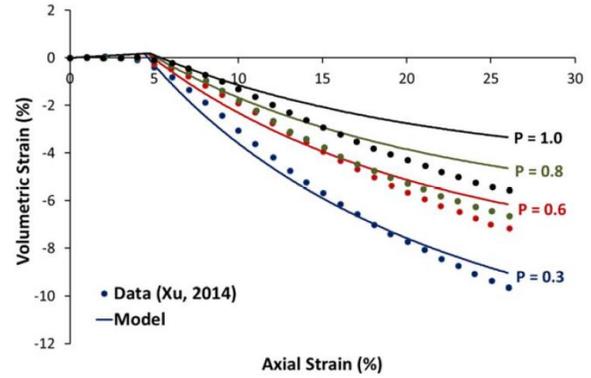
(b) Deformación volumétrica



Figura 5: Resultados obtenidos experimentalmente y por el modelo variando la presión de confinamiento y manteniendo la temperatura constante a -6°C .



(a) Curva tensión-deformación



(b) Deformación volumétrica

También fue puesta a prueba su capacidad para simular la reducción de la resistencia del suelo que tiene lugar cuando aumenta el contenido de agua sin congelar. Este aumento puede deberse como consecuencia de un incremento en la presión de confinamiento, lo que provoca la disminución del punto de fusión del agua. Este debilitamiento de la resistencia fue exitosamente reproducido por el modelo. De esta forma, se trata de un prototipo que es capaz de representar varias de las características más importantes del comportamiento de los suelos congelados.

2.1.5. Modelo 5. *Computational simulation of soil freezing: Multiphase modeling and strength upscaling (Zhou, 2014).*

Para acabar con la presentación de los modelos, por último se introduce el que forma parte de un modelo más amplio y completo cuyo objetivo es representar los efectos más relevantes relacionados con el cambio de fase que tiene lugar durante la congelación, así como los relacionados con el flujo del agua que se produce en el interior de los poros y con la deformación del suelo. Concretamente, este modelo más extenso, partiendo del marco teórico de la termo-poro-plasticidad y distinguiendo entre las partículas sólidas del suelo, el agua líquida y los cristales de hielo como fases separadas, considera la temperatura del suelo como agregado, la presión del agua y los desplazamientos de la



fase sólida como variables principales a la hora de implementar las ecuaciones de equilibrio en un software de elementos finitos para reproducir los efectos previamente mencionados.

Retomando el modelo en cuestión, este adopta la teoría de termo-poro-elasticidad junto con la teoría de la dinámica de la pre-fusión (*theory of premelting dynamics*).²⁹ Acerca de la primera, esta distingue entre dos tipos distintos de porosidad: la porosidad eurliana y la porosidad lagrangiana. Para explicar estos conceptos, sea considerado un volumen infinitesimal extraído y representativo del medio V_0 , cuyo volumen de poros se asume que está completamente saturado de agua. Sobre el volumen extraído del medio tienen lugar deformaciones que hace que este varíe con el tiempo. Así, la porosidad eurliana n es aquella tal que el producto de esta por el volumen actual del elemento infinitesimal V da como resultado el volumen ocupado por los poros en la configuración actual. Por otro lado, la porosidad lagrangiana ϕ tiene en cuenta el cambio en el volumen de los poros a lo largo del tiempo, relacionando el volumen de poros en la configuración actual con el volumen inicial tal como se muestra a continuación.

$$\phi V_0 = nV \quad (2.35)$$

A su vez, la porosidad lagrangiana puede dividirse en las porosidades parciales lagrangianas que corresponden con las fases líquida y de los cristales de hielo, ϕ_L y ϕ_C , respectivamente.

$$\phi = \phi_L + \phi_C \quad (2.36)$$

Estos dos últimos parámetros vienen dados por sus respectivos grados de saturación, χ_L y χ_C , también conocidos como saturación eurliana, que representa la saturación parcial de cada fase en relación al volumen de poros deformado.

$$\phi_L = \phi\chi_L \quad (2.37)$$

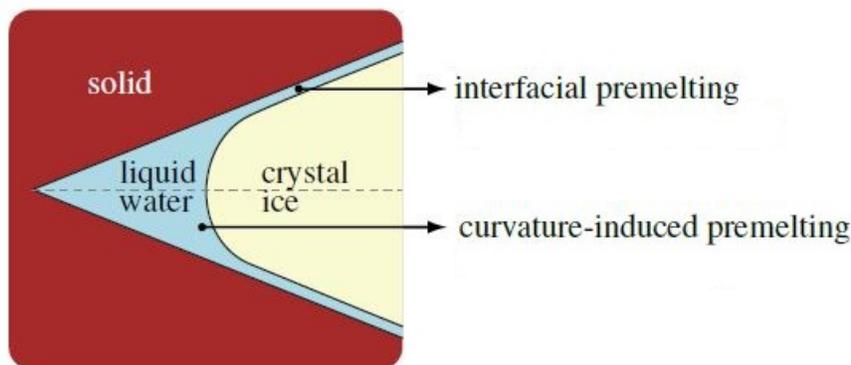
$$\phi_C = \phi\chi_C \quad (2.38)$$



$$\chi_L + \chi_C = 1 \quad (2.39)$$

En cuanto a la teoría de la dinámica de la pre-fusión, esta estipula que existen dos mecanismos por los cuales existe agua sin congelar a temperaturas inferiores del punto de congelación del agua. El primero de ellos es la llamada pre-fusión interfacial (*interfacial premelting*), que tiene lugar cuando la temperatura es lo suficientemente cercana a la temperatura de fusión como para que la superficie se derrita y fluya como un fluido viscoso.³⁰ Como consecuencia, existe una capa de agua en estado líquido que separa las partículas sólidas del suelo del hielo. La existencia de esta película de agua se debe a que los suelos son materiales hidrófilos, es decir, tienden a entrar en contacto con agua en estado líquido en lugar de con el hielo.² Por otro lado, otra de las causas por las que el agua puede permanecer en estado líquido cuando, teóricamente, debería congelarse es por el conocido como efecto Gibbs-Thomson, por el que tiene lugar una disminución del punto de fusión de un sólido con forma cóncava.³⁰ Específicamente, a los sólidos cóncavos les corresponde una temperatura de fusión menor cuanto mayor sea la curvatura de la superficie de separación entre el cristal de hielo y el líquido. De esta forma, considerando una geometría similar a la reflejada por la Figura 6, la fase sólida no acabará por expandirse y llegar a rellenar completamente el volumen del poro, permitiendo la existencia de un pequeño volumen de agua localizado en su punta. A este fenómeno se le conoce como pre-fusión causada por la curvatura (*curvature-induced premelting*).

Figura 6: Diferentes mecanismos por los que el agua permanece sin congelar en un suelo congelado.





Por su parte, en lo que respecta a las ecuaciones de equilibrio, estas han sido formuladas bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones, así como de que el volumen de los poros está completamente saturado y parcialmente ocupado por cristales de hielo y por agua sin congelar. Las ecuaciones de equilibrio son las siguientes.

- Equilibrio de las masas de hielo y agua.
- Equilibrio de momento global (sin considerar los efectos dinámicos).
- Equilibrio de entropía global (dada por La Segunda Ley de la Termodinámica).

En cuanto a los módulos volumétrico y de corte equivalentes de la mezcla, estos son empleados por el modelo en cuestión para obtener las ecuaciones de estado que proporcionan la entropía de la fase sólida y los componentes del tensor de tensiones de la mezcla al cual el volumen representativo está sujeto. Estos módulos son estimados siguiendo los diferentes pasos.

1. Determinación de los módulos equivalentes del suelo completamente descongelado K_L y G_L . Solamente coexisten la fase líquida y las partículas sólidas del suelo.
2. Determinación de los módulos equivalentes del suelo completamente congelado K_C y G_C . Solamente coexisten los cristales de hielo y las partículas sólidas del suelo.

Para ello, de la misma forma que para la determinación de los módulos propuesta por las ecuaciones 2.4 y 2.5 en la sección 2.1.2, se utiliza el esquema presentado por Mori y Tanaka. Por lo tanto, se considera un medio, que son las partículas del suelo, con inclusiones esféricas que bien pueden ser el agua líquida o los cristales de hielo, dependiendo del caso en concreto. Para el escenario donde el suelo se encuentra completamente descongelado se usan las ecuaciones 2.4 y 2.5 sustituyendo los parámetro del hielo por sus homólogos del agua. Esto no se contempla en el modelo donde se introducen dichas ecuaciones porque no considera la fase líquida del suelo. Ante esta situación, mientras que el parámetro α es el mismo que el introducido entonces (Ecuación 2.7), el parámetro β se redefine como se muestra a continuación, siendo diferente al que se presenta en la Ecuación 2.6.



$$\beta = \frac{6(K_J + 2G_J)}{5(3G_J + 4G_J)} \quad (2.40)$$

Donde ahora se utiliza el subíndice J para hacer referencia a cada fase (completamente descongelado o congelado). Comparando la β definida ahora con la introducida previamente, uno observa que se diferencian en que el primer término del denominador se trata del módulo de corte en lugar del módulo volumétrico.

3. Determinación de los módulos volumétrico y de corte equivalentes del suelo congelado K y G , respectivamente, interpolando los dos casos anteriores con la saturación eurliana de la fase líquida.

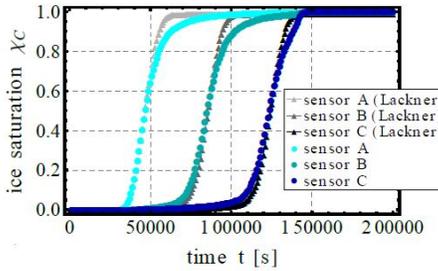
$$K = \chi_L K_L + (1 - \chi_L) K_C \quad (2.41)$$

$$G = \chi_L G_L + (1 - \chi_L) G_C \quad (2.42)$$

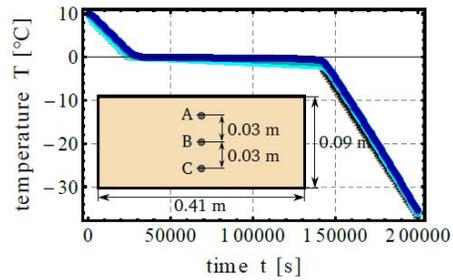
Para acabar con este modelo, su precisión a la hora de reproducir los aspectos más relevantes del comportamiento del suelo fue puesta a prueba por medio de ensayos que correspondían con diferentes escenarios. En primer lugar, la capacidad del modelo de simular los efectos asociados al cambio de fase de líquido a sólido en los suelos congelados es comprobada por medio de comparar los resultados proporcionados por el modelo con los obtenidos por otro disponible en la literatura científica de donde fueron extraídos los resultados que se muestran en la Figura 7. Los puntos A, B y C indican las posiciones de los sensores de la muestra considerada por ambos modelos. La comparación refleja un buen nivel de concordancia entre ambos modelos, a excepción de una ligera diferencia en las curvas de la saturación de hielo, la cual se debe a que las funciones empleadas por los modelos para describir la curva de saturación del agua son distintas.



Figura 7: Comparación entre los resultados obtenidos por el modelo en cuestión y los escogidos de la literatura.³



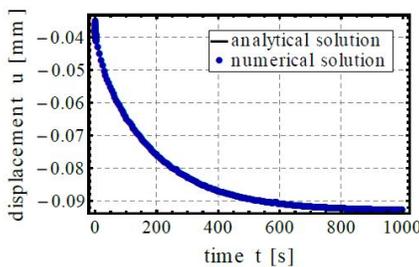
(a) Saturación de los cristales de hielo.



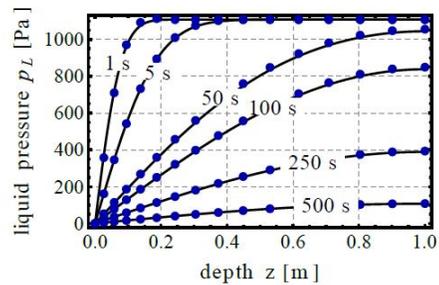
(b) Temperatura.

Otra de las formas mediante las cuales fue puesto a prueba el modelo en cuestión fue ejecutando un nuevo análisis de un ensayo de consolidación también disponible en la literatura. Para ello fue considerada una capa de suelo localizada sobre una base rígida impermeable sometida a una carga vertical constante aplicada sobre su superficie. La comparación entre la solución numérica proporcionada por el modelo y su solución analítica se muestra en la Figura 8, la cual refleja que los resultados obtenidos por ambas partes son idénticos.

Figura 8: Comparación entre los resultados obtenidos por el modelo en cuestión y la solución analítica.⁴



(a) Desplazamiento vertical en la superficie.

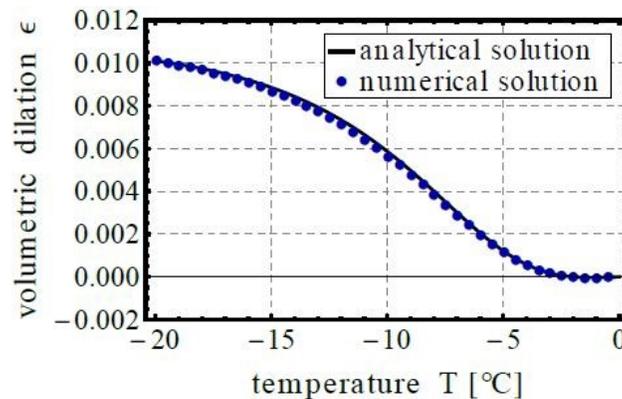


(b) Evolución de la presión de agua con el tiempo y la profundidad.



Por último, se pone a prueba la capacidad del modelo de reproducir la deformación del suelo que ocurre durante el proceso de congelación. Para tal fin, se considera una muestra cúbica de un suelo completamente saturado de agua y expuesto a una tasa de enfriamiento constante. La comparación entre ambos resultados que se muestra en la Figura 9 refleja que los resultados proporcionados por el modelo y aquellos obtenidos analíticamente son prácticamente iguales.

Figura 9: Evolución de la dilatación del suelo con la temperatura.



De esta forma, dado la exactitud con la que reproduce los aspectos fundamentales del comportamiento del suelo durante la congelación, se trata de un modelo fidedigno y cuya eficiencia ha sido confirmada de diferentes formas y por medio de las aportaciones de distintos autores.

2.2. Selección

Una vez todos los modelos que han sido tomados en consideración han sido presentados, debe escogerse el que se crea que es el más idóneo para continuar con el trabajo. Para ello, en primer lugar será considerado como tal aquel que proporcione K y G necesariamente en función de las propiedades de los componentes y la fracción volumétrica en la que estos se encuentren en la mezcla, esta última dada por la porosidad y los grados de saturación de agua y hielo, pudiendo también depender de otros parámetros pero siempre y cuando no pase por alto los mencionados previamente. Esta restricción se debe a que se ha considerado la cantidad en la que cada material



está presente en la mezcla como la mejor forma de representar la influencia que ese material en concreto tiene sobre la propiedad equivalente de la mezcla.

Partiendo de esa base, quedan descartados el modelo correspondiente a la teoría de la formación del hielo del recubrimiento del grano y el Modelo 4. El primero de ellos debido a que no hace uso del módulo volumétrico de las partículas sólidas del suelo para obtener K , tal y como lo muestra la Ecuación 2.23, así como las formulaciones posteriores. En su lugar utiliza parámetros alternativos como la salinidad o el *coordinator number* que no se adecúan a los criterios de selección considerados. Además, a pesar de tener la ventaja de que no asume una forma específica de sus componentes como sí lo hacen otros modelos, cuenta con otras desventajas que lo hacen menos realista como el hecho de despreciar la delgada capa de agua que existe entre el hielo y las partículas del suelo o estar basado en un modo de cristalización improbable como es del recubrimiento del grano (Figura 1). Por su parte, el Modelo 4 no solo no hace uso de las K y G correspondientes a los componentes de la mezcla, sino que necesita inicialmente de parámetros que corresponden directamente al suelo congelado como el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, E_f y ν_f , respectivamente.

El siguiente criterio es que el modelo tenga en consideración el agua no congelada para llevar a cabo un análisis lo más realista posible. Como consecuencia, el Modelo 1 y el Modelo 2 quedan descartados ya que ambos asumen que el agua se ha convertido totalmente en hielo una vez se encuentra el suelo congelado. A su vez, estos modelos contaban con otro inconveniente añadido en común, ya mencionado en la explicación del Modelo 1, y es que no proporcionan una forma con la que tener en cuenta el efecto de todos los materiales sólidos sobre los módulos K y G de la mezcla de sólo estos materiales, siendo necesarias formulaciones a parte para poder calcular los respectivos K y G de la mezcla de sólidos para ser luego usados en el modelo, en lugar de utilizar directamente las propiedades de estos materiales en el mismo modelo, como sería lo ideal.

Así, restan el Modelo KT, el Modelo 5 y el de cementación de la matriz. En relación a este último, hay un aspecto muy importante sobre este y es que, tal y como ha sido mencionado previamente, el hielo es considerado como parte de la fase líquida. Esto no se ajusta a la realidad y, en caso de ser considerado junto con otra fase, debería ser junto con la fase sólida, correspondiente al resto de materiales sólidos del suelo. Por esta razón, este modelo es descartado.



Por último, se da la situación de que tanto el Modelo KT como el Modelo 5 cumplen con los requisitos declarados anteriormente y, por lo tanto, son igual de aptos. En un principio, dada la serie de ventajas que el primero parece contar con respecto al Modelo 5, se decidió optar por el Modelo KT para continuar con el trabajo. Los puntos a favor de este modelo eran, por un lado, el hecho de que sea ampliamente utilizado por la comunidad científica hacía que se tratara de un modelo confiable y respaldado. Además, y a diferencia del Modelo 5, en el caso de que intervinieran más de un mineral o material sólido, el modelo proporcionaba el método para calcular K y G de las partículas (Ecuación 2.16 y Ecuación 2.17). El único inconveniente con el que contaba era que estaba adaptado para el caso de inclusiones esféricas, lo que no resultaba completamente realista. No obstante, como ha sido anticipado anteriormente, la forma de las inclusiones no tiene un efecto relevante sobre la efectividad del modelo, por lo que se trataba de un inconveniente admisible. Sin embargo, a pesar de estos aspectos, y dada la idoneidad que muestran tanto un modelo como el otro para calcular K y G , se optó por llevar a cabo una comparación entre los resultados proporcionados por ambos. De esta forma era posible observar la influencia de las distintas metodologías en la obtención de K y G : si, por un lado, existían diferencias notables que, en tal caso, podrían hacer reconsiderar el Modelo 5 como el modelo más apto finalmente o, por otro lado, revelar posibles errores en el Modelo KT que sin observar los resultados previamente hubieran resultado difíciles de detectar; obtener una idea inicial de los ordenes de magnitud de K y G , observar la influencia de diferentes parámetros... Para ello, se decidió utilizar ambos modelos para analizar, considerando las propiedades de los componentes fijas e iguales, la relación que estos proveían de los módulos volumétrico y de corte equivalentes del suelo congelado con la variación de la porosidad y del grado de saturación de agua líquida.

Recapitulando y sintetizando el proceso que se explica en la subsección 2.1.3 mediante el cual el modelo KT proporciona K y G , este consiste en calcular la K equivalente del suelo congelado mediante la Ecuación 2.15, para la cual son necesarios el módulo volumétrico de la fase sólida del suelo K_s (obtenido a partir de la Ecuación 2.16), el módulo volumétrico en condiciones no drenadas K_u (obtenido a partir de la Ecuación 2.13 considerando inicialmente una mezcla agua-hielo y posteriormente la mezcla agua-hielo-suelo), el módulo volumétrico del agua K_f , el módulo volumétrico de los poros K_n (definido anteriormente y considerado igual a K_s), la porosidad n y el grado de saturación del agua S_w . Por su parte, a pesar de que el modelo KT proporciona



una fórmula para calcular G_u (Ecuación 2.14), no provee una ecuación explícita para calcular la G del suelo congelado, por lo que se ha optado por utilizar la Ecuación 2.15 sustituyendo los parámetros correspondientes a K por sus homólogos de G . Así, paralelamente a K , para G también se asume $G_n = G_s$. Por otro lado, para implementar el Modelo 5, cabe recordar que este hace uso de la Ecuación 2.4 y la Ecuación 2.5 (ya utilizadas por el Modelo 2) para calcular la K y la G correspondientes a estados del suelo donde se encuentra completamente congelado o sin congelar, para luego ponderar los resultados mediante el grado de saturación de agua líquida conforme a las ecuaciones 2.41 y 2.42. El problema ha sido resuelto utilizando el programa MATLAB, donde se han implementado ambos modelos. Los códigos que se han utilizado para obtener las gráficas que se muestran más adelante (Figura 10 y Figura 11), así como para obtener los resultados de K y G para valores específicos de las diferentes variables se ajuntan en los apéndices A, B y C.

Los resultados se recogen en la Figura 10 y la Figura 11. Para comenzar, ambos modelos muestran tendencias similares y coherentes de K y G en un dominio completo (de 0.01 a 0.99) de la porosidad y el grado de saturación, a excepción del Modelo KT para valores del grado de saturación muy bajos (menores de 0.1), que es cuando comienza a dar resultados muy dispares y no razonables con pequeñas variaciones de esta variable. Esta es la razón por la que los resultados de las figuras 10 y 11 corresponden a un dominio de la porosidad y el grado de saturación de 0.15 a 0.99. Cabe decir que este fallo en el Modelo KT no representa un problema porque, tal y como se detallará más adelante, el grado de saturación utilizado para representar el suelo es considerablemente mayor a 0.1.

Por otro lado, respecto al módulo volumétrico, tanto las simulaciones con el Modelo KT como con el Modelo 5 muestran que, por lo general, tiende a aumentar según se disminuye la porosidad y el grado de saturación, lo cual es razonable ya que corresponde con situaciones donde existe muy poca cantidad de agua en estado líquido y, por lo tanto, el material sólido y el hielo, que son los materiales que más resistencia aportan, son los que más abundan, lo que resulta en valores más altos del módulo volumétrico de la mezcla. Esta tendencia puede observarse en el pico de color amarillo que muestran la Figura 10a y la Figura 11a. Sin embargo, mientras que es así para cualquier dominio de la porosidad en el caso del Modelo 5, para valores intermedios el Modelo KT reproduce una disminución de K al reducir la porosidad para luego aumentar drásticamente (véase la curva cóncava de color azul oscuro de la Figura 10a), la cual no es coherente ya que el valor de



K debería aumentar siempre que se disminuya la porosidad. En relación a los valores numéricos, el Modelo 5 proporciona resultados de mayor magnitud que el Modelo KT, acentuándose esta diferencia para valores intermedios de la porosidad como consecuencia de la disminución de K . Asimismo, la predicción de K de uno y de otro difieren cuando el grado de saturación tiende a aumentar, disminuyendo en mayor medida para el caso del Modelo KT y convirtiéndose en valores próximos a 0 GPa incluso para valores de la porosidad bajas, lo que no se corresponde con la realidad ya que, a menor porosidad, mayor es la cantidad de material sólido y, por lo tanto, mayor debería ser la resistencia. Esta diferencia se aprecia claramente en las siguientes figuras.

Figura 10: Resultados proporcionados por el Modelo KT.

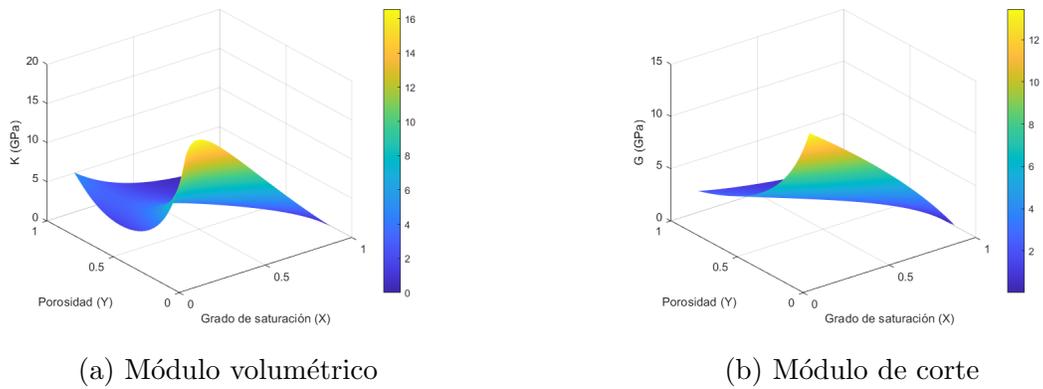
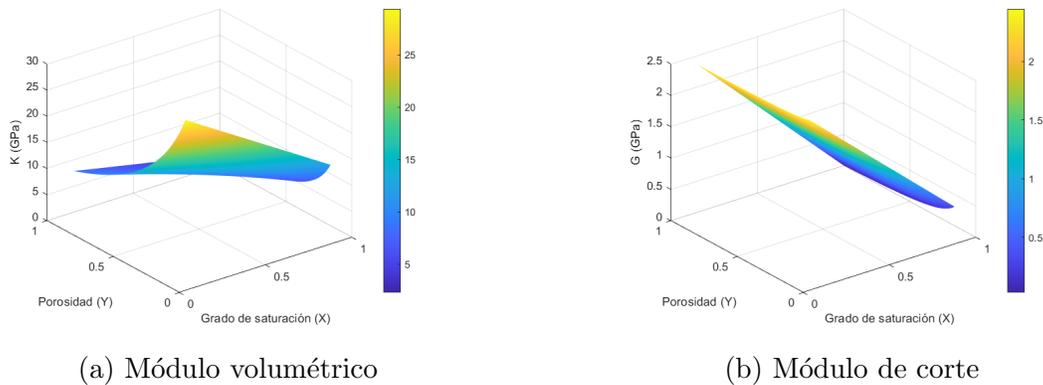


Figura 11: Resultados proporcionados por el Modelo 5.





Por otra parte, en relación al módulo de corte G , tanto un modelo como el otro muestran como este tiende a aumentar según disminuyen la porosidad y el grado de saturación, así como tiende a disminuir a medida que aumentan las dos variables. Así lo reflejan la Figura 10b y la Figura 11b. Se trata de una tendencia que tiene sentido teniendo en cuenta la aportación al módulo de corte de la mezcla que tiene cada componente. Aún así, el Modelo KT refleja un comportamiento más sensible de G a la variación de la porosidad y del grado de saturación, mostrando los resultados proporcionados por el modelo Modelo 5 muy poca dependencia de G en la porosidad y siendo mucho más sensible al cambio en el grado de saturación. Finalmente, los resultados numéricos también muestran diferencias muy notables entre un modelo y otro, siendo los valores de G del Modelo KT similares a los del Modelo 5 para casos de mucha porosidad, pero aumentando en gran medida según disminuye este parámetro mientras que apenas varía en el caso del Modelo 5, lo que resulta en que las predicciones de G por parte del Modelo KT sean incluso 6 veces mayores que las facilitadas por el Modelo 5.

Para concluir con esta sección, tras las comparaciones de los resultados proporcionados por ambos modelos, y a pesar de que el Modelo KT parecía resultar más adecuado previamente, es el Modelo 5 el que muestra unos resultados que se ajustan mejor a la realidad, por lo que va a ser este el escogido finalmente para continuar con el trabajo. Adicionalmente, a continuación se recogen a modo de resumen las principales ventajas y limitaciones de cada modelo.

Cuadro 1: Principales ventajas y limitaciones de los modelos estudiados.

Modelo	Ventajas	Limitaciones
Modelo 1	-Simplicidad. -Hace uso solo de K y G de los componentes y de la porosidad.	-No considera agua líquida. -Formulaciones adicionales necesarias en el caso de contar con varios sólidos.
Modelo 2	-Fácil de implementar. -El esquema de Mori y Tanaka ha demostrado buena concordancia con resultados experimentales.	-No considera agua líquida. -Formulaciones adicionales necesarias en el caso de contar con varios sólidos. -Inclusiones esféricas.



Modelo 3	Modelo KT	<ul style="list-style-type: none"> -Utilizado por la comunidad científica. -Proporciona las fórmulas para tener en cuenta varios sólidos. 	<ul style="list-style-type: none"> -Considera inclusiones esféricas. -Formulación más complicada (se debe interar y se definen nuevas variables como K de los poros). -Puede dar lugar a resultados incorrectos para determinados valores del grado de saturación y porosidad.
	Cementación de matriz	<ul style="list-style-type: none"> -No asume la forma de sus componentes. 	<ul style="list-style-type: none"> -Considera el hielo como parte de la fase líquida. -Depende de variables como la salinidad y la tensión efectiva.
	Recubrimiento del grano	<ul style="list-style-type: none"> -No asume la forma de sus componentes. 	<ul style="list-style-type: none"> -No hace uso de las propiedades del agua ni de las partículas sólidas. -Depende de variables como la salinidad y el CN. -Naturaleza empírica.
Modelo 4		<ul style="list-style-type: none"> -Considera la porosidad y la saturación de hielo. -Resultados similares a los obtenidos experimentalmente. 	<ul style="list-style-type: none"> -Necesita directamente parámetros del suelo congelado. -No usa propiedades de los componentes y en su lugar hace uso del coeficiente de compresibilidad elástico y la tensión de preconsolidación.
Modelo 5		<ul style="list-style-type: none"> -Esquema de Mori y Tanaka. -Proporciona los resultados más realistas de las simulaciones. 	<ul style="list-style-type: none"> -Inclusiones esféricas.

3. PROGRAMA Y ENSAYOS

Una vez se escoge el modelo definitivo y los parámetros equivalentes de K y G que este proporciona son calculados a partir del código en MATLAB, estos se utilizan para llevar a cabo una serie de simulaciones del suelo congelado en un programa de elementos finitos, para así poder ejecutar un análisis sobre su comportamiento y observar cómo la congelación afecta a las propiedades mecánicas del suelo. En este trabajo, el software que se ha utilizado ha sido CODE_BRIGHT, el cual es capaz de ejecutar análisis termo-hidro-mecánicos de un medio geológico. Creado por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya, hace uso del pre/post-procesador GiD, desarrollado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE). Concretamente, este último se trata de una interfaz gráfica empleada a la hora de definir y visualizar toda la información relacionada con la simulación, capaz también de generar la malla de elementos finitos y escribir la información necesaria para llevar a cabo la simulación en el formato requerido por CODE_BRIGHT.^{II}

De esta forma, en esta sección del trabajo se explica cómo se ha llevado a cabo la implementación de los diferentes casos bajo estudio que han sido analizados en el programa, y que serán expuestos posteriormente, además de presentarse los resultados que este ha proporcionado.

3.1. Descripción y uso de CODE_BRIGHT

Para poder simular con éxito en el software el caso que se desee estudiar, es necesario entender con antelación cómo es el funcionamiento de este, partiendo de unas nociones básicas sobre el funcionamiento general de los programas de elementos finitos. A su vez, también se requiere comprender cuáles son los parámetros que deben definirse o los aspectos que deben tenerse en cuenta para que el programa pueda ejecutar la simulación correctamente.

En primer lugar, y una vez se ha cargado el CODE_BRIGHT en GiD, debe comenzarse por definir la geometría del problema. Para ello, el programa funciona de forma similar al AutoCAD, donde la definición de la geometría tiene lugar de forma jerárquica, lo que implica que una entidad

^{II}Para más información véase https://deca.upc.edu/en/projects/code_bright.



de un mayor nivel es construida sobre entidades de menores niveles. Como consecuencia, debe comenzarse definiendo los puntos que darán lugar a las líneas que delimitarán las superficies, que a su vez compondrán los volúmenes, en el caso 3D. El programa también permite la opción de importar una geometría creada por algún programa CAD.

El siguiente paso consiste en especificar los datos generales del problema, siendo estos aquellos independientes de la geometría y que permanecen fijos durante todo el tiempo de la simulación. En este apartado se especifica el valor de la gravedad o si existe simetría axial, por ejemplo, así como se fijan ciertas instrucciones y parámetros que determinan cómo el software debe ejecutar la simulación e interpretar los datos, como por ejemplo el denominado *Backup*, que determina a partir de qué paso de tiempo pueden retomarse los cálculos. En esta misma sección también se establecen las ecuaciones que el programa debe resolver. Dado que los casos de interés que se estudiarán posteriormente tienen como incógnitas la evolución de los asientos y los desplazamientos en diferentes profundidades de la geometría, así como el valor de las presiones de agua, las ecuaciones serán siempre, por un lado, la del equilibrio de esfuerzos (problema mecánico) y, por otro, la del equilibrio en la masa de agua (problema hidráulico). Del mismo modo, el programa ofrece la opción de calcular otras incógnitas como la presión del gas o la temperatura resolviendo las ecuaciones del equilibrio de la masa de aire y del equilibrio de energías, respectivamente.

Por otro lado, en este mismo apartado del programa se continúa detallando las instrucciones sobre el método que este debe seguir para resolver el problema, como por ejemplo el control que debe tener sobre los pasos del tiempo (que puede ser en función de un determinado valor de iteraciones o bien según una tolerancia de la desviación del error relativo), el tipo de *solver* (directo o iterativo), el número máximo de iteraciones o el valor de la diferencia entre resultados obtenidos por iteraciones consecutivas que determina si la convergencia ha sido alcanzada. Para acabar con este apartado, adicionalmente se especifican los parámetros que determinan el grado de detalle con el que se registra la información sobre el procedimiento iterativo que el programa ha seguido para llegar hasta la solución o la frecuencia con la que se registran los datos, pudiendo ser esta última en función de un número específico de pasos de tiempo o para instantes de tiempo específicos.

Una vez detallada toda la información general del problema, es conveniente continuar definiendo las diferentes propiedades de los materiales envueltos en el mismo. Para ello, el programa hace uso



de una serie de índices y parámetros mediante los cuales, para cada propiedad, se especifica la ley constitutiva o modelo que esta sigue, así como el valor de los parámetros que la ley o el modelo precisan. Para ilustrar esta metodología, la Figura 12 muestra como ejemplo cómo se ha definido la curva de retención del agua de uno de los materiales en uno de los casos de estudio. En la casilla ITYCL se especifica el modelo en concreto para la propiedad en cuestión y, dependiendo de cual haya sido, las casillas P1 hasta P10 corresponderán con los valores de entrada de los parámetros requeridos por el modelo previamente seleccionado.

Figura 12: Definición de la curva de retención en CODE_BRIGHT.

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1	0.1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0

ITYCL=1,2,4,9,12&18
P1 P0 (MPa) - Measured P at certain temperature
P4 S _r - Residual saturation
P5 S _s - Maximum saturation

ITYCL=1 (Van Genuchten model)
P2 sigma ₀ (N/m) - Surface tension at temperature in which Po was measured (usually 0.072 N/m at 20 C)
P3 lambda - Shape function for retention curve
P6 a - Parameter for porosity influence on retention curve
P7 b - Parameter for porosity influence on retention curve
P9 phi ₀ - Reference porosity for porosity influence on retention curve

ITYCL=2 (linear model)
P2 sigma ₀ (N/m) - Surface tension at temperature in which Po was measured (usually 0.072 N/m at 20 C)
P3 lambda - Shape function for retention curve
P6 f - Used for the asymptotic branch

ITYCL=9 (Van Genuchten model with asymptotic branch that goes to negative capillary pressures)
P2 sigma ₀ (N/m) - Surface tension at temperature in which Po was measured (usually 0.072 N/m at 20 C)
P3 lambda - Shape function for retention curve
P9 P ₀ (MPa) - Pressure related with the suction at zero degree of saturation
P10 lambda ₀ (d) - Model parameter

ITYCL=12 (FEBS model)
P2 sigma ₀ (N/m) - Surface tension at temperature in which Po was measured (usually 0.072 N/m at 20 C)
P3 lambda - Shape function for retention curve
P6 a - Parameter for porosity influence on retention curve
P7 b - Parameter for porosity influence on retention curve
P9 phi ₀ - Reference porosity for porosity influence on retention curve
P10 i stress - Flag to indicate stress concept for use in the mechanical model (i stress=0: Net stress; i stress=-1: Bishop's stress)

ITYCL=18 (freezing model)
P2 sigma ₀ (N/m) - Surface tension at temperature in which Po was measured (usually 0.072 N/m at 20 C)
P3 lambda - Shape function for retention curve
P6 a - Parameter for porosity influence on retention curve
P7 b - Parameter for porosity influence on retention curve
P9 phi ₀ - Reference porosity for porosity influence on retention curve
P10 i stress - Flag to indicate stress concept for use in the mechanical model (i stress=0: Net stress; i stress=-1: Bishop's stress)

(a) Curva de retención.

(b) Diferentes posibles modelos para determinar la curva de retención y sus respectivos parámetros.

Tras definir las propiedades del material en cuestión, este se asigna a la geometría del problema que le corresponde. Es posible crear y asignar tantos materiales como se desee, así como variar sus propiedades para diferentes instantes de tiempo a lo largo de la simulación por medio de añadir filas adicionales a la que se muestra en la Figura 12b. Estas nuevas filas corresponden con los diferentes intervalos de tiempo que se están considerando durante la simulación, los cuales serán explicados de forma más detallada más adelante. Para acabar con los materiales, de la misma forma con la que pueden determinarse sus características, es posible especificar si el material en cuestión será excavado, construido o directamente desactivarlo durante un intervalo.



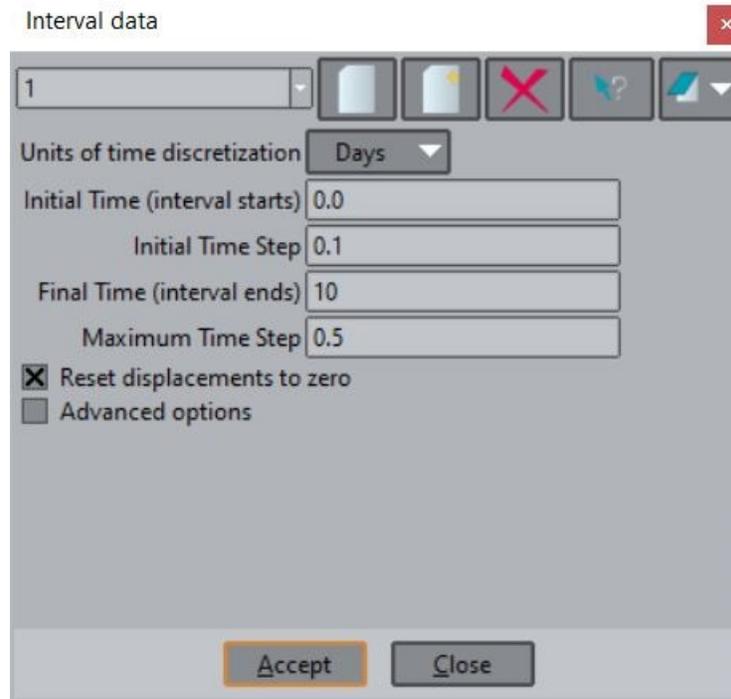
Sucesivamente, deben establecerse las condiciones de contorno al igual que el resto de condiciones iniciales del problema. Por un lado se prescriben las condiciones en los desplazamientos y las condiciones de flujo. Respecto a las primeras, estas serán sólo consideradas por el programa en el caso de que en el apartado de datos generales se haya seleccionado que se resuelve el problema mecánico. Mediante estas condiciones puede especificarse desde la presencia de una carga puntual en algún punto de la geometría hasta establecer la tasa de deformación de alguna entidad de la geometría del problema. Similarmente, en el caso de las condiciones de flujo, estas sólo se tendrán en cuenta en el caso de que se resuelva el problema de equilibrio de la masa de agua, de equilibrio de la masa de aire o de equilibrio de energías, y permiten establecer los valores de las presiones del agua o de presiones externas, el flujo de agua, el grado de imposición de la condición, etc. Ambos tipos de condiciones pueden establecerse para cualquier entidad que componga la geometría.

Por otro lado, en el mismo apartado del programa también deben detallarse los valores iniciales de las incógnitas del problema. Estos pueden determinarse fijando un valor constante o de forma lineal. Para este último caso, se necesita conocer el valor de las incógnitas en el punto inicial y en el punto final, así como sus coordenadas. Paralelamente a las condiciones de contorno, sobre cualquier entidad geométrica pueden asignarse estos valores iniciales. Por otra parte, en el caso de superficies y volúmenes, es posible asignar un valor constante de la porosidad. Además, en estas entidades también es posible establecer el valor de los esfuerzos a los que el suelo está sometido inicialmente por medio de un método similar al utilizado para asignar el valor inicial de las incógnitas, mediante una distribución lineal o constante.

Por último, cualquier cambio con el tiempo en las condiciones de contorno o en las propiedades de los materiales, puede actualizarse por medio del uso de intervalos. Mientras que para las propiedades de los materiales, tal y como ya se ha mencionado, estas se actualizan por medio de añadir más filas con los nuevos valores de los parámetros, para modificar las condiciones de contorno no solo es necesario crear el intervalo donde estas cambian, sino que debe seleccionarse y ser activado para luego proceder a realizar todos los cambios en las condiciones como si se tratara de volver a definir las desde el inicio, permaneciendo las condiciones de contorno del resto de intervalos intactas. La Figura 13 muestra cuales son los parámetros que definen cada intervalo, que son el inicio y el final del mismo, así como las unidades de tiempo que se deseen. Adicionalmente, es necesario especificar el paso del tiempo inicial y máximo de las iteraciones para ese intervalo.



Figura 13: Definición de los intervalos.



Finalmente, una vez definida la geometría con todas las propiedades de los materiales que le corresponden, así como con todas las condiciones iniciales y de contorno, teniendo en cuenta la variación de estas por medio de los intervalos, tan solo falta definir la malla para llevar a cabo la simulación. En este punto, después de cualquier modificación llevada a cabo sobre la geometría el programa actualizará automáticamente el resto de información. Para la definición de la malla, las herramientas que el software provee permiten al usuario diseñar mallas estructuradas o desestructuradas cuyos elementos pueden tratarse o bien de triángulos o cuadriláteros en el caso 2D, o bien de tetraedros o hexaedros para el caso 3D. Asimismo, también es posible especificar el tamaño de los elementos en torno a las zonas de la geometría de particular interés, así como la tasa de transición con la que estos elementos adoptan el tamaño especificado para el resto de la geometría. Para finalizar, el programa permite al usuario observar la malla.



3.2. Pruebas preliminares

El objetivo último de este trabajo consiste en llevar a cabo una comparación entre las simulaciones proporcionadas por el software de los casos del suelo sin congelar y congelado para poder valorar los efectos que tiene la congelación en lo que respecta al comportamiento mecánico e hidráulico del suelo. Para ello, antes de analizar estos dos casos directamente, fueron ejecutadas una serie de pruebas simples como toma de contacto con el software para familiarizarse con su dinámica y manejo de los resultados. Estas comenzaban tratándose de casos simples donde tan solo se definía la geometría, se especificaban las características de los materiales y se añadían algunas condiciones de contorno, para luego aumentar el grado de complejidad progresivamente definiendo nuevos parámetros, añadiendo intervalos de tiempo donde cambiaban las condiciones de contorno y solucionando varios problemas simultáneamente (problema mecánico y problema hidráulico). En esta subsección no se enseñarán todas y cada una de estas pruebas piloto, dado que podría resultar redundante y repetitivo, pero sí que se presentarán los aspectos más importantes, así como sus resultados, de un breve estudio que fue realizado para acabar con este conjunto de ensayos cuyo objetivo era observar la sensibilidad en la deformación del suelo considerando diferentes valores del módulo de Young. Adicionalmente, estas pruebas preliminares resultan útiles ya que sirven también para presentar toda la definición del problema en CODE_BRIGHT para los casos congelado y sin congelar, salvo pequeños matices y diferencias que serán tratados más adelante.

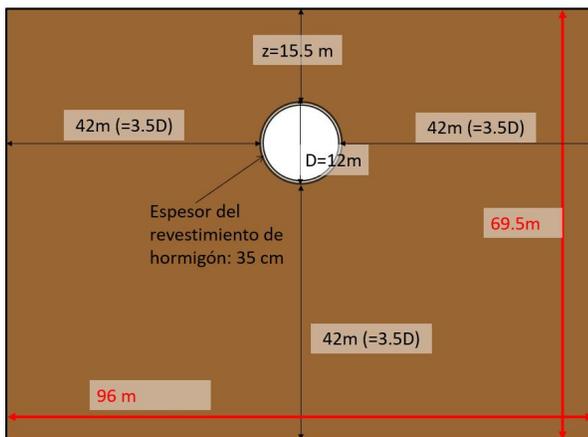
Para implementar este caso de estudio en CODE_BRIGHT se han seguido exactamente las mismas pautas que se han descrito en el apartado 3.1. Comenzando por la geometría, la Figura 14 muestra un esquema de las dimensiones del problema, además de su representación en el programa. Por lo tanto, se trata de una sección rectangular transversal del terreno por donde se encuentra el túnel de 96 metros de ancho y 69.5 metros de alto. El diámetro del túnel, cuyo centro se encuentra a 21.5 metros de profundidad, es de 12 metros, los cuales incluyen el espesor del anillo de revestimiento de hormigón que lo forma.

Respecto a los datos generales del problema, a pesar de que en este ensayo tan solo se analizarán los asientos en superficie, y por tanto la ecuación que el programa debe resolver es la correspondiente al problema mecánico, que es la de equilibrio de esfuerzos, también se fue seleccionada para resolverse la ecuación correspondiente al problema hidráulico. Cabe mencionar que en este caso no

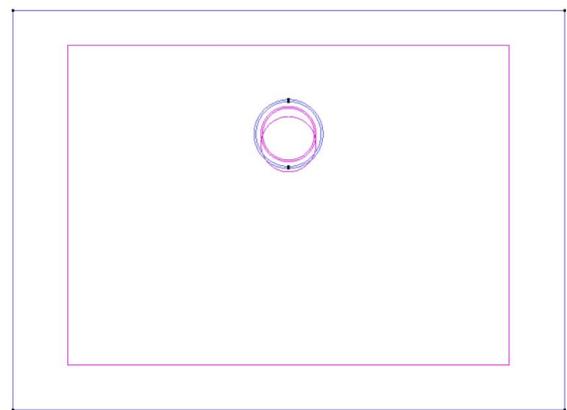


se está considerando un suelo congelado, siendo la temperatura constante a 20°C. Posteriormente se ajustaron los diferentes parámetros que determinan parte del proceso de la simulación (discretización del tiempo, control de los pasos del tiempo, *solver*, criterio de convergencia, tolerancias...), así como la lectura de los resultados.

Figura 14: Geometría del problema



(a) Esquema de la geometría del problema



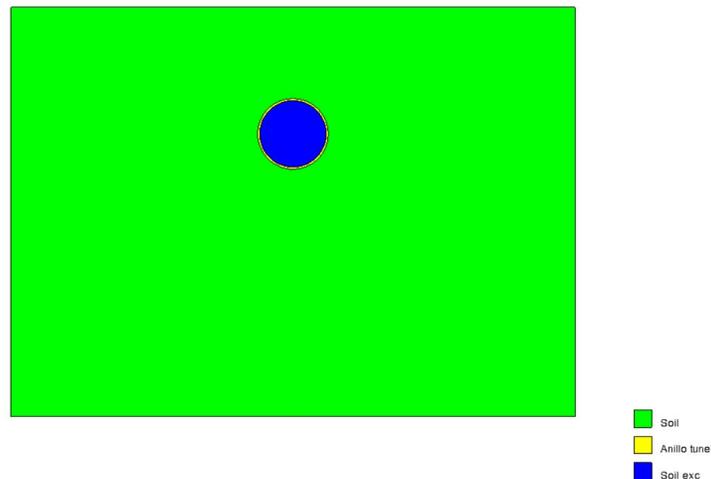
(b) Geometría en CODE_BRIGHT

Para continuar, se detallaron los materiales. Para ello, en primer lugar deben especificarse sus propiedades y luego asignarlos a los elementos de la geometría, tal y como ya se mencionó previamente. Una característica importante de este método es que lo que el programa interpreta como los materiales atribuidos a las diferentes superficies no varían con el paso del tiempo, sino que lo harían sus propiedades en todo caso, pero el material en sí permanece siempre el mismo. De esta forma, para las situaciones donde un material asignado a una superficie representa dos (o más) materiales durante la simulación, como es el caso de la superficie correspondiente al anillo de hormigón, la cual se trata inicialmente de suelo natural y luego, tras la excavación y construcción del anillo, se convierte en hormigón, por lo que las propiedades del material deben actualizarse, estas deben ser modificadas para cada intervalo tal y como se explicó en la subsección anterior. Así, ocurre, por ejemplo, que para la etapa inicial de la simulación, a pesar de estar la geometría constituida en el programa por 3 materiales diferentes tal y como lo muestra la Figura 15, todas las superficies tienen exactamente las mismas propiedades, las del suelo natural, ya que corresponde



con el estado inicial del suelo, anterior a la excavación del túnel. Posteriormente, las propiedades de estos materiales varían en función de la situación que le corresponda a cada intervalo. Los materiales definidos en este caso son 3: en verde la parte del suelo que permanece invariante, en amarillo la superficie que corresponde con el anillo de revestimiento del túnel y en azul el interior de este. Los dos últimos son interpretados como material a excavar en el intervalo correspondiente. Más adelante, mientras que la zona azul permanecerá inactiva ya que se trata del interior del túnel (vacío), la zona amarilla será interpretada como material a construir (anillo de hormigón).

Figura 15: Asignación de los materiales.

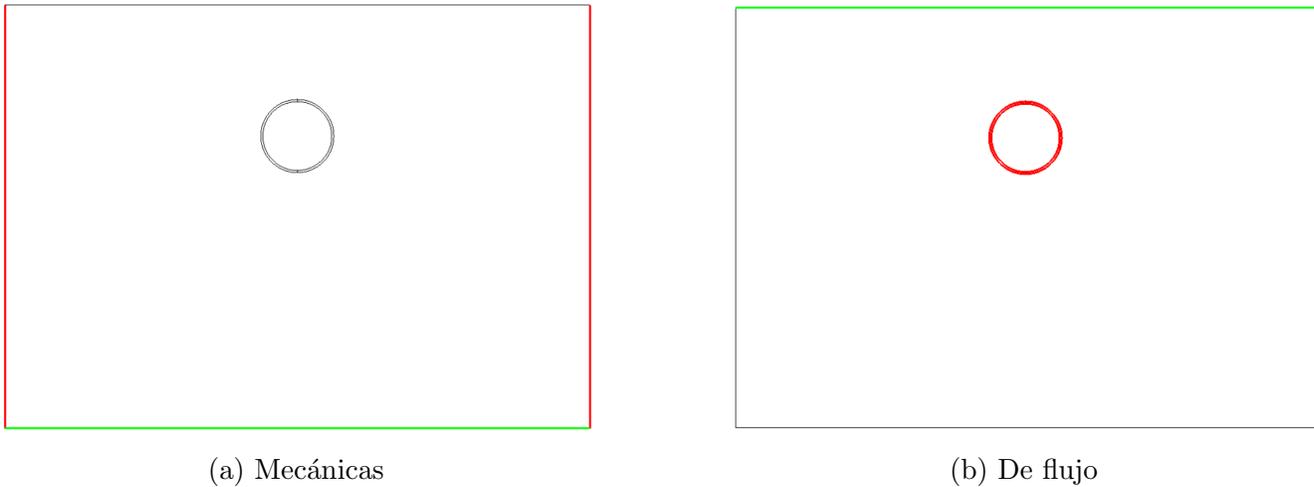


Siguiendo las pautas detalladas en la subsección anterior, tras la definición de los materiales continúa la especificación de las condiciones de contorno, de la misma forma que de los esfuerzos e incógnitas iniciales, porosidad... Respecto a las condiciones en los desplazamientos, se han impuesto desplazamientos verticales y horizontales impedidos en el fondo de la geometría y desplazamientos laterales impedidos en sus paredes durante toda la simulación. En cuanto a las condiciones de flujo, considerando el nivel freático en la superficie, se impone en esta que la presión de agua es 0 (igual a la presión atmosférica, establecida como 0 para no toparse con errores asociados a las presiones relativas) durante toda la simulación. También se aplican una serie de condiciones de flujo alrededor del túnel. En primer lugar, tras la excavación del túnel, se impone presión de agua nula en su contorno. Tras la construcción del revestimiento de hormigón, esta condición de contorno se traslada la pared interior. Estas condiciones representan que la cara interior del túnel



(inicialmente el contorno de la excavación y posteriormente la cara interior del anillo de hormigón) se encuentra a presión atmosférica ya que no existe material en su interior, es hueco. La siguiente figura muestra la representación de estas condiciones de contorno en el programa.

Figura 16: Condiciones de contorno en CODE_BRIGHT



Un rasgo importante que debe considerarse a la hora de definir las condiciones de contorno es que estas se aplican únicamente en el intervalo seleccionado o, en todo caso, también en adelante cuando los intervalos sucesivos se crean después de añadir la condición de contorno. Así, para especificar en un intervalo determinado una condición concreta es necesario seleccionar dicho intervalo previamente. No ocurre lo mismo con los valores iniciales de las incógnitas o los esfuerzos iniciales, para los cuales el programa interpreta por defecto que se aplican únicamente al comienzo de la simulación, independientemente del intervalo en el que hayan sido definidos. Para el presente caso de estudio, las incógnitas iniciales han sido establecidas como valores constantes mientras que los esfuerzos iniciales han sido definidos de forma lineal considerando la presión de atmosférica en la superficie y las presiones totales en el fondo de la geometría. Por último, se ha escogido una porosidad de 0.3.

Antes de insertar la malla, se definen los intervalos. La simulación ha sido ejecutada a lo largo de 5 etapas. La fase inicial consiste en un equilibrado de tensiones previo a la excavación del túnel cuya duración es de 10 días. A esta le sucede la etapa donde tiene lugar la excavación del



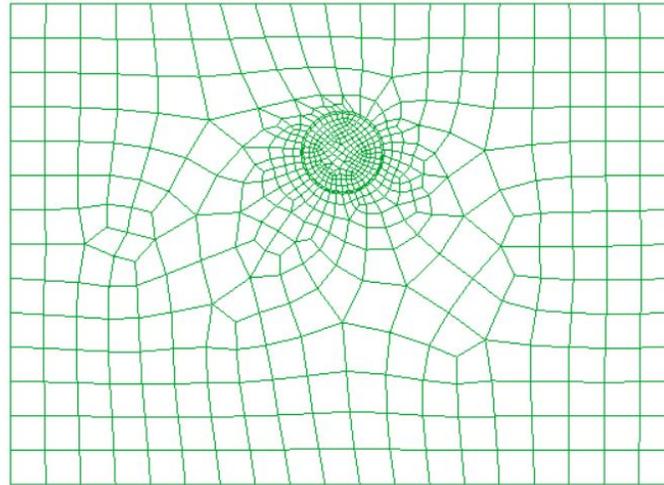
túnel, que dura 15 días. Similarmente a la primera etapa, la tercera consiste en otro equilibrado de tensiones, en este caso tras la excavación del túnel. En la cuarta fase tiene lugar la construcción del revestimiento de hormigón, cuya duración es de 2 días y, finalmente, en la quinta y última etapa se evalúa el comportamiento del suelo con el paso del tiempo a lo largo de 58 días. Para cada uno de los intervalos se estableció un paso del tiempo inicial para la simulación de 0.1 días, el cual podría extenderse hasta 0.25 para los intervalos 2, 3 y 4; 0.5 para el primer intervalo o 1 para el último. Pasos del tiempo pequeños corresponden con una profunda discretización del tiempo en la simulación, lo que es adecuado para aquellos casos en los que se desee obtener resultados más precisos. Sin embargo, pasos del tiempo muy pequeños requieren una alta carga operacional, siendo esta la causa por la que se ha permitido una relajación en el paso del tiempo más flexible para los intervalos 1 y 5 ya que los resultados de la primera etapa no tienen tanta relevancia como el resto y, por su parte, la quinta etapa es bastante larga. En cambio, dado que el efecto que tiene la construcción del túnel es particularmente interesante en este estudio y las fases de excavación y construcción no son excesivamente largas, es asumible considerar pasos del tiempo más pequeños.

En lo que respecta a la malla, esta está formada por cuadriláteros. El tamaño de estos elementos depende de su localización en la geometría, siendo más pequeños en los alrededores del túnel, donde una discretización espacial más profunda es necesaria ya que se trata de la zona donde tiene lugar la perturbación del estado inicial del suelo y que provoca los cambios en su comportamiento, por lo que requiere unos resultados más precisos; para luego ir aumentando el tamaño según uno se aleja de la galería. El anillo del túnel está compuesto por una única serie de elementos y, en el caso de los elementos más externos, estos consisten en cuadrados de 5 metros de lado, aproximadamente. Se trata de una malla desestructurada compuesta por 650 cuadriláteros y 684 nodos, la cual puede visualizarse en la Figura 17.

La simulación, tal y como se ha anticipado anteriormente, fue ejecutada para tres valores del módulo de Young diferentes: 30, 300 y 3000 MPa. Para cada uno de estos casos, el software provee una serie de herramientas que permiten observar la variación con el tiempo o el espacio de los principales parámetros de interés como son los desplazamientos, la presión de agua, la permeabilidad, la porosidad, las deformaciones o las tensiones totales o efectivas. En este caso de estudio, dado que únicamente se estudia la influencia del módulo de Young en la resistencia del suelo, los resultados consisten simplemente en comparar los asientos producidos a 1.5 metros



Figura 17: Mallado.



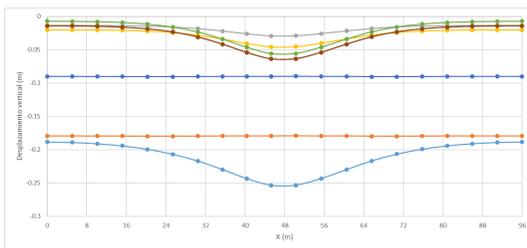
de profundidad en diferentes momentos de la simulación para cada escenario. Se trata así de un estudio sencillo sobre el que es necesario recordar que su principal objetivo no era obtener resultados complejos que dieran pie a un estudio exhaustivo del suelo, sino familiarizarse con el uso y manejo del programa, entender cuál es su funcionamiento, cómo deben definirse y especificarse cada uno de los elementos y las consideraciones que se requieren para ejecutar una simulación realista del suelo, las diferentes opciones que el software proporciona para analizar los resultados, etc... Además, estos modelos sencillos que resumen el problema que realmente es objeto de estudio sirven de base para desarrollar los modelos más complejos que se utilizarán posteriormente para la comparación de las simulaciones del suelo congelado y sin congelar, requiriendo tan solo pequeñas modificaciones y consideraciones (que serán detalladas más adelante) y manteniendo intactas las principales características como la geometría, la configuración de los materiales, las condiciones de contorno, la porosidad, los esfuerzos iniciales y los intervalos. Adicionalmente, resulta útil para comprender como la construcción y presencia del túnel afecta al suelo y partir de esa base en el análisis de los casos congelado y sin congelar. Tras esta aclaración, los resultados se comentan a continuación.

La Figura 18 muestra los asientos que han tenido lugar a 1.5 metros de profundidad en los mismos instantes de tiempo para valores del módulo de Young de 30, 300 y 3000 MPa. Para

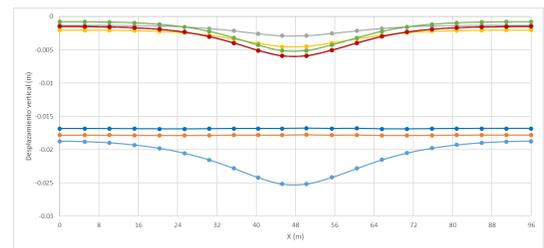


empezar, como cabría esperar, se observa que el suelo sigue la misma tendencia en todos los escenarios, tratándose tan solo de diferencias en las órdenes de magnitud de los resultados. Esta tendencia consiste en deformaciones aparentemente uniformes, mayores cuanto menor es el módulo de Young, para los instantes previos al comienzo de la construcción del túnel. Concretamente, corresponden con 2.5 horas desde el comienzo de la simulación, prácticamente el inicio, y con el estado del suelo justo al principio de la excavación, representados por las líneas azul oscura y naranja, respectivamente. Así, se trata de la deformación del suelo durante la fase del equilibrado de tensiones. Cabe destacar que, aunque a primera vista parece que se trate de líneas horizontales, analizando más detenidamente los resultados numéricos uno observa que no es realmente así. Existen pequeñas fluctuaciones que muestran que realmente los asentamientos tienen lugar tal y como lo refleja la Figura 19. Este fenómeno pierde importancia a medida que aumenta la resistencia del suelo, siendo más significativo en el caso de 30 MPa, donde la mayor diferencia entre asentamientos apenas llega a 1 mm, y siendo prácticamente insignificante para el resto de casos.

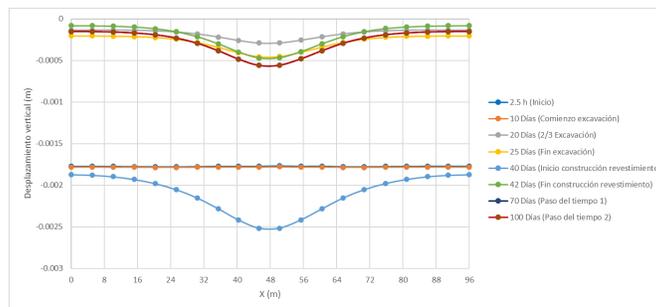
Figura 18: Asentamientos a 1.5 metros de profundidad en diferentes escenarios donde varía el módulo de Young.



(a) 30 MPa



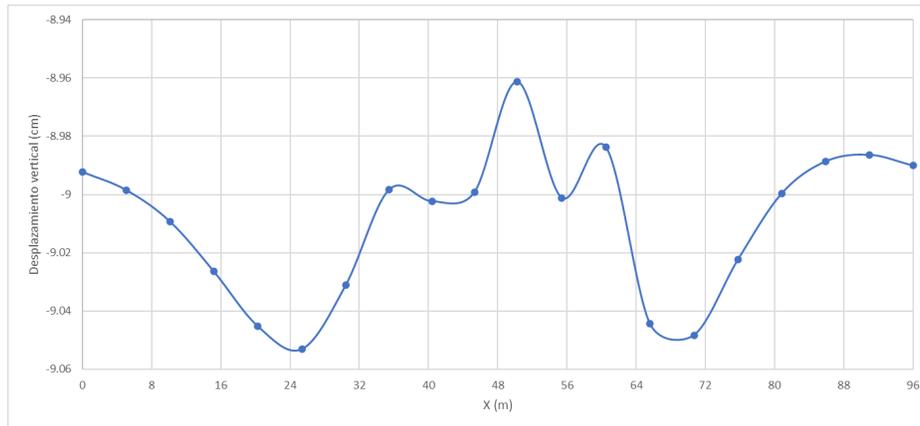
(b) 300 MPa



(c) 3000 MPa



Figura 19: Asientos en el inicio para $E=30$ MPa



Sin embargo, esta tendencia en la deformación del suelo cambia una vez comienza la excavación del túnel, empezando entonces a producirse de forma simétrica respecto a la vertical donde se encuentra su centro, siendo esta parte donde se producen los mayores asientos para posteriormente disminuir progresivamente según uno se aleja del túnel. Este comportamiento se da en todas las etapas posteriores a la de la excavación del túnel, esta incluida.

Por otro lado, analizando los gráficos puede observarse que durante la excavación del túnel tienen lugar pequeños hundimientos del terreno, los cuales aumentan y son máximos durante el periodo que transcurre entre el fin de la excavación y el inicio de la construcción del revestimiento de hormigón. Para acabar, al final de la simulación y después de 58 días tras la instalación del anillo de hormigón, los asientos definitivos que tienen lugar son mínimos, siendo estos alcanzados, como muy tarde, un mes antes del fin de la simulación, tal y como puede deducirse del hecho de que la curva que debería representar este mismo fenómeno a los 70 días no se observa en los gráficos porque, para cada caso, la curva de los 100 días está por encima de esta. Por lo tanto, no se han producido desplazamientos verticales entre estos dos periodos de tiempo.

4. CASOS DE ESTUDIO: SUELO SIN CONGELAR Y SUELO CONGELADO

Una vez comprendido el funcionamiento del programa y cómo este puede resultar útil para analizar los casos de estudio, es el momento adecuado de implementarlos. Dado que estos se tratan de problemas similares con ciertas peculiaridades específicas de cada caso, para ambos se parte inicialmente del modelo utilizado en CODE.BRIGHT que acaba de ser expuesto en la sección anterior, aprovechando así que ya cuenta con toda la configuración definida, así como los diferentes aspectos que el problema requiere establecer. De esta forma, tan solo es necesario actualizar una pequeña parte de la información propia de cada caso, así como configurar de nuevo ciertos aspectos para los nuevos modelos, permaneciendo el resto exactamente igual que en el caso anterior, tal y cómo ha sido descrita. Tras esta reconfiguración, los modelos están finalmente listos para ejecutarse en CODE.BRIGHT.

La nueva configuración consiste, para cada caso, en actualizar varios parámetros correspondientes al apartado de los materiales, ya que se trata del medio mediante el cual se considera la diferencia entre los casos congelado y sin congelar, manteniéndose exactamente igual a cómo se ha detallado para el caso anterior la geometría del problema, esfuerzos e incógnitas iniciales y porosidad, así como el control de los pasos del tiempo, criterio de convergencia, frecuencia de lectura de los resultados y el resto de parámetros que configuran la simulación. En lo que respecta a las condiciones de contorno, por un lado, las condiciones mecánicas también se mantienen iguales a las de los casos previos. Por otro lado, respecto a las condiciones de contorno de flujo, tras varias simulaciones iniciales del suelo no congelado se decidió añadir para ambos casos de estudio (suelo sin congelar y congelado) una nueva condición de contorno, que corresponde con la presión de agua nula en la pared del túnel durante la etapa de excavación, mientras que esta condición aparece para las pruebas anteriores una vez ya ha acabado la excavación. Así, se trata de una configuración que se ajusta más a la realidad.

En relación a los materiales, la información de entrada utilizada por el programa en cada caso, así como las propiedades del hormigón que conforma el anillo del túnel, se recogen en la siguiente tabla.



Cuadro 2: Inputs sobre los materiales.

		Suelo		Anillo de hormigón	
		Sin congelar	Congelado		
Propiedades mecánicas	Elasticidad lineal	E (MPa)	30	5781.56	23000
		ν	0.3	0.45	0.2
	Viscoplasticidad	$1/\eta$ (s·MPa) ⁻¹	0.001		
		c (MPa)	0.05	1.5	
ϕ' (°)	23				
Propiedades hidráulicas	Curva de retención		Modelo de Van Genuchten		
	Permeabilidad (m/s)		1E-11	1E-14	1E-14
Otros datos	Densidad del sólido (Kg/m ³)		2700		2400

Tal y como lo refleja la Tabla 2, para llevar a cabo las simulaciones fueron necesarios datos sobre las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo y del hormigón, entre otros. En cuanto a los de primer tipo, por un lado, en relación al comportamiento elástico del suelo, el modelo de elasticidad lineal es adoptado por el programa para todos los materiales. Los parámetros que este requiere para reproducir el comportamiento elástico del suelo son el módulo de Young E y el coeficiente de Poisson ν . Respecto al suelo sin congelar y al hormigón, los valores de E y ν del primero fueron obtenidos a partir de valores típicos de suelos blandos, mientras que para el segundo se trata de información fácilmente accesible en la literatura científica. Por su parte, los valores de E y ν para el modelo del suelo congelado fueron calculados a partir de las estimaciones de los parámetros K y G equivalentes obtenidas por el Modelo 5 mediante las siguientes relaciones.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.2)$$

Donde K y G son los módulos volumétrico y de corte, respectivamente, y E y ν el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, respectivamente.

Como resultado de esta metodología se han obtenido los valores de E y ν de la Tabla 2. La



información necesaria para llevar a cabo este proceso se muestra en la siguiente tabla, a partir de la cual fueron calculados K y G mediante el Modelo 5 en MATLAB, cuyo código se adjunta en el Apéndice C.

Cuadro 3: Información de entrada para calcular K y G del suelo congelado.

Hielo	K (GPa)	9
	ν	0.36
Partículas sólidas	K (GPa)	50
	ν	0.28
Agua	K (GPa)	2.2
	G (Pa)	1E-6
n		0.3
Sw		0.3

En relación a los datos recogidos en la Tabla 3, los valores de K y ν para el hielo y las partículas sólidas, consideradas granito, fueron obtenidos a partir la información disponible en la literatura científica. Por otro lado, la misma porosidad n que para el caso sin congelar ha sido considerada, así como un grado de saturación de agua de 0.3. En lo que respecta al agua, a diferencia de para el resto de materiales, para los cuales se utilizó ν para calcular sus valores correspondientes de G , se optó por escoger directamente un valor de G . Sin embargo, surge un problema a la hora de determinar su valor de G ya que, al tratarse de un líquido, por definición, este es igual a 0. Retomando la Ecuación 2.40, uno observa que tomar 0 como valor de G para el caso en el que el suelo se encuentra completamente sin congelar daría 0 en el denominador y, por lo tanto, 0 es un valor no apto para la G del agua. Para revolver esta situación, se optó por considerar una G para el agua de 1E-6 Pa. Se trata de un valor respaldado por la comunidad científica y obtenido empíricamente a raíz de los experimentos llevados a cabo para estimar, precisamente, la resistencia al corte del agua tras observar como esta sustancia mostraba, entre otras propiedades características de los sólidos, cierta resistencia al corte en algunos casos, como por ejemplo en el caso de finas capas de agua.³¹ El objetivo de los experimentos era investigar acerca del comportamiento del agua sometida a esfuerzos cortantes a temperatura ambiente dentro de un rango amplio de pequeñas tasas de deformación. Para tal fin se estudió el movimiento del agua dentro de un recipiente cilíndrico,



lo que acabó mostrando que la naturaleza del movimiento cambiaba si la velocidad angular del agua era lo suficientemente pequeña (alrededor de 10^{-3} rad/s). Concretamente, se observaba cómo parte del fluido retrocedía, lo que indica cierta resistencia al corte, cuya magnitud podía estimarse a partir del esfuerzo cortante que provocaba tal movimiento de retroceso y que acabó resultando en el valor que se muestra en la tabla anterior.³² Cabe destacar que una resistencia al corte superior (mil veces mayor, aproximadamente) se observaba en agua en forma de películas. Por último, de la misma forma que para el hielo y las partículas sólidas, el valor de K para el agua se encuentra disponible en la literatura científica.

Por otra parte, en relación a la simulación del comportamiento plástico del suelo, el programa distingue entre modelos de viscoplasticidad para rocas y suelos saturados y no saturados. En este caso, del modelo de Drucker-Prager basado en los parámetros de Mohr-Coulomb, que se encuentra en la categoría de modelos para suelos saturados, fue seleccionado, para el cual eran necesarios la fluidez (inversa de la viscosidad η), la cohesión c y el ángulo de rozamiento interno ϕ' . Tal y como lo refleja la Tabla 2, para ambos casos se consideró la misma fluidez y el mismo ángulo de rozamiento interno, sin embargo, se optó por un nuevo valor para la cohesión en el caso del suelo congelado, calculado a partir de la cohesión del caso sin congelar y considerando el efecto de la succión criogénica. Para ello, se parte de la definición matemática de tensiones efectivas σ' .

$$\sigma' = \sigma - u_{Poros} \quad (4.3)$$

Donde σ son las tensiones normales totales y u_{Poros} es la presión de los poros. Para el caso de suelos no saturados (y sin congelar), la expresión anterior puede descomponerse y dar lugar a la Ecuación 4.4, la cual puede reformularse y tomar la forma de la Ecuación 4.5.

$$\sigma' = \sigma - (u_g S_g + u_l S_l) \quad (4.4)$$

$$\sigma' = \sigma - u_g + (u_g - u_l) S_l \quad (4.5)$$

Donde u y S hacen referencia a la presión y al grado de saturación, respectivamente, y los subíndices g y l hacen referencia al gas y al líquido del interior de los poros, respectivamente. El término $\sigma - u_g$ se conoce como tensión neta.



Por otro lado, se considera el criterio de rotura del suelo de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi' \quad (4.6)$$

Donde τ es la resistencia al corte del suelo. Combinando las dos fórmulas anteriores, uno finalmente obtiene la siguiente expresión.

$$\tau = c_{nosat} + (\sigma - u_g) \tan \phi' \quad (4.7)$$

Donde el término c_{nosat} viene dado como se muestra en la Ecuación 4.8.

$$c_{nosat} = c + (u_g - u_l) S_l \tan \phi' \quad (4.8)$$

De esta forma, y asumiendo que el suelo saturado congelado puede interpretarse como un suelo no saturado donde el hielo es el homólogo del gas en la anterior expresión, se obtiene el nuevo valor de la cohesión para el caso del suelo congelado.

$$c_{congelado} = c + (u_h - u_l) S_l \tan \phi' \quad (4.9)$$

Donde u_h se trata de la presión ejercida por el hielo. Como consecuencia, el término $u_h - u_l$ corresponde a la presión de la succión criogénica.

Cabe mencionar que la Ecuación 4.8 ya fue propuesta años atrás para la búsqueda de una expresión que facilitara la resistencia al corte de los suelos no saturados en función de la succión del suelo de forma precisa y sin requerir grandes esfuerzos computacionales. Con tal fin, diversas ecuaciones fueron propuestas, siendo la Ecuación 4.8 parte de una de ellas. Muchas de estas establecían como independientes los componentes de la tensión total neta y de la succión, pudiendo ser el último interpretado como una parte de una cohesión aparente total del suelo,³³ tal y como lo refleja la expresión en cuestión. De hecho, resulta conveniente pensar que el suelo tiene dos componentes para la cohesión.³⁴



Todos los parámetros de la Ecuación 4.9 son conocidos a excepción de la succión criogénica. Para su cálculo, se hace uso de la siguiente expresión, derivada de formulaciones disponibles en la literatura científica.²⁶

$$S = -\left(1 - \frac{\rho_{hielo}}{\rho_{agua}}\right)S_l - \rho_{hielo}L \ln \frac{T}{273,15} \quad (4.10)$$

Donde S es la succión criogénica ($u_h - u_l$ en la Ecuación 4.9), ρ_{hielo} y ρ_{agua} son las densidades del hielo y el agua, respectivamente, L es el calor latente de fusión del agua, cuyo valor es de 333000 J/Kg, y T es la temperatura, igual a -10°C (o 263,15 K para la formulación). Así, se obtuvo finalmente un valor para la cohesión del suelo congelado de 1.5 MPa, similar a aquellos investigados por otros autores y recogidos en la literatura científica.^{35 36} Por último, el comportamiento plástico del hormigón se desprecia por simplificación y dada la poca influencia que tiene sobre la respuesta del suelo.

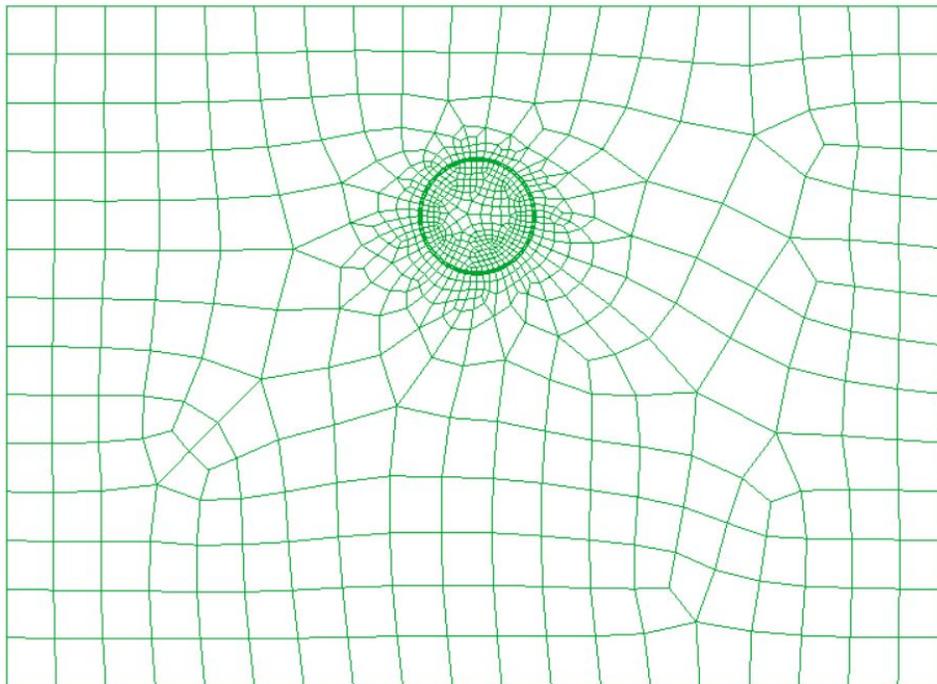
En lo que respecta a las propiedades hidráulicas, estas se tratan de la curva de retención y de la permeabilidad. La primera describe la capacidad del suelo para retener agua en función de la succión, fenómeno que depende de la porosidad, estructura del suelo o contenido de materia orgánica, entre otros factores. Existen varios modelos en la literatura científica presentados por diferentes autores para representar esta curva, siendo uno de los más aceptados y populares el modelo de Van Genuchten,³⁷ tratándose de este el modelo seleccionado en CODE_BRIGHT para la curva de retención de ambos suelos y el hormigón. Para su implementación fue necesario establecer los grados de saturación máximo y residual, que son 1 y 0, respectivamente, así como el valor de la presión y de un parámetro que define la forma de la función. Los mismos parámetros fueron considerados tanto para ambos casos del suelo como para el hormigón. Respecto a la permeabilidad, se ha asumido que esta disminuye para el caso del suelo congelado hasta en tres órdenes de magnitud.

Para acabar con la nueva configuración de los modelos, cabe mencionar que la malla de los elementos finitos también ha sido actualizada respecto a los modelos de prueba. Concretamente, dado el papel fundamental que cumple el anillo de hormigón en la respuesta del suelo es, por tanto, conveniente reproducir de forma precisa lo que le ocurre durante toda la simulación. Así, en lugar



de contar con un anillo cuyo espesor es de un elemento para simular el anillo de hormigón como para las pruebas iniciales (como se muestra en la Figura 17), se ha aumentado a tres elementos de espesor. El resto de parámetros que definen la malla se mantienen igual que a los casos anteriores, lo que resulta en la malla que se presenta en la Figura 20. Esta cuenta con 928 elementos y 962 nodos.

Figura 20: Malla final.



5. RESULTADOS. DESCRIPCIÓN E INTERPRETACIÓN

En esta sección se presentan los resultados obtenidos tras las simulaciones de ambos casos. La consecución de lo siguientes dos principales objetivos podría destacarse como el fin que se pretende alcanzar mediante el uso de los mismos:

- Comprender de una manera más profunda la respuesta del suelo, tanto congelado como sin congelar, ante las diferentes fases de la excavación y construcción del túnel, así como del paso del tiempo, complementando así las observaciones presentadas por las pruebas preliminares en la subsección 3.2.
- Observar e interpretar las diferencias entre un caso y otro para así entender cómo la presencia del hielo afecta al comportamiento del suelo.

Para ello, el análisis de los diferentes resultados ha sido llevado a cabo por separado y en función de la naturaleza de estos, destinándose un apartado a cada uno de ellos dentro de esta sección, donde por lo general serán abordados siguiendo siempre las mismas pautas. Por un lado se llevará a cabo la comparación de los resultados que el programa proporciona directamente en forma de ilustraciones para ambos casos. Estos permitirán observar la evolución a lo largo de la geometría de los parámetros a analizar de los resultados en cuestión y serán atendidos procediendo siempre con la misma dinámica, que será de forma paralela de un caso a otro y para los que son dos de los instantes de la simulación de más relevancia. Así, se estudiarán los resultados correspondientes con el inicio de la construcción del revestimiento de hormigón (a los 40 días), instante que influye de manera muy determinante sobre el resto de la simulación y que permitirá analizar cual es la influencia del revestimiento en términos del parámetro en cuestión; así como con el final de la simulación, aproximadamente dos meses tras la instalación del revestimiento. Adicionalmente, una serie de gráficas que ayudan a comprender la evolución temporal o espacial de ciertos parámetros de interés, obtenidas a partir de los resultados numéricos de la simulación, se presentarán para los resultados que se analicen en cada apartado.



5.1. Presiones de agua

Los primeros resultados en ser atendidos son las presiones de agua, cuyas distribuciones se recogen en las figuras 21 y 22 para los 40 días y el final de la simulación, respectivamente. En un principio, para el momento en el que el túnel comienza a reforzarse con el revestimiento, las simulaciones correspondientes a ambos escenarios reproducen prácticamente las mismas distribuciones de presiones de agua. Debido a que todavía no existe el revestimiento y se trata tan solo de la excavación, el agua encuentra en esta una vía por la que liberar sin oposición la presión acumulada en sus alrededores. Como consecuencia las distribuciones de presiones acaban adoptando esa forma ondulada, más acentuada para las inmediaciones de la excavación, que muestran las imágenes, la cual refleja cómo, efectivamente, los puntos más cercanos a esta, y por tanto más influenciados, tienen asociados las menores presiones de agua; mientras que la influencia del túnel sobre aquellos puntos más alejados tiende a atenuarse. Con el paso del tiempo, las perturbaciones en las presiones de agua acabarán disipándose por completo y se alcanzará el equilibrio hidrostático. Sin embargo, la rapidez con la que esto suceda dependerá de la permeabilidad del terreno, teniendo lugar más rápido cuanto menos impermeable sea este.

Figura 21: Distribución de las presiones de agua a los 40 días.

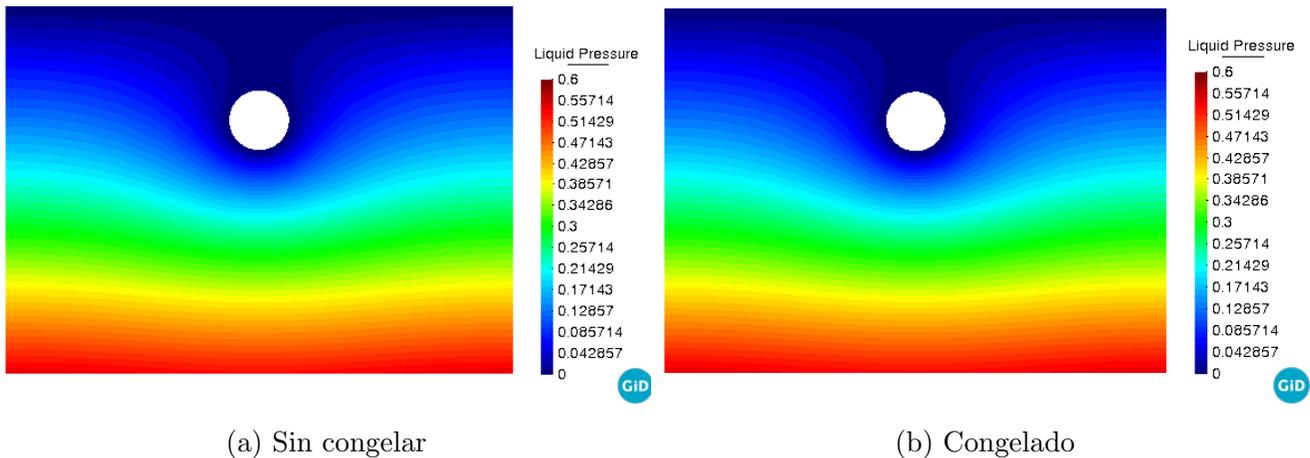
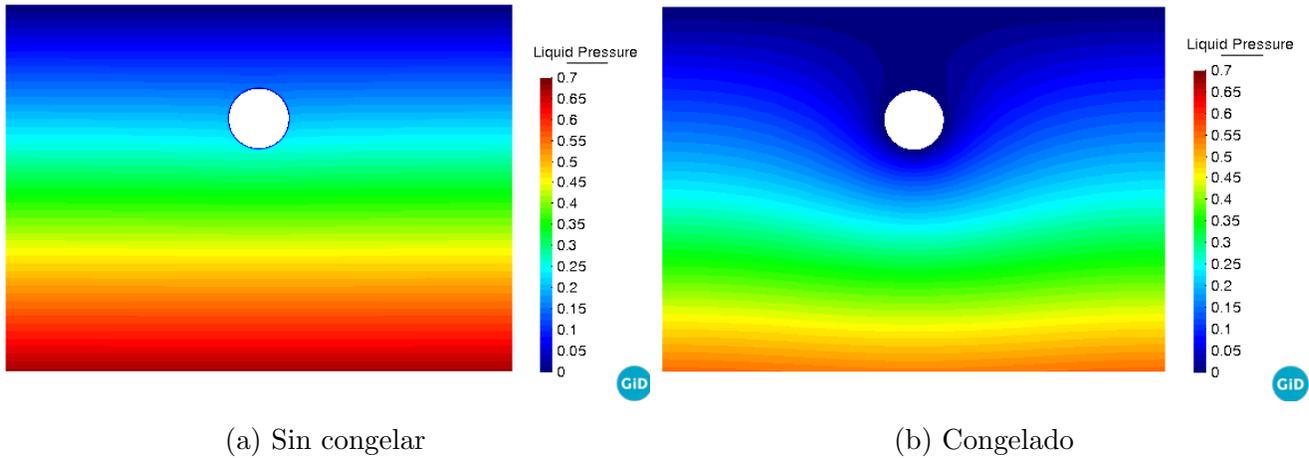




Figura 22: Distribución de las presiones de agua al final de la simulación.



De esta forma, a pesar de que el suelo congelado es más impermeable, tal y como lo refleja la Tabla 2, ha sido posible observar cómo, en el instante previo al comienzo de la construcción del revestimiento de hormigón, el comportamiento del suelo en relación a las presiones de agua ha sido el mismo para ambos casos. Sin embargo, esto no sucede en el final de la simulación. La Figura 22 muestra que para el caso del suelo sin congelar el único factor que afecta a la presión de agua en un punto es la profundidad a la que este se encuentre, siendo totalmente independiente de su proximidad al túnel, lo que significa que, para el final de la simulación, la presión liberada en este caso ha sido la máxima que podía ser, lo que acaba dando lugar a la distribución uniforme de presiones. Se ha alcanzado el equilibrio hidrostático.

Por el contrario, comparando las imágenes que recogen el estado de las distribuciones de presiones para el caso del congelado en un instante y en el otro, puede apreciarse que la única diferencia que existe es el valor de las presiones, mientras que la distribución es prácticamente la misma. Lo que ha sucedido es que, para el final de la simulación, la cantidad de presión de agua que ha podido ser liberada ha sido muy poca. Tal y como ha sido adelantado previamente, esto ocurre como consecuencia de la menor permeabilidad que caracteriza al suelo congelado, que además junto con la permeabilidad muy baja del anillo de hormigón hace que la permeabilidad del conjunto sea realmente pequeña, contribución que para el caso del suelo sin congelar no ha impedido que las



presiones de agua se homogeneicen. Como consecuencia, se requieren periodos de tiempo mucho más largos en comparación al suelo sin congelar para alcanzar el estado de distribución de presiones uniforme. Para acabar con estas dos imágenes, cabe destacar que, si uno centra su atención en los valores de las leyendas, puede observar que, independientemente de si han alcanzado el equilibrio hidrostático o no, las presiones han aumentado. Esto se debe a la presencia del revestimiento que, al disminuir la permeabilidad del suelo en su conjunto, reduce el drenaje. Así, el agua se acumula y la presión aumenta. Este fenómeno se aprecia más claramente a continuación.

Para continuar con los resultados de las presiones de agua, resulta interesante no solo analizar su distribución a lo largo de la geometría para instantes de tiempo concretos, sino también observar la evolución temporal de la presión ejercida por el agua durante toda la simulación en diferentes puntos de la geometría. Para ello, se han considerado los puntos que se señalan en la Figura 23 para obtener los resultados que se recogen en la Figura 24.

Figura 23: Puntos localizados 0.5, 2, 4 y 12 metros por debajo del túnel.

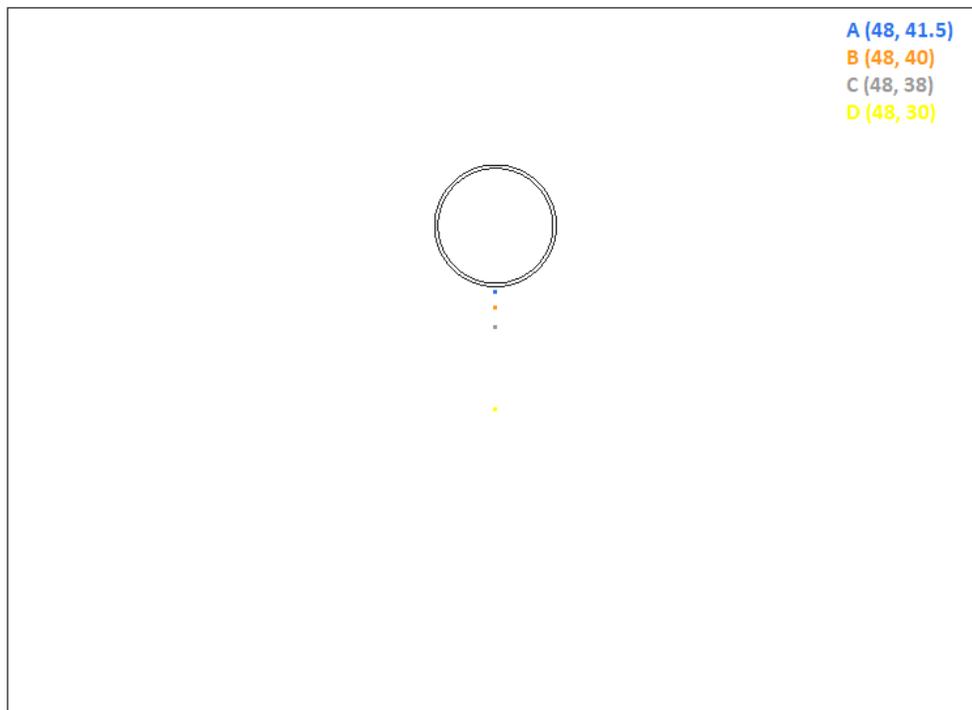
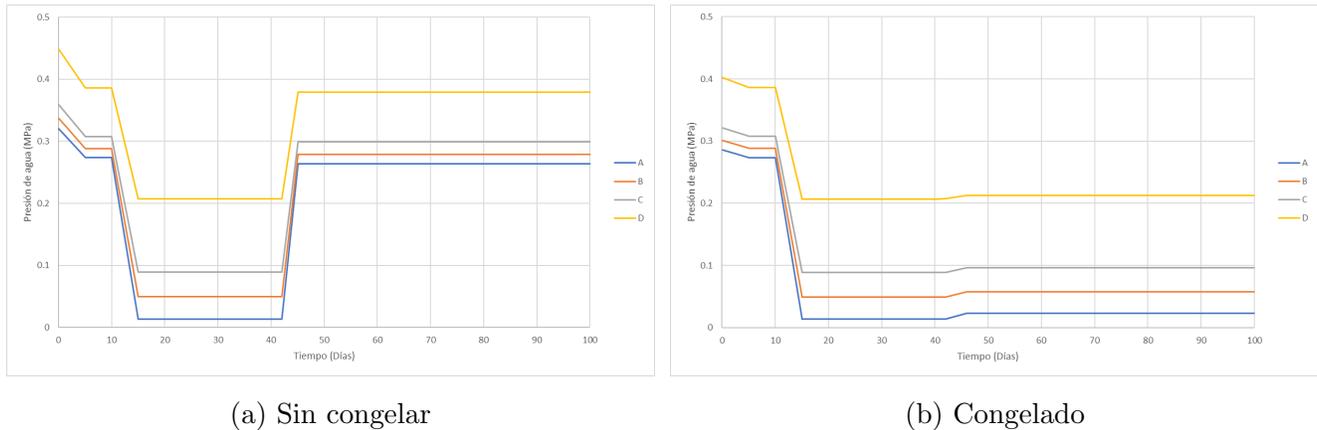




Figura 24: Evolución temporal de las presiones de agua en los puntos A, B, C y D.



Puede observarse que el comportamiento resulta el mismo para ambos casos, el cual consiste en un descenso brusco de las presiones tras el comienzo de la excavación, para luego estabilizarse hasta la construcción del anillo de hormigón, que es cuando las presiones se recuperan casi total o parcialmente. La razón de que la variación en la presión de agua suceda de esta forma ha sido detallada en el análisis de las imágenes previas, lo que revela una correspondencia correcta entre los dos grupos de imágenes.

Respecto al aumento de la presión causado por la presencia del revestimiento, hay dos aspectos que llaman la atención. El primero de ellos es que ha tenido lugar de forma muy rápida. De hecho, todo parece indicar que ha sido prácticamente instantáneo. Si uno presta atención a los valores numéricos de los resultados, estos muestran que ya para el primer día para el que se obtienen los resultados tras el fin de la construcción del anillo, que es a los 45 días, se obtienen los valores de las presiones definitivos, siendo esta la razón de que comience en ese instante la línea horizontal que indica la invariación de las presiones. Esto sucede, como no podría ser de otro modo, tanto para un caso como para el otro e indica que el incremento sucedió de forma instantánea, más bien que gradualmente, que es lo que uno podría entender si tan solo considera las gráficas. Cabe destacar que ocurre exactamente lo mismo, solo que en sentido inverso, para los dos descensos en las presiones previos que recogen ambas figuras.



Por otro lado, el otro aspecto que llama la atención del incremento de la presión es que este es mucho mayor para el caso sin congelar que congelado. Mientras la magnitud en los descensos de las presiones es muy similar para ambos casos, esto no se repite con el aumento. La razón de que esto sea así es la siguiente. El suelo sin congelar se trata de un medio mucho más permeable que el congelado, como ya se ha especificado en numerosas ocasiones. Esto implica que el flujo de agua en tal medio es mayor. Tras la aparición del revestimiento, que es un elemento mucho más impermeable que el suelo sin congelar, el agua que ha fluido hasta la excavación se topa con este obstáculo, el cual impide que lo atraviese a un ritmo tan rápido como el que mantenía mientras fluía por el interior del suelo. Así, el agua acaba acumulándose en los alrededores y, por lo tanto, aumentando la presión. En lo que respecta al suelo congelado, al no contar con una permeabilidad tan alta, el agua no llega a acumularse a un ritmo tan rápido como para el otro caso.

Por último, y para acabar con todo lo que respecta al aumento de la presión, así como con las presiones de agua en general, cabe recalcar que la recuperación de presiones para el caso del suelo sin congelar no llega al nivel de alcanzar los valores correspondientes a los momentos previos al inicio de la excavación, sino que son ligeramente menores. Dada la poca diferencia que existe, podría confundirse con que sí lo hacen. Otro aspecto muy relevante de esta recuperación en la presión es que esta se traduce como una descarga en términos de tensiones efectivas, lo que acaba afectando a los desplazamientos del suelo, tal y como será detallado en el siguiente apartado.

5.2. Desplazamientos verticales

Los siguientes resultados a analizar son los desplazamientos verticales que han tenido lugar a lo largo de la sección, poniendo especial énfasis en aquellos producidos cerca de la superficie. La Figura 25 y la Figura 26 recogen los desplazamientos verticales para el comienzo de la construcción del revestimiento y el final de la simulación, respectivamente.



Figura 25: Desplazamientos verticales a los 40 días.

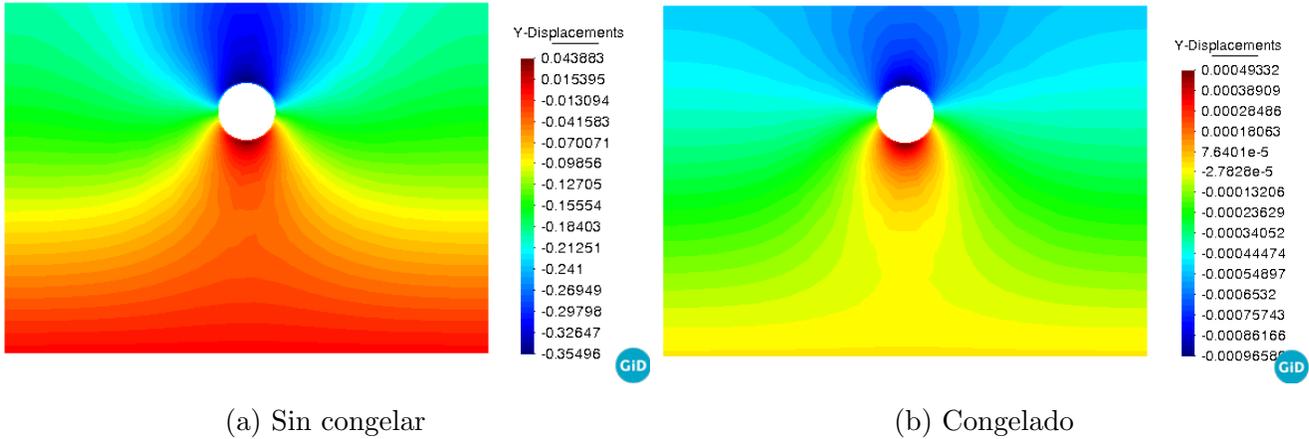
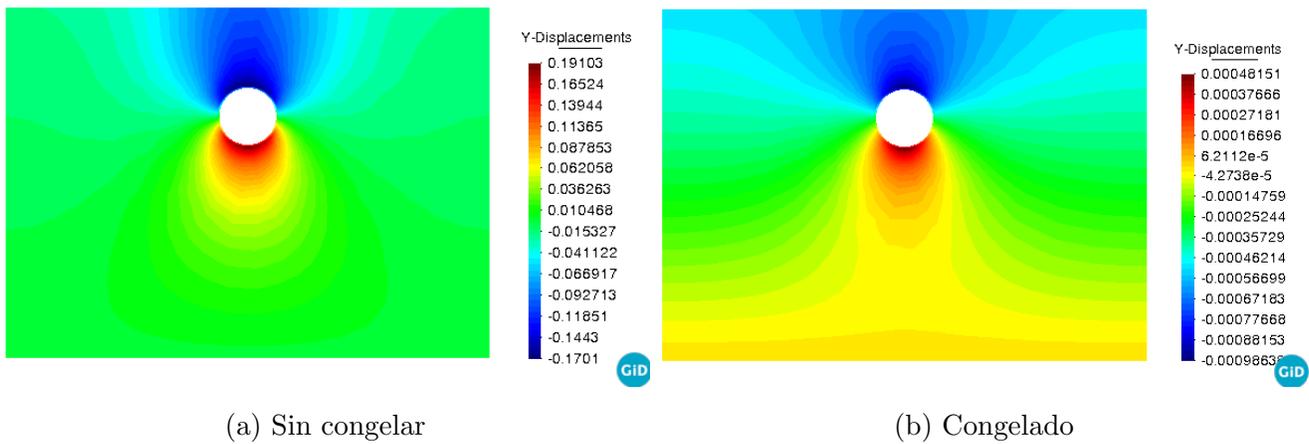


Figura 26: Desplazamientos verticales al final de la simulación.



Por un lado, el modelo muestra una respuesta similar del suelo en términos de desplazamientos verticales tanto para el caso del suelo sin congelar como para el suelo congelado, reflejando que los mayores desplazamientos tienen lugar en las profundidades localizadas por encima del túnel, si bien es cierto que para el caso del suelo congelado estos se extienden más horizontalmente mientras que para el suelo sin congelar estos se encuentran más concentrados. Este hecho refleja que la influencia del túnel (o de la excavación, ya que sucede tanto a los 40 días como al final de la simulación)



en el terreno es mayor para el caso sin congelar, ya que la diferencia que existe entre los asientos localizados cerca y por encima del túnel con aquellos que se encuentran, aunque por encima, lejos de la obra, es mucho mayor que para el caso congelado. Esta diferencia en la propagación de los asientos se debe a los distintos módulos de Young considerados en un caso y otro, ocurriendo los mayores desplazamientos para los menores valores de este parámetro y, por tanto, para el suelo sin congelar. Paralelamente, lo mismo sucede para ambos casos y en cualquier momento de la simulación con respecto a los desplazamientos verticales que tienen lugar a cotas inferiores a las del túnel, los cuales no solo ocurren en menor medida, sino que también en el sentido opuesto. Estos desplazamientos verticales ascendentes son representados por el color rojo más intenso en la Figura 25 (a) y también incluyendo el naranja para el resto de imágenes que se muestran en la Figura 25 y la Figura 26. Así, el terreno tiende a provocar que el contorno de la excavación adopte una forma ovalada después de excavar el túnel.

Por otro lado, de forma similar a los resultados de las presiones de agua, se han escogido varios puntos en los alrededores del túnel para estudiar la evolución de los desplazamientos verticales. Estos puntos son los representados en la Figura 27 y su evolución se muestra en la Figura 28 y Figura 29.

Figura 27: Puntos localizados 0.5, 1 y 2 metros por encima y por debajo del túnel.

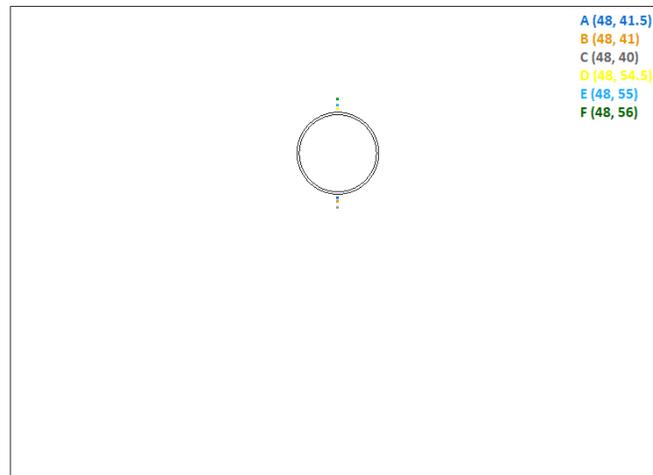




Figura 28: Evolución de los desplazamientos verticales en los puntos A, B, C, D, E y F para el suelo sin congelar.

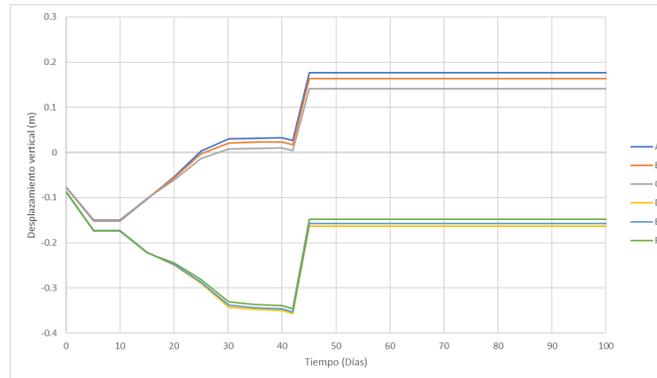
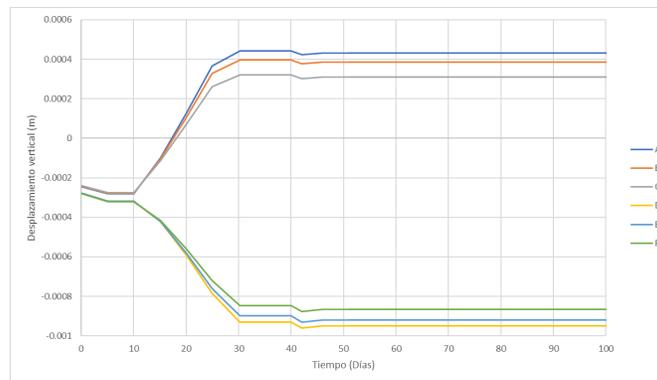


Figura 29: Evolución de los desplazamientos verticales en los puntos A, B, C, D, E y F para el suelo congelado.



A partir de estos gráficos puede observarse cómo las variaciones en los asientos desaparecen y el terreno adopta la que será su forma definitiva tras la construcción del revestimiento de hormigón. Aparte de la gran diferencia en el alcance de dichos desplazamientos, estas figuras también muestran diferencias en la dirección de los movimientos verticales una vez alcanzado un determinado instante de la simulación. En un principio, en ambos casos se producen desplazamientos menores durante los 10 días previos al comienzo de la excavación. Una vez comienza la obra, ambos coinciden en revelar desplazamientos ascendentes y descendentes para los puntos localizados por debajo y encima de la



excavación, respectivamente. Sin embargo, tras la construcción del revestimiento, puede apreciarse que el suelo sin congelar experimenta una serie de desplazamientos ascendentes, tanto para aquellos a cota mayor como a menor que el túnel, antes de estabilizarse mientras que en el caso del suelo congelado este permanece prácticamente inmóvil.

La razón de que sucedan estos movimientos ascendentes ha sido anticipada en el análisis de las presiones de agua y para su explicación resulta conveniente recordar la definición de tensiones efectivas.

$$\sigma' = \sigma - P_w \quad (5.1)$$

Donde σ' son las tensiones efectivas, σ son las tensiones totales y P_w es la presión del agua.

Las tensiones efectivas son las presiones a las que el suelo acaba siendo sometido tras considerar las cargas que actúan sobre él y la presión que provoca el agua contenida en el interior de sus poros, la cual interviene reduciendo estos esfuerzos.

Si uno retoma la Figura 24 puede observar que la recuperación de las presiones de agua tiene lugar en el mismo instante en el que suceden estos desplazamientos ascendentes, que es justo tras la finalización de la construcción del revestimiento de hormigón en el interior del túnel. Este hecho tiene como consecuencia la disminución de las presiones efectivas al aumentar la presión de agua. De esta forma, el suelo, que ha estado sometido a un proceso de carga hasta la construcción del revestimiento, cuando o bien las presiones de agua disminuían o bien permanecían constantes, experimenta por primera vez una descarga que acaba dando lugar a la aparición de los desplazamientos ascendentes. De este modo, las mayores recuperaciones en los desplazamientos verticales tendrán lugar para aquellos casos donde la recuperación de las presiones de agua sea mayor, que para los casos de estudio se trata del suelo sin congelar, siendo exactamente así como lo revelan las dos figuras previas.

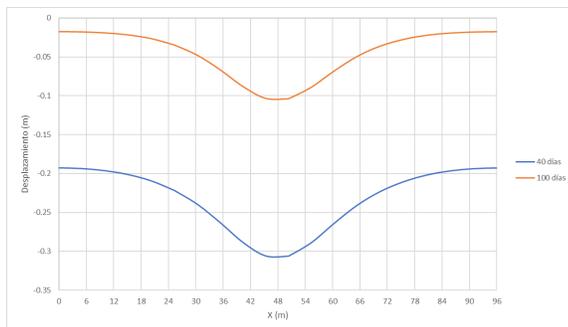
Para acabar con los desplazamientos verticales, comparando el alcance de estos para un caso y otro, se aprecia que aquellos que tienen lugar en el caso del suelo sin congelar son considerablemente más grandes que para el caso congelado. Por ejemplo, en la superficie en el instante previo al comienzo de la construcción del revestimiento estos llegan a alcanzar aproximadamente



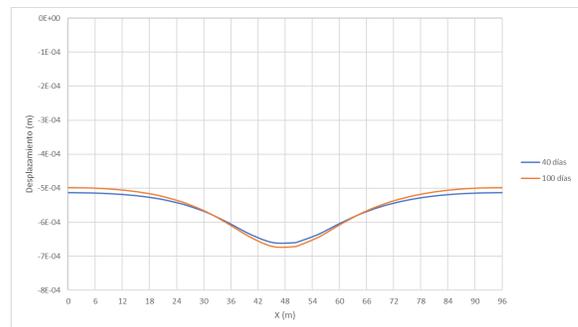
30 centímetros, mientras que para ese mismo momento, y considerando el mismo punto, el asiento apenas llega a un milímetro en el caso del suelo congelado. Estas notables diferencias en los desplazamientos cercanos a la superficie suceden a lo largo de toda la simulación, tal y como lo demuestra la Figura 30. En ella, se representan gráficamente los asientos que tienen lugar a 1.5 metros de profundidad, los cuales concuerdan con las observaciones detalladas en los párrafos anteriores. Aparte de mostrar cómo los mayores asientos tienen lugar justo por encima del túnel y la recuperación que estos experimentan, cabe destacar que, tras calcular la diferencia entre los desplazamientos a los 40 días y al final, uno aprecia que, para el caso sin congelar, no han ascendido en la misma medida, sino que aquellos localizados justo por encima del túnel han recuperado 20 centímetros aproximadamente, mientras que aquellos a los lados alrededor de 17 centímetros. Sin embargo, esto no sucede para el caso sin congelar, donde además tienen lugar, aunque mínimos, desplazamientos descendentes por encima del túnel.

Cabe destacar que los asientos que tienen lugar en el caso del suelo sin congelar no son admisibles en la mayor parte de escenarios, aunque estos se recuperen en gran parte con el tiempo. Variaciones cercanas a la superficie de esta magnitud afectan en gran medida a las estructuras o instalaciones que puedan encontrarse por encima, siendo, por ejemplo, inaceptables en el caso de que esto sucediera en un entorno urbano. Por otro lado, en el caso del suelo congelado, estas variaciones son del orden de décimas de milímetros, tratándose de asientos que no comprometen la seguridad estructural de las construcciones que puedan encontrarse en la superficie y, por lo tanto, tolerables.

Figura 30: Asientos a 1.5 metros de profundidad.



(a) Sin congelar

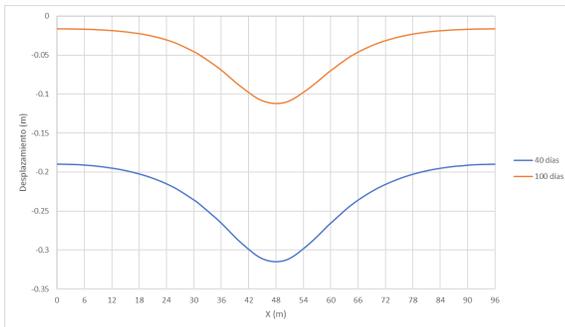


(b) Congelado

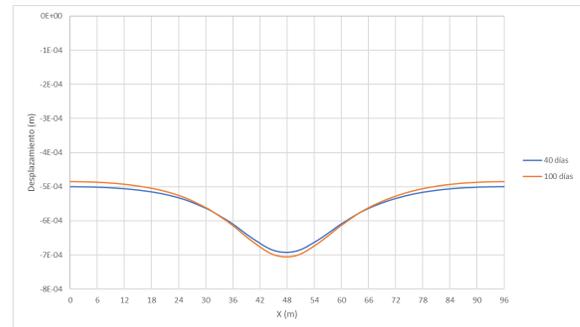


Por último, a continuación se muestran los asientos obtenidos a 5 metros de profundidad. La razón de que también se incluyan estos resultados, que en principio podrían parecer redundantes a los que recoge la figura anterior, es que se desea reducir el efecto borde. Este fenómeno, que ocurre en todas las simulaciones por elementos finitos, se refiere a los efectos no deseados, tales como distorsiones de los resultados o errores numéricos que aparecen como consecuencia de aplicar cargas o restricciones en los bordes del modelo. Estos efectos pueden alterar la precisión de los resultados y deben ser considerados a la hora de interpretar los resultados. Es por eso que, adicionalmente a los resultados mostrados previamente, los cuales se encuentran, aunque muy cercanos a la superficie, en la primera hilera de elementos que componen la malla (y por tanto más susceptibles al efecto borde), se ha decidido por incluir aquellos correspondientes a un elemento de la segunda hilera de elementos. Así, pueden observarse los desplazamientos verticales relativamente cercanos a la superficie pero no tan influenciados por este efecto.

Figura 31: Asientos a 5 metros de profundidad.



(a) Sin congelar



(b) Congelado

Si uno compara estos resultados con los de la Figura 30 puede observar que son muy similares, si bien es cierto que, tanto para el caso del suelo congelado como sin congelar, a los 5 metros de profundidad los desplazamientos verticales son mayores. Esta diferencia era esperable ya que se ha observado en la Figura 25 y la Figura 26 que la influencia del túnel era siempre mayor para los puntos más cercanos a él, aunque esto no descarta por completo que parte de esta diferencia se deba al efecto borde.



5.3. Deformaciones volumétricas

Para seguir con el resto de resultados, a continuación se presentan las deformaciones volumétricas obtenidas para ambos casos. La deformación volumétrica se define como el cambio de volumen unitario y es el módulo volumétrico K , para el caso del suelo congelado calculado por medio del Modelo 5, el que, por definición, determina su magnitud. Teniendo esto último en consideración y conociendo que el módulo volumétrico del suelo congelado es mucho mayor que el del suelo sin congelar, a pesar de que el valor de K para este último no se ha mostrado explícitamente a lo largo de este trabajo pero a partir del módulo de Young E que se recoge en la Tabla 3 uno puede intuir (además de calcularlo directamente si hiciera falta teniendo en cuenta también del coeficiente de Poisson ν) que su valor es considerablemente menor, uno se espera unos resultados similares a los que se reflejan en la Figura 32 y Figura 33.

Los resultados muestran una gran diferencia en términos de la magnitud de las deformaciones volumétricas entre las de un caso y otro, llegando a ser las deformaciones a compresión (positivas) para el caso sin congelar superiores a las mismas del caso congelado hasta en 3 órdenes de magnitud tanto a los 40 días como a los 100, el final de la simulación. Por otro lado, en lo que respecta a la naturaleza de las deformaciones, esta es la misma para ambos casos a excepción de en los alrededores de la excavación. Tanto en un caso como en otro, las deformaciones instantes previos al comienzo de la construcción del revestimiento son mayores y a compresión a los dos lados de la excavación y disminuyen en la misma medida según se consideran punto más alejados de la galería. A los 100 días, ambos modelos muestran deformaciones volumétricas muy pequeñas y uniformes (especialmente el modelo del suelo congelado) por toda la geometría. Sin embargo, tal y como ha sido anticipado, la Figura 32 muestra una diferencia muy destacada a los 40 días entre un caso y otro: para el caso del suelo sin congelar, antes de que sucedan las deformaciones a compresión, el contorno de la excavación sufre deformaciones volumétricas negativas, es decir, se expande, mientras esto no sucede para el caso del suelo congelado. ^{III}

^{III}En CODE_BRIGHT el criterio de signos es el siguiente: deformaciones positivas corresponden con compresión y negativas lo hacen con expansión.



Figura 32: Deformaciones volumétricas a los 40 días.

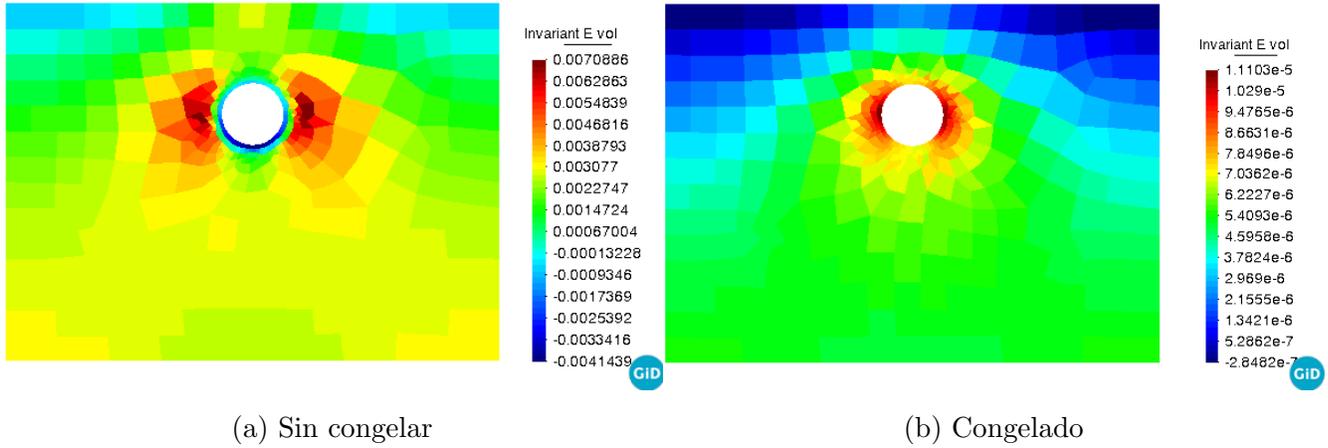
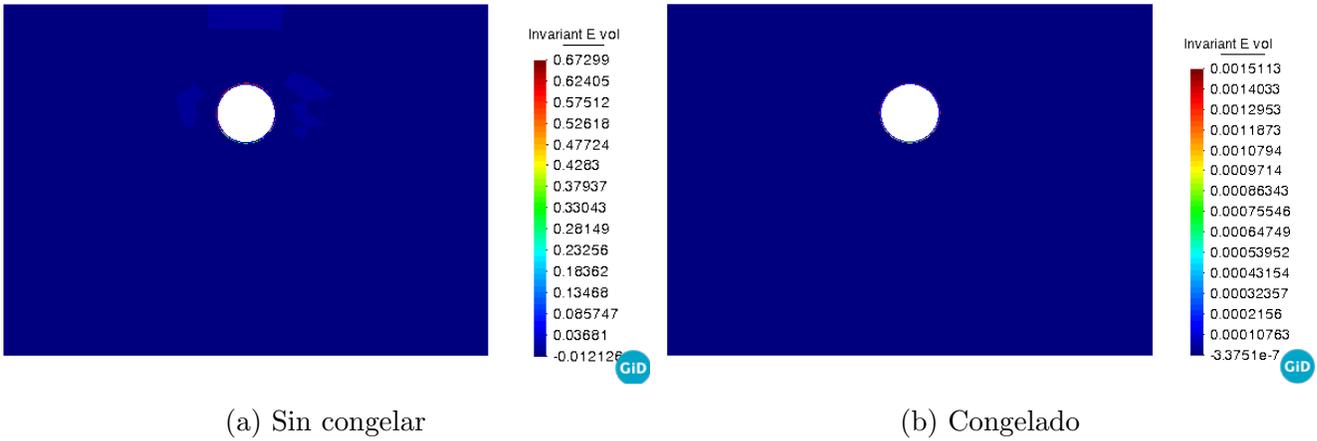


Figura 33: Deformaciones volumétricas al final de la simulación.



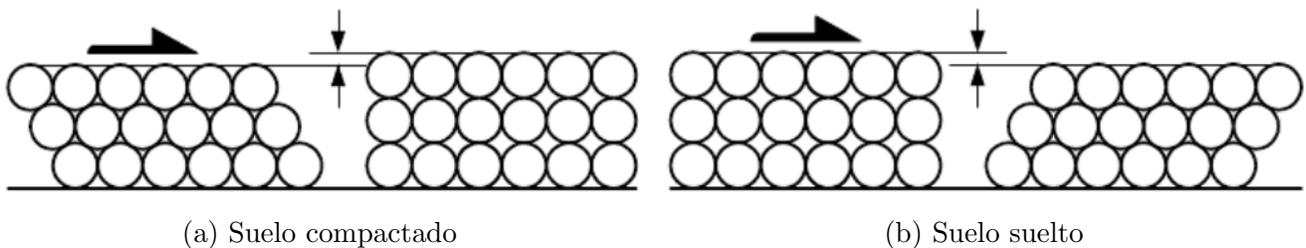
El fenómeno mediante el cual el suelo experimenta un aumento del volumen mientras se encuentra sujeto a una carga se conoce como dilatación y es lo que tiene lugar en el contorno de la excavación en la Figura 32 (a). Concretamente, se entiende por dilatación al aumento en el volumen de un material granular cuando este se encuentra sometido a esfuerzos cortantes. Cuando existe cierto grado de compactación en un suelo granular, las partículas que lo componen se encuentran



intercaladas entre sí de tal forma que la libertad que tienen para moverse es muy limitada y el volumen de poros es muy reducido. Si se aplica una fuerza tangencial a este suelo, los esfuerzos de corte provocarán que las partículas se desplacen y, como consecuencia de esta nueva reconfiguración, el suelo se convertirá en un material más suelto donde el volumen de poros es mayor y, por lo tanto, su volumen total. Por otro lado, también es posible que ocurra lo contrario si en lugar de tratarse de un suelo compactado se trata de un terreno muy suelto. En este caso, el material puede reducir su volumen y compactarse como consecuencia. La Figura 34 muestra de forma esquemática ambos fenómenos.

Desde otro punto de vista, la dilatancia podría provocar diversos efectos en las inmediaciones del túnel como podría ser la aparición de grietas o, dado que existe una variación en el volumen de los poros, dependiendo de si se trata de condiciones drenadas o no drenadas, cambios en las presiones de agua. Específicamente, en el caso de condiciones no drenadas, la dilatancia daría lugar a una reducción en las presiones de agua, mientras que si el suelo se compactara, al reducirse el volumen de poros y no poder salir el agua, la presión aumentaría. Retomando los resultados de las presiones de agua, dado que estos son prácticamente los mismos a los 40 días, parece que la influencia de este fenómeno es mínima y una de las razones de que sea así es que la permeabilidad del suelo sin congelar sea demasiado alta y, por ende, se trataría de condiciones drenadas, donde el agua se disipa con el aumento de la presión.

Figura 34: Reconfiguración de las partículas al ser sometidas a un esfuerzos de corte.



No obstante, el modelo muestra que las deformaciones volumétricas negativas son inexistentes en el suelo congelado, lo que significa que no existe dilatancia en este. La razón de que esto suceda es que, tal y como se observará en los siguientes resultados a analizar, el suelo congelado no llega a plastificar en ningún momento. De esta forma, su comportamiento es puramente elástico durante



toda la simulación y para su modelado cabe recordar que se adopta el modelo de elasticidad lineal, siendo la dilatación una característica propia de la plasticidad. A diferencia de para la plasticidad, en los modelos de elasticidad las componentes desviadora y esférica de los tensores de tensiones y de deformaciones están desacopladas, es decir, campos de tensiones de tipo esférico solamente producen cambios en el volumen (y no distorsiones), mientras que campos de tensiones de tipo desviador puro producen únicamente distorsiones (y no cambios de volumen).³⁸ Así, la dilatación tan solo será recogida por el modelo en cuanto el suelo plastifique, cosa que no sucede para el caso del suelo congelado.

Por otro lado, paralelamente a los resultados que ya han sido analizados, a continuación se recoge la evolución con el tiempo de las deformaciones volumétricas para los puntos representados en la Figura 35 para el suelo sin congelar y congelado.

Figura 35: Puntos localizados 1, 2 y 6 metros por encima y por debajo del túnel.

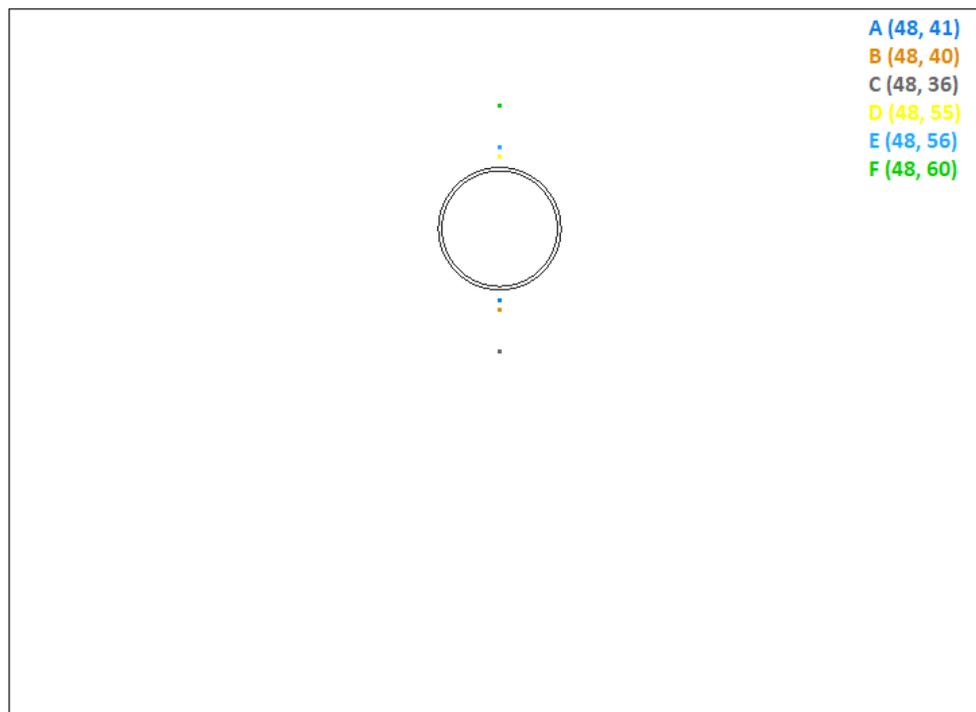
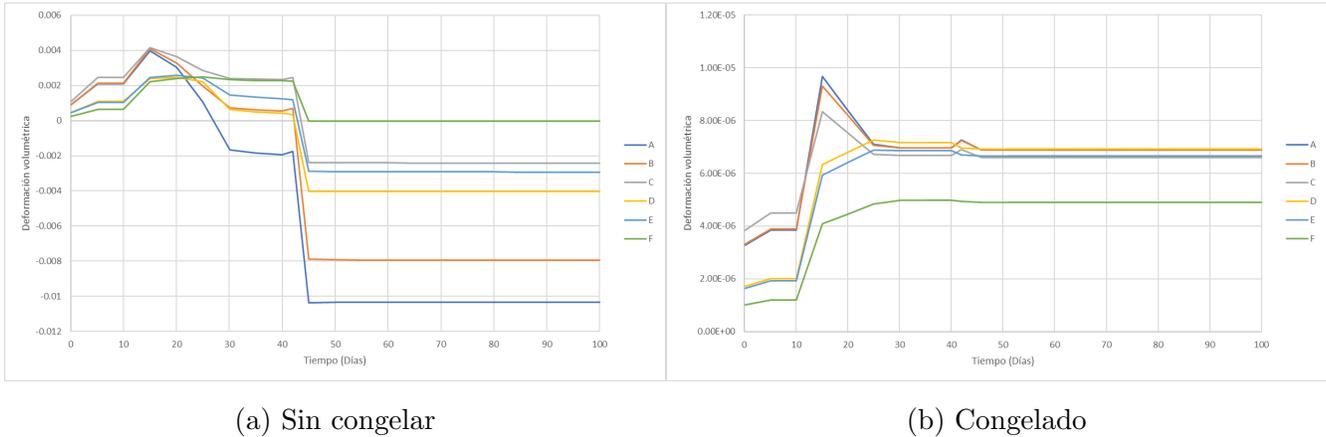




Figura 36: Evolución de las deformaciones volumétricas para los puntos A, B, C, D, E y F.



En la Figura 36 puede observarse que para ambos casos, siendo analizados individualmente, la naturaleza de la respuesta del suelo en términos de las deformaciones volumétricas es similar durante gran parte de la simulación tanto para los puntos situados por encima como por debajo de la galería. Durante los 15 primeros días, que incluyen el primer tercio de la etapa de excavación, aproximadamente, los cambios en el volumen aumentan y la medida en la que estos lo hagan dependerá de si se trata de un suelo congelado o no, así como de si se encuentran por encima o por debajo de la galería, siendo superiores para el caso del suelo sin congelar, tal y como ya ha sido estudiado, y a cotas menores que la del túnel, si bien es cierto que la profundidad a la que se encuentren por debajo de la obra afecta de forma distinta a un caso y a otro. Las gráficas muestran que las mayores deformaciones volumétricas se encuentran para los puntos más profundos para el caso del suelo sin congelar, mientras que para el caso del suelo congelado se encuentran, aunque por debajo, para los más cercanos a la excavación. Posteriormente es cuando comienzan a aparecer diferencias en los cambios de volumen entre un caso y otro. Por un lado, el suelo congelado muestra dos tipos de tendencias claras dependiendo de si se trata de puntos situados por encima o por debajo. Tras esta etapa de aumento en las deformaciones común, los primeros incluso continúan deformándose un poco (aquellos más cercanos al túnel sobre todo) para luego permanecer constantes hasta la construcción del revestimiento, cuando experimentan



una pequeña disminución en las deformaciones que dará lugar a la deformación definitiva. Por otro lado, el comportamiento de los puntos situados por debajo es el opuesto. Estos disminuyen su deformación volumétrica, permanecen constantes durante el mismo periodo de tiempo que los puntos superiores y aumentan ligeramente, aunque instantes más tarde este aumento se corrige, antes de llegar a la deformación final. De esta forma, puede apreciarse que la excavación marca un antes y un después en las deformaciones volumétricas del caso congelado, de forma que, cuando se ha alcanzado un tercio de la obra, estas pasan de comportarse de la misma forma en los puntos superiores e inferiores a la excavación a hacerlo de forma opuesta.

Por otra parte, la diferenciación entre unos puntos y otros para el caso del suelo sin congelar no es tan clara. Mientras que los puntos que se encuentran por debajo de la galería muestran la misma tendencia que para el caso congelado, siendo las disminuciones, tal y como lo reflejaban las anteriores imágenes, mucho mayores y teniendo lugar la dilatancia incluso instantes anteriores a la construcción del anillo de hormigón, las tendencias de los puntos que se encuentran por encima no se corresponden con las mismas en el suelo congelado. Puede observarse que, mientras en este último caso las deformaciones volumétricas aumentaban ligeramente y permanecían constantes durante el periodo comprendido entre los 15 días y 40 días, solo sucede algo similar (ya que ni siquiera aumenta) para el punto más cercano a la superficie, a cota 60 metros. Los otros dos puntos, situados a 55 y 56 metros, experimentan una disminución del volumen previa a mantenerse constantes. Tras la construcción del revestimiento del túnel, todos los puntos, indiferentemente de su posición, sufren un descenso considerable en las deformaciones volumétricas, que es cuando tiene lugar la dilatancia, si es que no había sucedido ya.

Para acabar con estos resultados, es de particular interés retomar la Figura 24 para así, junto con la Figura 36, poder comprender cual es la relación que guardan las deformaciones volumétricas con las presiones de agua. Si bien es cierto que no se tratan de los mismos puntos en una figura y la otra, es suficiente para poder analizar como influye la presión del agua sobre los cambios en el volumen. Lo primero que llama la atención es que, por lo general, la forma de las líneas que marcan la tendencia de las presiones de agua y de las deformaciones están invertidas una con respecto a la otra, es decir, cuando una aumenta, la otra disminuye y viceversa. Esto sucede para ambos casos y es lo que cabría esperar. Tal y como ya se aclaró mediante la Ecuación 5.1, un aumento en las presiones de agua conlleva una disminución de las presiones efectivas. Por lo



tanto, era de esperar que las deformaciones volumétricas disminuyesen al reducirse la tensión real a la que las partículas del suelo se encuentran sometidas cuando aumenta la presión del agua en los poros. Por el contrario, al disminuir la presión del agua, aumenta la tensión efectiva, lo que resulta en mayores deformaciones. Cabe añadir que así se describe la relación entre las presiones de agua y los cambios en el volumen para la gran parte de la simulación. Sin embargo, durante el periodo comprendido entre los 15 y 25 o 30 días aproximadamente, dependiendo de cada caso, la presión de agua permanece constante y, contrariamente al comportamiento que acaba de ser descrito, tiene lugar la reducción o aumento en el volumen, dependiendo del punto y del terreno, que se ha comentado con anterioridad. Así, tras observarse esta relación entre las presiones de agua y las deformaciones, y a pesar de esta anomalía, se deduce que aún estando sometido a mayores presiones efectivas que el suelo sin congelar, dado las menores presiones de agua que caracterizan al suelo congelado tras la construcción del revestimiento, el alto valor para el módulo volumétrico K con el que cuenta es suficiente como para compensar este aspecto y producir unas deformaciones volumétricas mucho menores.

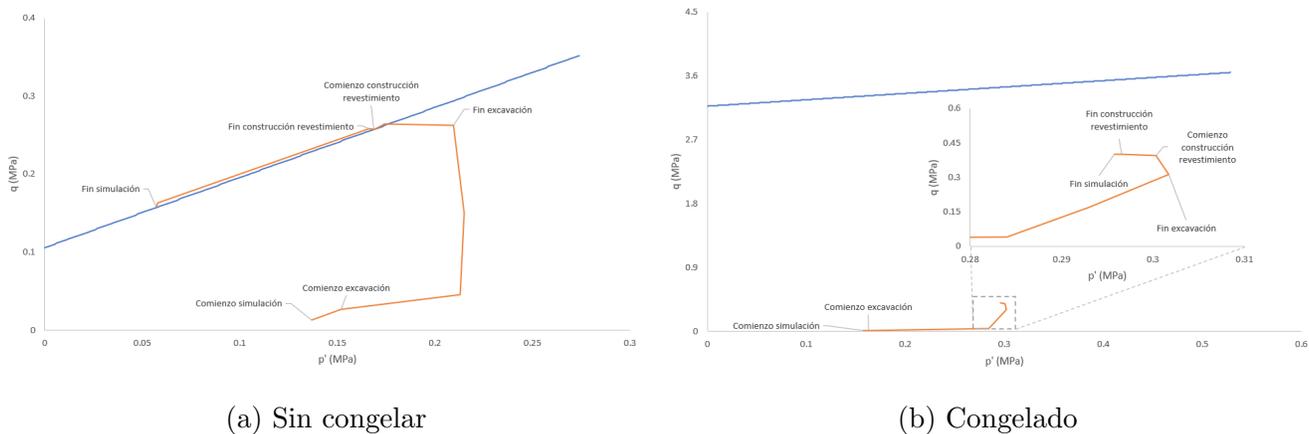
5.4. Plasticidad y rotura

Por último, a continuación se presentan los que serán los últimos resultados a analizar de los obtenidos tras las simulaciones, que son todos aquellos relacionados con el comportamiento plástico del suelo. El programa es capaz de proporcionar los resultados para cualquier instante de la simulación deseado, siendo así posible seleccionarlos para los 40 y 100 días tal y como se ha visto a lo largo de este capítulo. Por lo tanto, si uno quisiera observar a partir de qué momento el suelo deja de comportarse elásticamente y comienzan a aparecer las primeras deformaciones plásticas, bastaría con hacer una sencilla búsqueda entre los resultados disponibles. Sin embargo, no deja de ser interesante poder observar cómo ha sido la evolución de las tensiones que actúan sobre el suelo durante toda la simulación, así como poder distinguir el momento exacto en el que este, una vez superado su límite elástico, empieza a comportarse plásticamente. Esto es posible de llevar a cabo mediante las trayectorias de tensiones en un punto, que es precisamente lo que muestra la Figura 37.



Antes de comenzar con el análisis de las trayectorias, cabe tener en cuenta las siguientes consideraciones. Por un lado, el punto a partir del cual se han obtenido estos resultados se encuentra un metro aproximadamente por encima del revestimiento del túnel, tratándose así de una posición lo suficientemente cerca del túnel como para poder entender la naturaleza de las tensiones en sus alrededores, pero a la vez lo suficientemente lejos como para que los resultados de la simulación que se corresponden realmente con el suelo no se vean influenciados y alterados por la presencia anillo de hormigón. Por otro lado, como se observará a continuación, en un tipo de suelo tiene lugar la rotura de este, la cual se manifiesta mediante las deformaciones irreversibles que ocurren tras vencer su comportamiento elástico, es decir, mediante la plasticidad. Así, es necesario puntualizar que, en este análisis, los fenómenos de rotura y plasticidad serán considerados como equivalentes. Por lo tanto, a lo largo de este apartado los términos de plasticidad y rotura serán utilizados indistintamente para hacer referencia, en esencia, al mismo fenómeno: el fin del comportamiento elástico del suelo.

Figura 37: Trayectorias de tensiones efectivas.



La Figura 37 recoge en color naranja las trayectorias de tensiones efectivas en el plano p' - q , donde p' representa la tensión efectiva media o tensión isotropa y q representa la tensión desviadora, responsables de las deformaciones volumétricas y de corte del suelo, respectivamente. Por otra parte, la recta azul se trata de la envolvente de rotura, la cual determina la rotura del



suelo una vez se ve superada por las trayectorias. Viene dada por la siguiente ecuación.

$$q = c'\beta + p'M \quad (5.2)$$

Donde c' es la cohesión aparente del suelo y los parámetros β y M vienen dados por el ángulo de rozamiento interno ϕ' tal y como se muestra a continuación.

$$\beta = \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (5.3)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (5.4)$$

De esta forma, considerando la Ecuación 5.2 y el valor de c' recogido en la Tabla 2 para ambos casos, es razonable pensar, previamente a la obtención de las trayectorias, que al menos el suelo congelado debería encontrarse más lejos de la rotura que el sin congelar. No solo ocurre eso, sino que el suelo sin congelar alcanza el estado de rotura antes incluso de que tenga lugar el comienzo de la construcción del revestimiento; mientras que en el caso del suelo congelado, este se encuentra considerablemente lejos de la rotura durante toda la simulación.

Asimismo, otro factor sobre el que resulta útil prestar atención a la hora de entender la naturaleza de las trayectorias es la presión de agua. Como se ha visto anteriormente, mayores presiones de agua implican menores tensiones efectivas y, por lo tanto, menor sollicitación sobre el suelo. Sin embargo, para lograr comprender cómo este hecho afecta a las trayectorias de tensiones es necesario conocer primero cómo se obtienen los parámetros p' y q , los cuales se calculan a partir de las siguientes formulaciones.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (5.5)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.6)$$



Donde σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 son las tensiones principales efectivas. De este modo, retomando la evolución de las presiones de agua observada en la Figura 24, cabe esperar unos mayores valores de p' para el suelo congelado dadas sus menores presiones de agua, sobre todo a partir de los 42 días, que es cuando las diferencias entre las presiones de agua de un caso y otro son más significativas. La Tabla 4, que recoge el aumento que hay en los parámetros p' y q de manera porcentual en el caso congelado con respecto al sin congelar, muestra exactamente este fenómeno. La tabla muestra que desde el comienzo de la excavación hay un aumento prácticamente continuado en la tensión efectiva media con respecto al caso sin congelar, la cual se dispara tras la construcción del anillo y posteriormente se estabiliza. Si uno realiza el ejercicio de calcular el aumento porcentual en la presión de agua en un punto del caso congelado con respecto al mismo sin congelar puede observar que sigue exactamente la tendencia opuesta, lo que es correcto ya que una disminución en la presión de agua implica un aumento de la tensión efectiva y, por lo tanto, de p' ; y viceversa.

Cuadro 4: Aumento en p' y q en el congelado con respecto al sin congelar.

	$\Delta p'(\%)$	$\Delta q(\%)$
Comienzo simulación	15.42	-25.09
5 días	7.48	-60.05
Comienzo excavación (10 días)	7.48	-60.05
15 días	33.36	-10.15
20 días	36.30	13.37
Fin excavación (25 días)	43.95	18.97
30 días	72.46	49.43
35 días	76.15	52.36
Comienzo construcción revestimiento (40 días)	77.97	53.81
Fin construcción revestimiento (42 días)	78.25	54.82
45 días	412.87	144.45
55 días	415.80	150.34
65 días	416.50	151.68
75 días	416.83	152.36
85 días	417.08	152.77
95 días	417.22	153.07
Fin simulación (100 días)	417.28	153.19



Por otro lado, esta relación entre la evolución de los aumentos de las presiones de agua y p' podría extrapolarse también a q . Sin embargo, esto sería erróneo ya que se estaría pasando por alto el hecho de que, teóricamente, las variaciones en las presiones de agua tienen efecto nulo sobre q ya que, tal y como se deduce a partir de la Ecuación 5.6 teniendo en cuenta que la presión de agua es la misma en todas las direcciones, la contribución de esta última a la ecuación por parte de un término se anula con el correspondiente del otro. A pesar de esto, existen muchos paralelismos entre la relación de las presiones de agua con p' con la relación de las presiones de agua con q , si bien es cierto que en este último caso no se cumple de forma tan estricta, ni siguiendo unos órdenes de magnitud tan altos como para p' , tal y como lo refleja la Tabla 4, lo cual puede deberse como consecuencia de ese efecto, teóricamente nulo, de la presión del agua sobre q . No obstante, cabe resaltar que la presión de agua no es el único factor que afecta al valor final de las tensiones efectivas, por lo que tampoco es realista esperar una relación entre la presión de agua y p' o q en la que la variación de la primera se corresponda completamente con la de la segunda.

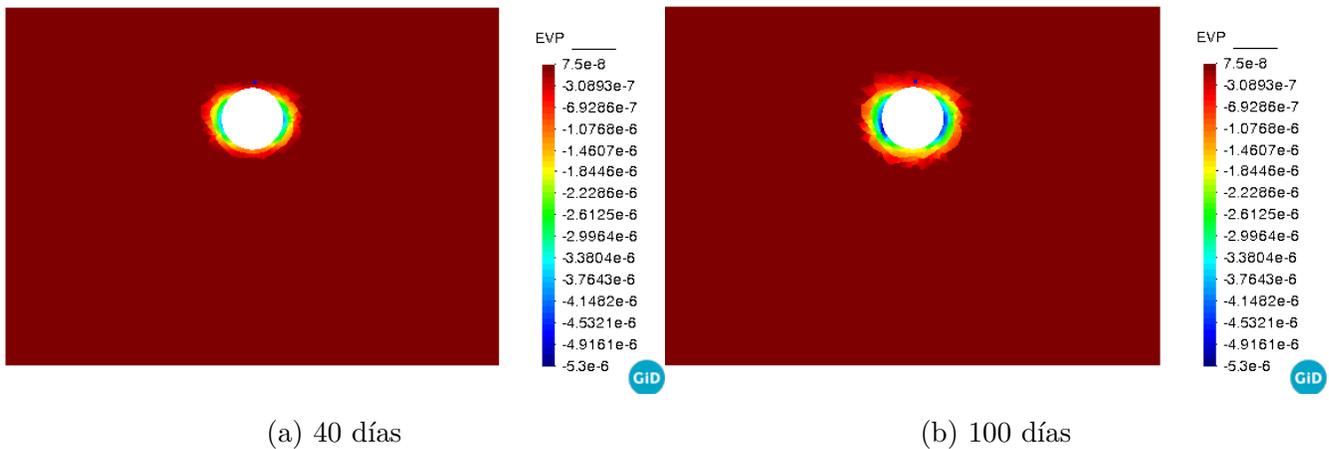
Una vez se han apreciado estas observaciones, comprender las diferencias entre las trayectorias de tensiones de un caso y otro, así como entender la razón de que estas resulten así se convierte en un ejercicio más sencillo. Para comenzar con la comparación entre las trayectorias de ambos casos, durante los 15 primeros días de la simulación, la Tabla 4 muestra que la tensión efectiva media y la tensión desviadora para el congelado aumentan y disminuyen con respecto al sin congelar, respectivamente, lo que da lugar a esa primera rama de la trayectoria del congelado, prácticamente horizontal, que se corresponde con las dos primeras ramas de la trayectoria del sin congelar. Posteriormente, durante los siguientes 10 días y hasta el fin de la excavación, aparece la primera diferencia significativa entre ambos casos. Si bien es cierto que tanto en un caso como en el otro existe un aumento considerable del desviador, la tensión efectiva media continúa incrementándose para el congelado mientras que permanece constante para el sin congelar, incluso disminuye ligeramente una vez se llega al fin de la excavación. Por último, una vez superado el fin de la excavación es cuando se manifiestan las mayores diferencias. Por un lado, mientras que en el caso del suelo congelado el desviador aumentan durante todas las etapas restantes, en el caso del sin congelar apenas lo hace tras la excavación, de forma imperceptible prácticamente, para luego disminuir hasta la mitad aproximadamente. Respecto a la tensión efectiva media, es cierto que para ambos se reduce, aunque para el caso del sin congelar esta disminución es mucho más



notable. Por otro lado, tal y como ha sido anticipado previamente, la rotura del suelo tiene lugar para el sin congelar instantes previos al comienzo de la construcción del revestimiento mientras que para el caso del congelado este se encuentra muy lejos en todo momento de alcanzarla. De esta forma, puede concluirse para el caso congelado que, si bien es cierto que está sometido a mayores tensiones, lo que se refleja por mayores valores de p' , así como a mayores tensiones desviadoras q , responsables al fin y al cabo de la rotura del suelo, también cuenta con una resistencia mucho mayor que hace que sea más idóneo que el sin congelar.

Por último, para acabar con los resultados relacionados con la plasticidad y la rotura del suelo, paralelamente a aquellos que han sido abordados en las secciones anteriores de este capítulo, se presenta cual ha sido la magnitud de estos a lo largo de toda la geometría del problema a los 40 y 100 días de la simulación, así como la evolución temporal en un punto de interés. Concretamente, los resultados que se introducen a continuación corresponden únicamente a las deformaciones volumétricas plásticas del suelo sin congelar, dado que el suelo congelado no llega a romper y los resultados que muestra el programa para las deformaciones plásticas de este para cualquier instante de tiempo o punto de la geometría son cero.

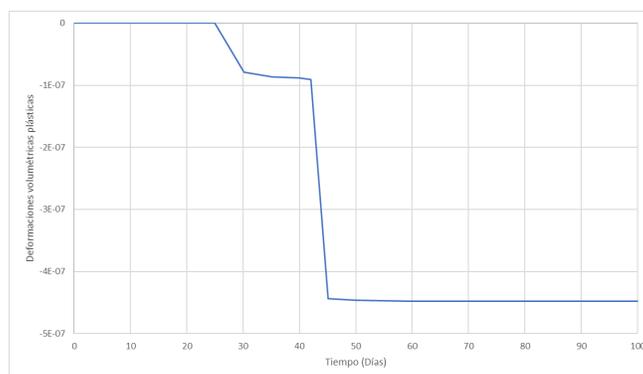
Figura 38: Deformaciones volumétricas plásticas para el suelo sin congelar.





Anteriormente, las trayectorias de tensiones mostraban que la plasticidad tenía lugar entre el fin de la excavación y la construcción del anillo de hormigón. Así, era de esperar que a los 40 días ya se manifestaran las primeras deformaciones plásticas, tal y como lo muestra la figura previa. Por otra parte, si estas se comparan en un instante y el otro, puede apreciarse que la única diferencia que existe entre ambas es su magnitud mientras que su distribución es la misma, la cual consiste en dilatancia en los alrededores del túnel, siendo de mayor grado a los laterales de este. Por otra parte, las deformaciones son mayores al final de la simulación que a los 40 días. Se trata de un resultado razonable ya que en las trayectorias de tensiones podía distinguirse entre dos fases de plasticidad: una inicial que duraba hasta el fin de la construcción del revestimiento y otra que lo hacía desde entonces hasta el final de la simulación. Retomando la Figura 37, puede observarse que la primera apenas supera el estado de rotura mientras que la segunda lo hace más ampliamente. De esta forma, resulta coherente que los resultados muestren mayores deformaciones plásticas para el instante que se corresponde con la segunda fase de plasticidad con respecto a aquellas que lo hacen para la inicial. De hecho, la Figura 39, que muestra la evolución temporal de las deformaciones volumétricas plásticas en el punto a partir del cual se han obtenido las trayectorias de tensiones, y que se marca en la Figura 38 de color azul, refleja exactamente este comportamiento plástico. En ella, pueden distinguirse claramente las dos fases de plasticidad por las que atraviesa el suelo, ajustándose perfectamente a las trayectorias de tensiones en lo que respecta a las etapas, su duración y el grado de plasticidad. Adicionalmente, mediante esta gráfica es posible acotar el periodo de tiempo en el que aparece la plasticidad por primera vez de forma más precisa, que es entre el fin de la excavación y los 30 días.

Figura 39: Evolución temporal de las deformaciones volumétricas plásticas.



6. CONCLUSIONES

A lo largo del trabajo se ha detallado todo el proceso que ha permitido obtener los resultados presentados en la sección anterior. A partir de estos, así como del proceso en sí, se han obtenido las siguientes conclusiones.

En primer lugar, se ha observado que los desplazamientos verticales son mayores en el caso del suelo sin congelar, siendo dos las principales razones de que esto sea así. La primera de ellas es la diferencia que existe entre ambos casos en términos de la presión de agua. Esta es considerablemente menor en el caso del suelo congelado tras la construcción del revestimiento de hormigón, como resultado de la permeabilidad tan baja que tiene el suelo una vez congelado comparada con la del suelo sin congelar, que impide que se recupere la presión de agua tras la construcción del anillo de hormigón y que se había reducido previamente como consecuencia del drenaje de la excavación. Por esta misma razón, el agua tarda mucho más tiempo en acumularse y en alcanzar el equilibrio hidrostático en el caso del suelo congelado, por lo que las presiones de agua son significativamente menores. Esta diferencia en las presiones de agua se traduce en diferencia en las tensiones efectivas. Concretamente, al caso donde actúan mayores presiones de agua le corresponderán unas tensiones efectivas menores. De esta forma, tras la recuperación de las presiones de agua, el suelo se somete a una descarga en el caso sin congelar que no tiene lugar en el caso del suelo congelado. Como resultado, se recuperan en gran medida los desplazamientos que habían ocurrido durante el periodo de excavación.

Por otro lado, la magnitud de los desplazamientos no solo depende de las cargas a las que se someta el suelo, sino también de las propiedades de este. El suelo congelado, tal y como se muestra en la Tabla 2, se caracteriza por tener un módulo de Young más alto debido a que ahora una fracción de los poros se encuentra completa de hielo, donde antes tan solo había agua, incrementando notablemente la resistencia del suelo y siendo esta la segunda razón por la que la magnitud de los desplazamientos es menor en el suelo congelado. Por lo tanto, el suelo congelado no solo se encuentra sometido a variaciones de las cargas menores, sino que también cuenta con más resistencia para mitigar los desplazamientos que estas implican.

Como consecuencia de estos dos aspectos, se observan los resultados obtenidos anteriormente:



desplazamientos verticales muy pequeños y prácticamente invariantes durante toda el proceso de construcción. De esta forma, mediante la congelación del suelo se consigue tener un control muy estricto de los asientos que puedan ocurrir en la superficie. Esta ventaja es muy útil cuando el túnel se construye en entornos urbanos, donde pueden existir estructuras por encima de este cuya estabilidad se vea comprometida si los desplazamientos son demasiado grandes.

Por otra parte, otro aspecto importante a la hora de evaluar la estabilidad del terreno durante la construcción son las deformaciones que este pueda sufrir. En este sentido, la congelación del suelo resulta conveniente por dos razones. La primera de ellas es que la magnitud de las deformaciones volumétricas es mucho menor, debido al mayor valor del módulo volumétrico que caracteriza al suelo congelado por la presencia del hielo. La segunda es que el suelo congelado solo sufre deformaciones a compresión, es decir, los cambios en el volumen siempre son para reducirlo, mientras que en el caso del suelo sin congelar existen puntos alrededor del túnel donde el suelo se expande. Por lo tanto, no solo hay diferencia en la magnitud de las deformaciones, sino que también en la naturaleza de estas. De esta forma, el suelo congelado se encuentra sometido a unas deformaciones más pequeñas, lo que es conveniente desde el punto de vista estructural, y siempre en compresión, lo que favorece la compactación del suelo. Adicionalmente, se evita la aparición de grietas o cambios en las presiones de agua que podrían ocurrir debido a la dilatación.

Otra característica muy relevante del suelo congelado que se ha observado en este estudio, precisamente relacionada con el punto anterior, es lo lejos que ha estado del estado de rotura. Mientras que el suelo sin congelar rompe antes incluso de la construcción del revestimiento, el suelo congelado apenas se ha acercado a ese estado. Esto es debido a la gran cohesión que caracteriza el suelo congelado, siendo en este caso de estudio 30 veces superior a la del suelo sin congelar, permitiendo que el suelo resistiera los esfuerzos aunque estos llegaran a ser mucho mayores que en el suelo sin congelar. Así, esta mejora en la capacidad del suelo para soportar el esfuerzo desviador que implica el aumento de cohesión, responsable de la rotura del suelo, puede considerarse como otra de las ventajas de la congelación del suelo.

Estas son las razones por las que la congelación del suelo puede llegar a ser un método realmente ventajoso, especialmente en determinados contextos. No obstante, las diferencias entre suelo congelado y sin congelar no son las únicas observaciones destacables que se han realizado en este



trabajo, ya que ha podido apreciarse claramente cómo influyen la excavación y la construcción del revestimiento en la respuesta del suelo. Por un lado, se ha observado que la excavación, independientemente del caso de estudio que se considere, es la etapa de la construcción del túnel que más altera las presiones de agua y los desplazamientos. Sin embargo, la construcción del revestimiento altera en la misma medida las presiones de agua y desplazamientos pero solamente en el suelo sin congelar, teniendo un efecto prácticamente despreciable en el suelo congelado en términos de estas dos variables. Ocurre algo similar con las deformaciones volumétricas, para las que la fase de excavación y construcción del revestimiento son claves para el suelo sin congelar, mientras que solo la excavación para el suelo congelado.

A partir de estas observaciones podría concluirse que la excavación es una etapa clave en la respuesta del suelo, tal y como cabría esperar, para ambos casos mientras que el anillo de hormigón tiene un efecto prácticamente imperceptible, tanto durante su construcción como transcurrido el tiempo en el caso de que el suelo esté congelado, lo que lo convierte en prescindible siempre y cuando el suelo se mantenga en ese estado. Si la congelación solo tiene lugar durante la construcción del túnel, debería evaluarse si tendría que añadirse el revestimiento de hormigón tras la descongelación, ya que eso implicaría desplazamientos adicionales y, seguramente, dilatación en puntos alrededor del túnel; mientras que si se tratara de una región permafrost, por ejemplo, donde el suelo estaría congelado todo el tiempo, el anillo no sería necesario en ningún momento.

Para acabar con las conclusiones, aunque se ha conseguido comprender cómo la congelación afecta el comportamiento del suelo y las ventajas que esta técnica aporta, es importante reconocer que el trabajo cuenta con ciertas limitaciones y áreas de mejora. Por un lado, no se ha tenido en cuenta el cambio de fase de agua a hielo, ya que los casos que se han estudiado no han cambiado su estado en ningún momento, permaneciendo siempre o bien sin congelar o congelado. El cambio de fase puede alterar la estructura del suelo, así como producir cambios en la permeabilidad y resistencia o provocar expansiones o contracciones del suelo simplemente asociados a la transición del cambio de fase y que, por lo tanto, no se han considerado en este trabajo. Otra limitación es que el problema térmico ha sido despreciado en este análisis. En la congelación del suelo la temperatura tiene un papel muy importante, por lo que la manera ideal de haber abordado este problema hubiera sido mediante un análisis termo-hidro-mecánico del suelo, mientras que el análisis ha sido solo hidro-mecánico. Adicionalmente, se ha partido de un modelo que tan solo permitía calcular



algunos parámetros equivalentes del suelo, mientras que otros como la cohesión o la permeabilidad han tenido que ser estimados de forma diferente, siguiendo otra metodología.

Por último, añadir que no existe un modelo perfecto y sin limitaciones que represente de manera absoluta y completa el fenómeno en cuestión, y no solo para describir el comportamiento del suelo congelado, sino para cualquier ámbito de la ciencia, y esto se puede aplicar tanto para el Modelo 5 como para el desarrollado en CODE_BRIGTH. En este caso, si bien es cierto que el primero ha sido el más idóneo que se ha encontrado, cuenta con ciertas limitaciones, como que ha sido ideado considerando inclusiones esféricas, lo que no es completamente realista; y en relación al segundo, el propio programa ofrece una serie de modelos más complejos, que aunque tampoco perfectos, reproducirían de una forma más precisa el comportamiento del suelo.

Estos aspectos deben tenerse en cuenta a la hora de valorar los resultados y obtener las conclusiones. No obstante, las observaciones y conclusiones derivadas de este estudio han sido más que suficientes para cumplir con los objetivos.

6.1. Futuras líneas de investigación

En el apartado anterior se han mencionado las principales limitaciones con las que cuenta el análisis que se ha llevado a cabo en este trabajo. Las líneas de investigación que se desarrollen en el futuro deberían abordar esos aspectos en la medida de lo posible para desarrollar modelos más completos que den lugar a resultados más realistas. A continuación se sugieren algunas ideas para hacerlo.

Por un lado, sería ideal que, en lugar de estudiar los casos congelado y sin congelar por separado como en este trabajo, estos se estudiaran como parte de un único modelo y en una sola simulación. Esto sería posible en CODE_BRIGTH mediante el uso de más intervalos y modificando las propiedades de cada material adecuadamente para cada uno de ellos. Para esto último, sería necesario encontrar un modelo que proporcionase la evolución de las distintas propiedades (módulo de Young, Poisson, permeabilidad, cohesión,...) a medida que tiene lugar la transformación del agua en hielo. Sin embargo, puede tratarse de un ejercicio muy complejo en el que una gran cantidad de variables y aspectos deban tenerse en cuenta. Otra opción sería simplemente contemplar ambos



casos (suelo sin congelar y congelado) en una misma simulación asumiendo como simplificación que el cambio de fase es instantáneo. No correspondería completamente con la realidad pero el efecto del cambio de fase quedaría, de una forma aproximada, capturado. De todas formas, la idea de encontrar el modelo que englobe el mayor número de parámetros posible, aunque no tuviese en cuenta el cambio de fase y solo proporcionase los resultados para el suelo congelado directamente, como todos los modelos vistos en este trabajo, sigue siendo uno de los principales retos a abordar. La razón es que de esta manera se evitaría el posible conflicto que pueda haber entre las hipótesis y simplificaciones de los cálculos de unos parámetros y otros, además de que seguramente todos se encuentren alineados.

Finalmente, CODE_BRIGHT también permite ejecutar un análisis termo-hidro-mecánico del problema, por lo que el programa podría usarse en futuras investigaciones donde se desee tener también en cuenta el problema térmico.

REFERENCIAS

- [1] C. Lyu, G. Grimstad, and S. Nishimura, “Pore pressure coefficient in frozen soils,” *Géotechnique*, pp. 1–10, 2021.
- [2] M.-M. Zhou, *Computational simulation of soil freezing: multiphase modeling and strength upscaling*. PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bau-und Umwelt-Ingenieurwissenschaften, 2014.
- [3] R. Lackner, A. Amon, and H. Lagger, “Artificial ground freezing of fully saturated soil: thermal problem,” *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 131, no. 2, pp. 211–220, 2005.
- [4] O. Coussy, *Poromechanics*. John Wiley & Sons, 2004.
- [5] I. Panteleev, A. Kostina, M. Zhelnin, A. Plekhov, and L. Levin, “Intellectual monitoring of artificial ground freezing in the fluid-saturated rock mass,” *Procedia Structural Integrity*, vol. 5, pp. 492–499, 2017.
- [6] R. Lackner, C. Pichler, and A. Kloiber, “Artificial ground freezing of fully saturated soil: viscoelastic behavior,” *Journal of engineering mechanics*, vol. 134, no. 1, pp. 1–11, 2008.
- [7] G. Da Re, J. Germaine, and C. Ladd, *Strain rate and temperature dependency of the modulus of frozen Manchester fine sand*. 1999.
- [8] T. Mori and K. Tanaka, “Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions,” *Acta metallurgica*, vol. 21, no. 5, pp. 571–574, 1973.
- [9] A. Skempton, “The pore-pressure coefficients a and b,” *Geotechnique*, vol. 4, no. 4, pp. 143–147, 1954.
- [10] S. Ghoreishian Amiri, G. Grimstad, M. Kadivar, and S. Nordal, “Constitutive model for rate-independent behavior of saturated frozen soils,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 53, no. 10, pp. 1646–1657, 2016.
- [11] A. I. Patton, S. L. Rathburn, and D. M. Capps, “Landslide response to climate change in permafrost regions,” *Geomorphology*, vol. 340, pp. 116–128, 2019.

- [12] G. T. Kuster and M. N. Toksöz, “Velocity and attenuation of seismic waves in two-phase media: Part i. theoretical formulations,” *Geophysics*, vol. 39, no. 5, pp. 587–606, 1974.
- [13] C. Ecker, J. Dvorkin, and A. Nur, “Sediments with gas hydrates: Internal structure from seismic avo,” *Geophysics*, vol. 63, no. 5, pp. 1659–1669, 1998.
- [14] J. Dvorkin, J. Berryman, and A. Nur, “Elastic moduli of cemented sphere packs,” *Mechanics of materials*, vol. 31, no. 7, pp. 461–469, 1999.
- [15] F. Gassmann, “Elasticity of porous media,” *Vierteljahrsschrder Naturforschenden Gesselschaft*, vol. 96, no. 1-23, pp. 1–23, 1951.
- [16] R. J. Brown and J. Korrington, “On the dependence of the elastic properties of a porous rock on the compressibility of the pore fluid,” *Geophysics*, vol. 40, no. 4, pp. 608–616, 1975.
- [17] P. Berge and J. Berryman, “Realizability of negative pore compressibility in poroelastic composites,” 1995.
- [18] C. Vogt, K. Laihem, and C. Wiebusch, “Speed of sound in bubble-free ice,” *The Journal of the Acoustical Society of America*, vol. 124, no. 6, pp. 3613–3618, 2008.
- [19] C. Lyu, S. A. G. Amiri, G. Grimstad, K. V. Høyland, and T. Ingeman-Nielsen, “Comparison of geoacoustic models for unfrozen water content estimation,” *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, vol. 125, no. 10, p. e2020JB019766, 2020.
- [20] R. Hill, “The elastic behaviour of a crystalline aggregate,” *Proceedings of the Physical Society. Section A*, vol. 65, no. 5, p. 349, 1952.
- [21] D.-h. Han and M. L. Batzle, “Gassmann’s equation and fluid-saturation effects on seismic velocities,” *Geophysics*, vol. 69, no. 2, pp. 398–405, 2004.
- [22] K. L. Johnson and K. L. Johnson, *Contact mechanics*. Cambridge university press, 1987.
- [23] R. D. Mindlin, “Compliance of elastic bodies in contact,” 1949.

- [24] L. U. Arenson and S. M. Springman, “Mathematical descriptions for the behaviour of ice-rich frozen soils at temperatures close to 0 c,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 42, no. 2, pp. 431–442, 2005.
- [25] J. Nixon, “Discrete ice lens theory for frost heave in soils,” *Canadian geotechnical journal*, vol. 28, no. 6, pp. 843–859, 1991.
- [26] S. Nishimura, A. Gens, S. Olivella, and R. Jardine, “Thm-coupled finite element analysis of frozen soil: formulation and application,” *Géotechnique*, vol. 59, no. 3, pp. 159–171, 2009.
- [27] Y. Zhang and R. L. Michalowski, “Thermal-hydro-mechanical analysis of frost heave and thaw settlement,” *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 141, no. 7, p. 04015027, 2015.
- [28] G. Xu, “Hypoplastic constitutive models for frozen soil,” *University of Natural Resources and Life Sciences, Vienna*, vol. 30, 2014.
- [29] O. Coussy, “Poromechanics of freezing materials,” *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 53, no. 8, pp. 1689–1718, 2005.
- [30] J. S. Wettlaufer and M. G. Worster, “Premelting dynamics,” *Annual Review of Fluid Mechanics*, vol. 38, no. 1, pp. 427–452, 2006.
- [31] B. Deryagin and N. Churaev, “Wetting films [in russian],” 1984.
- [32] R. Apakashev and V. Pavlov, “Determination of the shear strength and modulus of water at low flow velocities,” *Fluid dynamics*, vol. 32, no. 1, pp. 1–4, 1997.
- [33] D. W. Taylor, *Fundamentals of soil mechanics*, vol. 66. LWW, 1948.
- [34] T. P. A. Tran and D. G. Fredlund, “Verification of the fredlund (2019) unsaturated shear strength function,” *Geosciences*, vol. 11, no. 4, p. 151, 2021.
- [35] X. Xu, B. Wang, C. Fan, and W. Zhang, “Strength and deformation characteristics of silty clay under frozen and unfrozen states,” *Cold Regions Science and Technology*, vol. 172, p. 102982, 2020.

- [36] D.-y. Wang, W. Ma, Z. Wen, and X.-x. Chang, “Study on strength of artificially frozen soils in deep alluvium,” *Tunnelling and underground space technology*, vol. 23, no. 4, pp. 381–388, 2008.
- [37] M. T. Van Genuchten, “A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils,” *Soil science society of America journal*, vol. 44, no. 5, pp. 892–898, 1980.
- [38] P. Prat, “Ecuaciones constitutivas elasticidad y plasticidad,” *Barcelona, España. Univerisdad Politecnica de Catalunya. Recuperado de https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250131/2012/Elasticitat-Plasticitat.pdf*, 2006.

Apéndices

Para utilizar los códigos que se adjuntan a continuación solo hace falta copiar y pegarlos en Matlab. Sin embargo, el carácter guión bajo (-) no se copia y en su lugar aparece un espacio en blanco. La solución es añadir el carácter manualmente para cada variable una a una o, alternativamente, eliminar el espacio en blanco.

A. CÓDIGO EN MATLAB PARA OBTENER LA RELACIÓN DE K Y G CON LA POROSIDAD Y EL GRADO DE SATURACIÓN SEGÚN EL MODELO 5

```
clear all, close all, clc

%% CÁLCULO DE K Y G PARA AMBAS FASES

% Completamente descongelado (L)

k_ice=input('Módulo volumétrico del hielo (GPa) ');
k_s=input('Módulo volumétrico del material sólido (GPa) ');
k_w=input('Módulo volumétrico del agua (GPa) ');
n0=input('Porosidad inicial ');
nf=input('Porosidad final ');
X0=input('Grado de saturación inicial ');
Xf=input('Grado de saturación final ');
n=n0:0.01:nf;           % Vector que contiene las porosidades
X=X0:0.01:Xf;          % Vector que contiene los grados de saturación del agua
v=input('Poisson hielo ');
G_ice=(3*k_ice*(1-2*v))/(2*(v+1));           % Módulo de corte del hielo (GPa)
```

```

G_w=input('Módulo de corte del agua (GPa) ');
alpha_L=3*k_w/(3*k_w+4*G_w);
A_L=zeros(1,length(n));
K_SL=zeros(1,length(n));
for i=1:1:length(n)
A_L(i)=(1-k_w/k_s)/(k_w/k_s+alpha_L*n(i)*(1-k_w/k_s));
K_SL(i)=k_w*(1+(1-n(i))*A_L(i));
end
beta_L=6*(k_w+2*G_w)/5*(3*G_w+4*G_w);
B_L=zeros(1,length(n));
G_SL=zeros(1,length(n));
v_s=input('Poisson material sólido ');
G_s=(3*k_s*(1-2*v_s))/(2*(v_s+1));
for i=1:1:length(n)
B_L(i)=(1-G_w/G_s)/(G_w/G_s+beta_L*n(i)*(1-G_w/G_s));
G_SL(i)=G_w*(1+(1-n(i))*B_L(i));
end
% Completamente congelado (C)
alpha_C=3*k_ice/(3*k_ice+4*G_ice);
A_C=zeros(1,length(n));
K_SC=zeros(1,length(n));

```

```

for i=1:1:length(n)
A_C(i)=(1-k_ice/k_s)/(k_ice/k_s+alpha_C*n(i)*(1-k_ice/k_s));
K_SC(i)=k_ice*(1+(1-n(i))*A_C(i));
end
beta_C=6*(k_ice+2*G_ice)/5*(3*G_ice+4*G_ice);
B_C=zeros(1,length(n));
G_SC=zeros(1,length(n));
for i=1:1:length(n)
B_C(i)=(1-G_ice/G_s)/(G_ice/G_s+beta_C*n(i)*(1-G_ice/G_s));
G_SC(i)=G_ice*(1+(1-n(i))*B_C(i));
end
%% MÓDULOS EQUIVALENTES DEL SUELO CONGELADO(GPa)
K=zeros(length(n),length(n)); % Matriz con la K equivalente para las diferentes combinaciones
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(X)
K(i,j)=X(j)*K_SL(i)+(1-X(j))*K_SC(i);
end
end
[x,y]=meshgrid(n,X);
figure
surf(x,y,K);

```

```

xlabel('Grado de saturación (X)');
ylabel('Porosidad (Y)');
zlabel('K (GPa)');
shading interp
colorbar
%mesh(x,y,K);
G=zeros(length(n),length(n)); % Matriz con la G equivalente para las diferentes combinaciones
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(X)
G(i,j)=X(j)*G_SL(i)+(1-X(j))*G_SC(i);
end
end
[x,y]=meshgrid(n,X);
figure
surf(x,y,G);
xlabel('Grado de saturación (X)');
ylabel('Porosidad (Y)');
zlabel('G (GPa)');
shading interp
colorbar
%mesh(x,y,K);

```

B. CÓDIGO EN MATLAB PARA OBTENER LA RELACIÓN DE K Y G CON LA POROSIDAD Y EL GRADO DE SATURACIÓN SEGÚN EL MODELO KT

```
clear all, close all, clc

% MÓDULO VOLUMÉTRICO DE LOS SÓLIDOS (Media de Voigt-Reuss)

n0=input('Porosidad inicial ');
nf=input('Porosidad final ');
Sw0=input('Grado de saturación inicial ');
Swf=input('Grado de saturación final ');

n=n0:0.01:nf;    % Vector que contiene las diferentes porosidades
Sw=Sw0:0.01:Swf;    % Vector que contiene los diferentes grados de saturación

f_ice=ones(length(n),length(Sw)); % Matriz con las diferentes fracciones volumétricas del hielo
f_solid=ones(length(n),length(Sw)); % Matriz con las frac. volumétricas del material sólido
f_w=ones(length(n),length(Sw)); % Matriz con las diferentes fracciones volumétricas del agua
a=zeros(length(n),length(Sw));
b=zeros(length(n),length(Sw));

for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)

f_ice(i,j)=n(i)*(1-Sw(j)); % Frac. vol. hielo para cada combinación de n y Sw
f_solid(i,j)=1-n(i);    % Frac. vol. del material sólido para cada combinación
f_w(i,j)=n(i)*Sw(j);    % Frac. vol. del agua para cada combinación
```

```

end

end

k_ice=input('Módulo volumétrico del hielo (GPa)');

k_solid=input('Módulo volumétrico del material sólido (GPa)');

Ks=ones(length(n),length(Sw)); % Matriz con los módulos volumétricos de los sólidos (GPa)

for i=1:1:length(n)

for j=1:1:length(Sw)

a(i,j)=f_ice(i,j)*k_ice+f_solid(i,j)*k_solid;

b(i,j)=f_ice(i,j)/k_ice+f_solid(i,j)/k_solid;

Ks(i,j)=0.5*(a(i,j)+(b(i,j))^(1));

end

end

v_ice=input('Poisson hielo ');

v_solid=input('Poisson material sólido ');

g_ice=(3*k_ice*(1-2*v_ice))/(2*(v_ice+1)); % Módulo de corte del hielo (GPa)

g_solid=(3*k_solid*(1-2*v_solid))/(2*(v_solid+1)); % Módulo de corte del material sólido (GPa)

Gs=ones(length(n),length(Sw)); % Matriz con los módulo de corte de los sólidos (GPa)

for i=1:1:length(n)

for j=1:1:length(Sw)

c(i,j)=f_ice(i,j)*g_ice+f_solid(i,j)*g_solid;

d(i,j)=f_ice(i,j)/g_ice+f_solid(i,j)/g_solid;

```

```

Gs(i,j)=0.5*(c(i,j)+(d(i,j))^(1));
end
end
%% CÁLCULO DE Ku(GPa) Y Gu(GPa)
% 2 pasos:
% 1er paso: la ecuación se usa para calcular Ku y Gu de la mezcla hielo-agua
% considerando inclusiones de agua esféricas dentro de una fase de hielo continua
K_w=input('Módulo volumétrico del agua (GPa) ');
G_w=input('Módulo de corte del agua (GPa) ');
A1=zeros(length(n),length(Sw));
B1=zeros(length(n),length(Sw));
K_mix=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con los valores de Ku de la mezcla agua-hielo
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)
A1(i,j)=(1+(4*g_ice*(K_w-k_ice)/((3*K_w+4*g_ice)*k_ice))*Sw(1,j))*k_ice;
B1(i,j)=1-(3*(K_w-k_ice)/(3*K_w+4*g_ice))*Sw(1,j);
K_mix(i,j)=A1(i,j)/B1(i,j);
end
end
C1=zeros(length(n),length(Sw));
D1=zeros(length(n),length(Sw));

```

```

G_mix=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con los valores de Gu de la mezcla agua-hielo
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)
C1(i,j)=(6*G_w*(k_ice+2*g_ice)+(9*k_ice+8*g_ice)*((1-Sw(1,j))*g_ice+Sw(1,j)*G_w))*g_ice;
D1(i,j)=g_ice*(9*k_ice+8*g_ice)+6*(k_ice+2*g_ice)*((1-Sw(1,j))*G_w+Sw(1,j)*g_ice);
G_mix(i,j)=C1(i,j)/D1(i,j);
end
end
% 2º paso: se calculan Ku y Gu del suelo congelado compuesto por
% granos de material sólido esféricos incrustados en una mezcla de hielo y agua
% a partir de los Ku y Gu previamente calculados para la mezcla agua-hielo
A2=zeros(length(n),length(Sw));
B2=zeros(length(n),length(Sw));
Ku=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con los valores de Ku del suelo congelado
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)
A2(i,j)=(1+(4*G_mix(i,j)*(k_solid-K_mix(i,j)))/((3*k_solid+4*G_mix(i,j))*K_mix(i,j)))
*(1-n(1,i))*K_mix(i,j);
B2(i,j)=1-(3*(k_solid-K_mix(i,j))/(3*k_solid+4*G_mix(i,j)))*(1-n(1,i));
Ku(i,j)=A2(i,j)/B2(i,j);
end
end

```

```

end

C2=zeros(length(n),length(Sw));
D2=zeros(length(n),length(Sw));
Gu=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con los valores de Gu del suelo congelado
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)
C2(i,j)=(6*g_solid*(K_mix(i,j)+2*G_mix(i,j))+(9*K_mix(i,j)+8*G_mix(i,j))*((1-(1-n(1,i)))
*G_mix(i,j)+(1-n(1,i))*g_solid))*G_mix(i,j);
D2(i,j)=G_mix(i,j)*(9*K_mix(i,j)+8*G_mix(i,j))+6*(K_mix(i,j)+2*G_mix(i,j))*((1-(1-n(1,i)))
*g_solid+(1-n(1,i))*G_mix(i,j));
Gu(i,j)=C2(i,j)/D2(i,j);
end
end

%% MÓDULOS EQUIVALENTES K Y G (Ecuación de Gassmann)
n1=zeros(length(n),length(Sw));
Kn=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con el módulo volumétrico de los poros (= Ks).
A=zeros(length(n),length(Sw));
B=zeros(length(n),length(Sw));
K=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con el módulo volumétrico equivalente
for i=1:1:length(n)
for j=1:1:length(Sw)

```

```

n1(i,j)=n(i)*Sw(j);
Kn(i,j)=Ks(i,j);
A(i,j)=Ku(i,j)/Ks(i,j)+n1(i,j)*Ku(i,j)/K_w-n1(i,j)*Ku(i,j)/Kn(i,j)-1;
B(i,j)=Ku(i,j)/Ks(i,j)+n1(i,j)*Ks(i,j)/K_w-n1(i,j)*Ks(i,j)/Kn(i,j)-1;
K(i,j)=A(i,j)*Ks(i,j)/B(i,j);
end
end
[x,y]=meshgrid(n,Sw);
figure
surf(x,y,K);
xlabel('Grado de saturación (X)');
ylabel('Porosidad (Y)');
zlabel('K (GPa)');
shading interp
colorbar
%mesh(x,y,K);
Gn=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con el módulo de corte de los poros. Igual a Gs.
C=zeros(length(n),length(Sw));
D=zeros(length(n),length(Sw));
G=zeros(length(n),length(Sw)); % Matriz con el módulo de corte equivalente
for i=1:1:length(n)

```

```

for j=1:1:length(Sw)
Gn(i,j)=Gs(i,j);
C(i,j)=Gu(i,j)/Gs(i,j)+n1(i,j)*Gu(i,j)/G_w-n1(i,j)*Gu(i,j)/Gn(i,j)-1;
D(i,j)=Gu(i,j)/Gs(i,j)+n1(i,j)*Gs(i,j)/G_w-n1(i,j)*Gs(i,j)/Gn(i,j)-1;
G(i,j)=C(i,j)*Gs(i,j)/D(i,j);
end
end
[x,y]=meshgrid(n,Sw);
figure
surf(x,y,G);
xlabel('Grado de saturación (X)');
ylabel('Porosidad (Y)');
zlabel('G (GPa)');
shading interp
colorbar
%mesh(x,y,G);

```

C. CÓDIGO EN MATLAB PARA OBTENER LOS RESULTADOS DE K Y G DEL MODELO 5

```
clear all, close all, clc

%% CÁLCULO DEL MÓDULO VOLUMÉTRICO DE LAS 2 FASES

% Completamente descongelado (L)

k_ice=input('Módulo volumétrico del hielo (GPa) ');
k_s=input('Módulo volumétrico de las partículas sólidas (GPa) ');
k_w=input('Módulo volumétrico del agua (GPa) ');
n=input('Porosidad ');
v=input('Poisson hielo ');

G_ice=(3*k_ice*(1-2*v))/(2*(v+1)); % Módulo de corte del hielo (GPa)

G_w=input('Módulo de corte del agua (GPa) ');

alpha_L=3*k_w/(3*k_w+4*G_w);

A_L=(1-k_w/k_s)/(k_w/k_s+alpha_L*n*(1-k_w/k_s));

K_SL=k_w*(1+(1-n)*A_L);

v_s=input('Poisson material sólido ');

G_s=(3*k_s*(1-2*v_s))/(2*(v_s+1));

beta_L=6*(k_w+2*G_w)/5*(3*G_w+4*G_w);

B_L=(1-G_w/G_s)/(G_w/G_s+beta_L*n*(1-G_w/G_s));

G_SL=G_w*(1+(1-n)*B_L);

% Completamente congelado (C)
```

```

alpha_C=3*k_ice/(3*k_ice+4*G_ice);
A_C=(1-k_ice/k_s)/(k_ice/k_s+alpha_C*n*(1-k_ice/k_s));
K_SC=k_ice*(1+(1-n)*A_C);
beta_C=6*(k_ice+2*G_ice)/5*(3*G_ice+4*G_ice);
B_C=(1-G_ice/G_s)/(G_ice/G_s+beta_C*n*(1-G_ice/G_s));
G_SC=G_ice*(1+(1-n)*B_C);
%% Módulos equivalentes (GPa)
X=input('Saturación agua sin congelar ');
K=X*K_SL+(1-X)*K_SC;
disp('Módulo volumétrico (GPa) ')
disp(K)
G=X*G_SL+(1-X)*G_SC;
disp('Módulo de corte (GPa) ')
disp(G)

```