

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS, METALURGIA Y
MATERIALES



INFLUENCIA DE LAS ESTRUCTURAS EN EL COMPORTAMIENTO DE UN
MACIZO ROCOSO FRÁGIL BAJO CONDICIONES DE ALTOS ESFUERZOS

Eduardo Andrés Astorga Guzmán

Memoria de Título para optar al título profesional de Ingeniero Civil de Minas

Profesor Guía
Adeline Delonca

2026

Santiago, Chile



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título ☐ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Influencia de las estructuras en el comportamiento de un macizo rocoso frágil bajo condiciones de altos esfuerzos

Nombre del candidato(a): Eduardo Andrés Astorga Guzmán

Carrera / Grado: Ingeniería Civil de Minas

Campus: Santiago, San Joaquín; **Departamento:** Ingeniería de Minas, Metalurgia y Materiales

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Adeline Delonca, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente

DEJO CONSTANCIA que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

☒ El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 06/07/2026; **Firma:**

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 06/07/2026; **Firma:**



Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia, quienes estuvieron presentes de manera incondicional durante todo este proceso. Gracias por acompañarme en los momentos más difíciles, por brindarme apoyo cuando los resultados no eran los esperados y por creer en mí incluso cuando yo mismo perdía la confianza. Su ejemplo me ha enseñado el verdadero valor del esfuerzo, la perseverancia y la constancia, valores que han sido fundamentales para alcanzar esta meta.

A mis amigos y amigas que la universidad me permitió conocer, gracias por cada momento compartido, por las largas jornadas de estudio, las conversaciones, las risas y las experiencias que hicieron de esta etapa algo inolvidable. Con ustedes celebré importantes hitos académicos y encontré apoyo en los momentos de mayor exigencia, haciendo que este proceso fuera mucho más llevadero.

Quiero expresar un especial agradecimiento a mi profesora guía, Adeline Delonca, por su orientación, disposición y confianza durante el desarrollo de esta memoria. Gracias por compartir sus conocimientos, por su constante apoyo y especialmente, por facilitarme el uso de su propio equipo, permitiéndome avanzar en momentos cruciales. Asimismo, agradezco a Leslie por toda la ayuda brindada, especialmente en los procesos administrativos, orientación y gestión de documentación, aspectos que muchas veces resultan fundamentales en la etapa académica.

Finalmente, agradezco a todas aquellas personas que, de una u otra forma, estuvieron presentes durante mi formación como futuro profesional. Cada consejo, palabra de aliento, enseñanza y gesto de apoyo contribuyó a que hoy pueda alcanzar esta importante meta.

“Del fracaso se aprende. Del éxito no mucho”.



Resumen

El agotamiento progresivo de los yacimientos superficiales, junto con el aumento sostenido de la demanda mundial de recursos minerales, ha impulsado el desarrollo de explotaciones mineras a mayores profundidades. Como consecuencia, la minería subterránea ha adquirido un rol cada vez más relevante para garantizar la continuidad de la producción minera. Sin embargo, el avance hacia mayores profundidades implica enfrentar condiciones geomecánicas más exigentes, caracterizadas por altos estados tensionales capaces de generar procesos de daño y mecanismos de falla complejos alrededor de las excavaciones.

En este contexto, la adecuada representación del comportamiento mecánico del macizo rocoso constituye un aspecto fundamental para la evaluación de la estabilidad de excavaciones subterráneas. Particularmente, en entornos de altos esfuerzos, la capacidad de los criterios constitutivos para reproducir mecanismos asociados a la propagación progresiva del daño adquiere especial relevancia.

El presente trabajo tiene como objetivo evaluar el comportamiento del macizo rocoso bajo distintas condiciones de esfuerzo mediante la comparación de los criterios de falla Hoek–Brown y *Damage Initiation Spalling Limit* (DISL). Para ello, se desarrolló una campaña de modelación numérica utilizando el software RS2 de Rocscience, considerando distintos escenarios de profundidad, relación de esfuerzos, calidad geomecánica del macizo rocoso y configuraciones estructurales. El análisis se realizó a partir de la profundidad de falla normalizada (R_f/r) y de la extensión angular de la zona dañada (ϕ_b), complementando la interpretación mediante comparaciones con relaciones empíricas propuestas por Martin et al. (1999) y Diederichs (2018).

Los resultados muestran que el criterio Hoek–Brown presenta una respuesta consistente bajo condiciones de bajos a moderados esfuerzos, particularmente en macizos de calidad geomecánica buena, manteniendo una adecuada correspondencia con las tendencias empíricas disponibles. Sin embargo, bajo condiciones de altos esfuerzos, el criterio tiende a limitar la propagación del daño y a subestimar la profundidad de falla en macizos de muy buena calidad geomecánica. Por su parte, el criterio DISL evidencia una mayor sensibilidad frente al incremento del estado tensional, permitiendo representar de manera más consistente la evolución progresiva del daño asociada a mecanismos de falla frágil. No obstante, su representatividad disminuye cuando el comportamiento mecánico del macizo pasa a estar controlado principalmente por la interacción de múltiples discontinuidades.



Abstract

The progressive depletion of surface deposits, along with the sustained increase in global demand for mineral resources, has driven the development of mining operations at greater depths. As a result, underground mining has gained an increasingly important role in ensuring the continuity of mineral production. However, advancing to greater depths involves facing more demanding geomechanical conditions, characterized by high stress states capable of generating damage processes and complex failure mechanisms around the excavations.

In this context, the adequate representation of the mechanical behavior of the rock mass constitutes a fundamental aspect for the stability assessment of underground excavations. Particularly in high-stress environments, the ability of constitutive criteria to reproduce mechanisms associated with the progressive propagation of damage becomes especially relevant.

The present work aims to evaluate the behavior of the rock mass under different stress conditions by comparing the Hoek–Brown and Damage Initiation Spalling Limit (DISL) failure criteria. To this end, a numerical modeling campaign was developed using Rocscience's RS2 software, considering different scenarios of depth, stress ratio, geomechanical quality of the rock mass, and structural configurations. The analysis was performed based on the normalized depth of failure (R_f/r) and the angular extent of the damaged zone (ϕ_b), complementing the interpretation with comparisons to empirical relationships proposed by Martin et al. (1999) and Diederichs (2018).

The results show that the Hoek–Brown criterion presents a consistent response under low to moderate stress conditions, particularly in rock masses of good geomechanical quality, maintaining adequate correspondence with the available empirical trends. However, under high-stress conditions, the criterion tends to limit damage propagation and underestimate the depth of failure in very good quality rock masses. On the other hand, the DISL criterion shows greater sensitivity to the increase in the stress state, allowing a more consistent representation of the progressive evolution of damage associated with brittle failure mechanisms. Nevertheless, its representativeness decreases when the mechanical behavior of the rock mass becomes primarily controlled by the interaction of multiple discontinuities.



Tabla de contenido

1.	Introducción	11
1.1.	Antecedentes del problema	11
2.	Objetivos	13
2.1.	Objetivo general	13
2.2.	Objetivos específicos	13
3.	Marco Teórico	14
3.1.	Macizo rocoso	14
3.1.1	Definición	14
3.1.2	Clasificación	15
3.2.	Discontinuidades	17
3.3.	Esfuerzos	17
3.3.1	Esfuerzo vertical (σ_v)	18
3.3.2	Esfuerzo horizontal (σ_H)	18
3.4.	Resistencia del macizo rocoso	19
3.4.1	Factores que influyen en la resistencia del macizo rocoso	20
3.5.	Falla frágil inducida por esfuerzos	20
3.6.	Modelos empíricos para la estimación de la profundidad de falla frágil	21
3.6.1	Profundidad de falla frágil según Martin et al. (1999)	21
3.6.2	Profundidad de falla frágil según Diederichs (2007; 2018)	22
3.7.	Modelos constitutivos de falla	23
3.7.1	Criterio de falla Hoek-Brown	23
3.7.2	Criterio de falla DISL	26
3.7.3	Ventajas y limitaciones de los criterios de fallas	29
4.	Metodología	32



4.1.	Caracterización del ambiente de simulación	35
4.1.1	Definición y construcción de la geometría	35
4.1.2	Definición del mallado numérico	36
4.1.3	Propiedades del material y esfuerzos en la zona	37
4.1.4	Matriz de simulación	39
5.	Resultados y análisis	41
5.1.	Evaluación comparativa de los criterios constitutivos y validación mediante relaciones empíricas	42
5.2.	Influencia de estructuras en la respuesta del macizo rocoso bajo condiciones de alto esfuerzo para GSI 70.	44
5.3.	Influencia de estructuras en la respuesta del macizo rocoso bajo condiciones de alto esfuerzo para GSI 90.	47
6.	Discusión.....	51
7.	Conclusiones	55
8.	Recomendaciones	57
9.	Referencias.....	58
10.	Anexos	60
10.1.	Análisis de la variación del número de simulaciones convergentes según el valor de tolerancia numérica	60
10.2.	Resultados modelaciones con criterio de falla Hoek & Brown para GSI 70 y GSI 90.	60
10.3.	Resultados modelaciones con criterio de falla DISL.....	61
10.4.	Resultados de modelaciones mediante el criterio de falla DISL incorporando dos familias de discontinuidades.....	62
10.5.	Resultados de modelaciones mediante el criterio de falla DISL incorporando una familia de discontinuidad.	68



Índice de figuras

Figura 1. Efecto del aumento de volumen de roca analizado.....	14
Figura 2. Cuantificación del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y la condición de discontinuidades.	16
Figura 3. Localización de la concentración y relajación de esfuerzos alrededor de una excavación circular, en función del valor del coeficiente de estado de esfuerzos K.....	19
Figura 4. Profundidad de falla frágil alrededor del túnel prevista utilizando profundidades de falla medidas.	22
Figura 5. Profundidad de falla predicha en función del esfuerzo máximo de la pared, CI (típicamente 40-60% de UCS) y la relación de esfuerzo in situ K.	23
Figura 6. Representación del criterio de falla.	24
Figura 7. Envoltente esquemática para falla frágil, que muestra el inicio de daño y los límites del desprendimiento.	26
Figura 8. Cuantificación del GSI en función de la condición de discontinuidades y RQD.	30
Figura 9. Diagrama de Metodología utilizada.....	34
Figura 10. (a) Geometría general del túnel, considerando el radio de la excavación; (b) Geometría del dominio de modelación utilizado.	35
Figura 11. Diseño mallado de estudio.	36
Figura 12. Matriz de simulaciones desarrolladas en el software RS2.....	40
Figura 13. Ejemplo plastificación de la excavación.....	41
Figura 14. Validación de modelaciones numéricas mediante los criterios de falla Hoek–Brown (GSI 70 y 90) y DISL: (a) Comparación con la profundidad de falla empírica de Martin et al. 1999; (b) Comparación con la profundidad de falla empírica de Diederichs (2018).	43
Figura 15. Profundidad de falla normalizada (R_f/r) alrededor del túnel, agrupada según el criterio de falla en función de los distintos escenarios de variación de la relación de esfuerzos K y la profundidad del macizo rocoso.	44
Figura 16. Comparación de resultados obtenidos con Hoek–Brown (GSI 70) y DISL con dos familias de discontinuidades frente a profundidades de falla empíricas: (a) Martin et al. (1999); (b) Diederichs (2018).	45
Figura 17. Clasificación del nivel de daño basada en la profundidad de falla (R_f/r): (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 70); (b) resultados con criterio DISL incorporando dos familias de discontinuidades.	47



Figura 18. Clasificación del nivel de daño basada en la extensión de falla angular: (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 70); (b) resultados con criterio DISL incorporando dos familias de discontinuidades.	47
Figura 19. Comparación de resultados obtenidos con Hoek–Brown (GSI 90) y DISL con una familia de discontinuidades frente a profundidades de falla empíricas: (a) Martin et al. (1999); (b) Diederichs (2018).	48
Figura 20. Clasificación del nivel de daño basada en la profundidad de falla (R_f/r): (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 90); (b) resultados con criterio DISL incorporando una familia de discontinuidades.	50
Figura 21. Clasificación del nivel de daño basada en la extensión de falla angular: (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 90); (b) resultados con criterio DISL incorporando una familia de discontinuidades...	50
Figura 22. Cantidad de simulaciones convergentes según el valor de tolerancia numérica utilizado (0.001 y 0.005).	60



Índice de tablas

Tabla 1. Parámetros peak y residual según enfoque del criterio de falla “DISL”.	28
Tabla 2. Selección del modelo constitutivo basado en la relación de resistencia de la roca (resistencia a compresión y a tracción) y calidad de la roca.	28
Tabla 3. Configuración de mallado y discretización de la simulación en software RS2.	36
Tabla 4. Caracterización del macizo rocoso para la modelación numérica del estudio.	37
Tabla 5. Resultados parámetros Peak y Residual considerando criterios de Diederichs.	38
Tabla 6. Entornos de esfuerzos aplicados a la excavación en función de la profundidad y la relación de esfuerzos K.	38
Tabla 7. Niveles de daño según profundidad de falla normalizada y extensión de falla angular.	45
Tabla 8. Parámetros geomecánicos reportados en estudios de referencia utilizados para la definición de condiciones representativas de análisis.	52
Tabla 10. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio Hoek–Brown para distintos niveles de esfuerzo (K) y profundidades, considerando GSI 70 y GSI 90.	60
Tabla 11. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown.	61
Tabla 12. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.	62
Tabla 13. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.	63
Tabla 14. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.	64
Tabla 15. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.	65
Tabla 16. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.	66



Tabla 17. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.....	67
Tabla 18. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.....	68
Tabla 19. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.....	69
Tabla 20. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.....	70
Tabla 21. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.....	71
Tabla 22. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.....	72
Tabla 23. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.....	73



1. Introducción

1.1. Antecedentes del problema

En la actualidad, el crecimiento de la sociedad y los avances tecnológicos han intensificado la demanda de recursos minerales (Ranjith et al., 2017), impulsando el desarrollo de explotaciones mineras a mayores profundidades con el fin de mantener y aumentar los niveles de producción. Sin embargo, esta profundización de las operaciones genera entornos geomecánicos cada vez más complejos, caracterizados por elevadas concentraciones de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas.

Bajo estas condiciones, pueden desarrollarse mecanismos de falla frágil inducidos por esfuerzos, los cuales constituyen uno de los principales desafíos para la estabilidad de excavaciones subterráneas profundas. Este tipo de falla se caracteriza por la iniciación, propagación e interacción progresiva de microfracturas en la roca intacta producto de elevados estados de esfuerzo, generando una degradación gradual de la resistencia del macizo rocoso. Entre sus principales manifestaciones se encuentran el *spalling* y, en condiciones extremas, los estallidos de roca (*rockburst*) (Diederichs, 2007). Estos fenómenos pueden provocar sobreexcavación, pérdida de confinamiento y deterioro progresivo del macizo alrededor de las excavaciones.

Si bien la falla frágil se encuentra principalmente asociada a la respuesta de macizos rocosos competentes sometidos a altos esfuerzos, la presencia de estructuras geológicas puede modificar significativamente las condiciones de confinamiento y la redistribución tensional alrededor de las excavaciones. En particular, escenarios caracterizados por múltiples familias de discontinuidades representan un factor relevante en la estabilidad de excavaciones subterráneas (Elberg et al., 2011), ya que pueden favorecer procesos de pérdida de confinamiento, reducir la resistencia global del macizo rocoso y alterar los mecanismos de daño desarrollados en torno a la excavación.

Existen diversos criterios ampliamente utilizados para estimar la resistencia del macizo rocoso en ingeniería de rocas, entre los cuales destaca el criterio de Hoek–Brown (Renani & Cai, 2021d), desarrollado para representar el comportamiento resistente del macizo rocoso mediante parámetros geomecánicos como el GSI. Sin embargo, distintos autores han señalado limitaciones en su aplicabilidad bajo condiciones de altos esfuerzos y daño frágil.

En particular, Hoek et al. (2013) indican que para macizos rocosos intactos o masivos con valores de GSI > 75 debe verificarse el potencial de desprendimiento frágil, mientras que, en macizos con pocas discontinuidades y GSI > 75, la falla puede pasar a estar controlada estructuralmente mediante bloques o



cuñas definidas por las discontinuidades presentes. Bajo estas condiciones, los autores señalan que el criterio Hoek–Brown no debería utilizarse para representar la respuesta del macizo rocoso. En esta misma línea, Cai et al. (2004) y Diederichs (2007) indican que, en macizos con $GSI > 65$, comienzan a manifestarse limitaciones del criterio Hoek–Brown para representar adecuadamente mecanismos de daño frágil inducidos por esfuerzos alrededor de excavaciones profundas.

Como respuesta a estas limitaciones, Diederichs (2003, 2007, 2018) desarrolló el enfoque denominado “DISL” (*“Damage Initiation and Spalling Limit”*), orientado a representar de manera más realista el comportamiento asociado a la falla frágil bajo condiciones de altos esfuerzos. Este enfoque toma como base el criterio generalizado de Hoek–Brown, incorporando límites asociados al inicio de daño y al desarrollo de spalling alrededor de excavaciones.

No obstante, pese a representar de mejor manera la propagación del daño frágil, el enfoque DISL tampoco incorpora explícitamente la presencia de estructuras dentro de su formulación constitutiva. Esto genera una incertidumbre respecto a la representatividad del comportamiento mecánico en macizos rocosos donde, aun bajo condiciones de GSI elevados, continúan existiendo discontinuidades capaces de influir en la pérdida de confinamiento, la redistribución tensional y los mecanismos de falla desarrollados alrededor de las excavaciones.

Bajo este contexto, la propuesta de la presente memoria se centra en evaluar la influencia de las estructuras geológicas sobre el desarrollo de mecanismos de falla frágil en macizos rocosos sometidos a altos esfuerzos, con el objetivo de contribuir a la predicción del nivel de daño y a la prevención de colapsos estructurales alrededor de excavaciones mineras profundas. Para ello, se empleará modelación numérica mediante el software RS2 de Rocscience, considerando distintos escenarios estructurales y estados tensionales.



2. Objetivos

2.1. Objetivo general

- Comprender la influencia de las estructuras en el comportamiento y la resistencia del macizo rocoso en entornos de altos esfuerzos y roca frágil, mediante modelación numérica con RS2 aplicando los modelos constitutivos de Hoek & Brown y DISL.

2.2. Objetivos específicos

- Analizar y comparar el comportamiento de los criterios de falla Hoek–Brown y DISL bajo distintas calidades de macizo rocoso y condiciones de alto esfuerzo, incorporando su validación mediante criterios empíricos, con el fin de determinar su capacidad para representar la respuesta resistente del macizo rocoso.
- Determinar la influencia de estructuras en la respuesta resistente del macizo rocoso en condiciones de alto esfuerzo, considerando una calidad de macizo buena (GSI 70), y analizar su efecto en las diferencias de comportamiento entre los criterios Hoek–Brown y DISL.
- Determinar la influencia de estructuras en la respuesta resistente del macizo rocoso en condiciones de alto esfuerzo, considerando una calidad de macizo muy buena (GSI 90), y analizar su efecto en las diferencias de comportamiento entre los criterios Hoek–Brown y DISL.



3. Marco Teórico

3.1. Macizo rocoso

3.1.1 Definición

El macizo rocoso se define como un volumen de roca en su estado natural, compuesto por una o varias litologías, constituida tanto del material rocoso intacto como las discontinuidades que lo afectan, tales como fracturas, fallas, juntas, diaclasas y planos de estratificación. Estas discontinuidades dividen al macizo en bloques, generando una estructura compleja, discontinua, anisótropa y heterogénea, lo cual influye directamente en su comportamiento mecánico.

En este contexto, se introduce el concepto de efecto escala, el cual hace referencia a cómo el comportamiento observado del macizo rocoso varía dependiendo del volumen de roca que se analiza, así como también de la escala de observación, provocando que el macizo pueda presentar características y respuestas mecánicas diferentes. A través de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se aprecia que, con el aumento de su tamaño, incrementa el predominio de los efectos de discontinuidades a la matriz. Este fenómeno respalda el uso de métodos como el de Hoek & Brown generalizado, especialmente útil para analizar el comportamiento global del macizo rocoso en zonas que abarcan grandes volúmenes de roca.

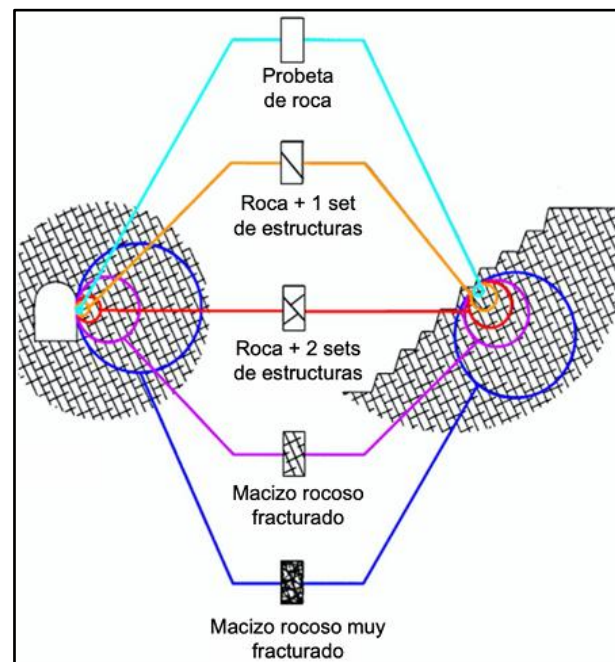


Figura 1. Efecto del aumento de volumen de roca analizado.

(Fuente: Hoek, 2007).



3.1.2 Clasificación

La clasificación geotécnica del macizo rocoso puede abordarse mediante diversos métodos, cuyo objetivo principal es asignar un índice de calidad que represente adecuadamente su comportamiento mecánico. Estos sistemas de clasificación se fundamentan en la evaluación de las propiedades del material rocoso intacto, en las características de las discontinuidades presentes, y en parámetros globales que definen el estado del macizo. En conjunto, permiten una caracterización sistemática del macizo rocoso, facilitando su análisis en el contexto de proyectos de ingeniería minera, civil y geotécnica.

En el presente estudio se emplea el índice GSI, sigla en inglés de *Geological Strength Index* o Índice de Resistencia Geológica, desarrollado inicialmente por Hoek (1994) y posteriormente complementado por Hoek et al., (1995) y Marinos & Hoek (2001). Este índice fue diseñado como una herramienta práctica para describir la calidad del macizo rocoso y estimar sus propiedades mecánicas a partir de observaciones geológicas realizadas en terreno.

El índice de GSI se utiliza principalmente para estimar la resistencia y el comportamiento en cuanto a deformaciones del macizo rocoso, especialmente en aquellos casos en que no se dispone de ensayos de laboratorio. Su principal aplicación es como parámetro de entrada en el criterio de rotura Hoek & Brown generalizado, ampliamente empleado en el diseño de túneles, taludes y cimentaciones en roca. Asimismo, constituye una herramienta valiosa en la obtención de parámetros requeridos para análisis numéricos y soluciones analíticas dentro del campo de la ingeniería de rocas.

Es importante destacar que el índice GSI no proporciona un valor absoluto, sino que corresponde a un rango estimativo derivado de observaciones cualitativas realizadas en terreno. Por esta razón, su determinación debe fundamentarse en criterios técnicos sólidos y en la experiencia del evaluador, respaldando la estimación con antecedentes geológicos y geomecánicos confiables. Este enfoque se ilustra en la Figura 2, donde se representa gráficamente el rango de valores posibles en función de la estructura del macizo y el estado de sus discontinuidades.

No obstante, este método presenta limitaciones en macizos, donde el comportamiento está claramente controlado por estructuras geológicas mayores, como grandes fallas o zonas de cizallamiento. En tales casos, la aplicación directa del GSI puede llevar a una sobreestimación de la resistencia del macizo rocoso, lo cual constituye un riesgo relevante en el diseño geotécnico de obras subterráneas y de superficie.

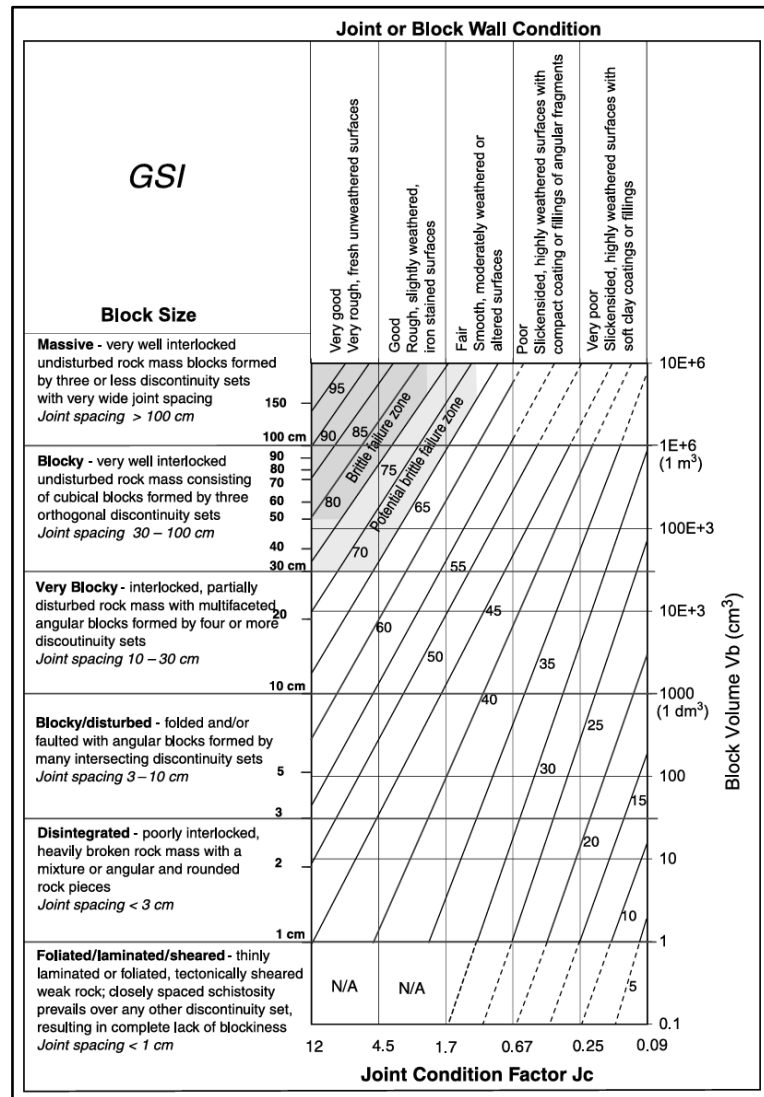


Figura 2. Cuantificación del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y la condición de discontinuidades.

(Fuente: Cai et al. 2004).

Adicionalmente, es importante señalar que la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso no dependen exclusivamente de las propiedades de la roca intacta, sino también de la disposición, orientación, espaciado y características mecánicas de las estructuras existentes en el medio. En consecuencia, para el análisis y diseño de obras de ingeniería tales como túneles, galerías subterráneas o explotaciones mineras, resulta esencial considerar de manera integrada tanto la matriz rocosa como el sistema de discontinuidades, ya que ambos elementos condicionan el comportamiento global del macizo.



3.2. Discontinuidades

Tal como se ha mencionado previamente, el macizo rocoso constituye un medio complejo, discontinuo y heterogéneo, conformado por bloques de roca intacta que se encuentran separados por un sistema de discontinuidades geológicas, tales como fracturas, diaclasas, fallas, juntas, diques y planos de estratificación. Estas discontinuidades interrumpen la continuidad del medio rocoso, generando cambios significativos en sus propiedades mecánicas e hidráulicas, lo que otorga al macizo un comportamiento distinto al de la roca intacta.

La naturaleza, frecuencia, orientación y características geométricas de estas superficies tales como la cohesión, el ángulo de fricción, la persistencia y el espaciamiento, tienen una influencia directa en la respuesta del macizo rocoso frente a la acción de los esfuerzos in situ. Dichos factores condicionan los mecanismos de deformación y falla, pudiendo inducir comportamientos que difieren considerablemente de aquellos observados en roca intacta.

En condiciones de altos esfuerzos, como las presentes en excavaciones profundas, taludes de gran envergadura o zonas con sobrecarga estructural o tectónica, las discontinuidades adquieren un rol aún más relevante. Bajo estos escenarios, pueden producirse cierres parciales de las discontinuidades debido al confinamiento, sin embargo, cuando presentan orientaciones desfavorables o se encuentran rellenas por materiales de baja resistencia, pueden actuar como planos preferenciales de falla, favoreciendo procesos de deslizamiento o separación de bloques.

No obstante, la respuesta mecánica del macizo rocoso bajo altos esfuerzos no siempre se encuentra controlada exclusivamente por las discontinuidades. En macizos rocosos competentes y de alta calidad geomecánica también pueden desarrollarse mecanismos de falla inducidos por esfuerzos asociados a la iniciación y propagación de fracturas en la roca intacta. Por lo tanto, la estabilidad del macizo depende tanto de las características estructurales presentes como de la interacción entre las propiedades resistentes del material y el estado de esfuerzos actuante.

3.3. Esfuerzos

Los esfuerzos si nos adentramos al contexto de la mecánica de rocas, nos referimos a la fuerza interna por unidad de área que actúa dentro de un cuerpo rocoso. Estos esfuerzos son generados principalmente por procesos geológicos como el peso del terreno (carga litostática), movimientos tectónicos, presiones de fluidos y condiciones de confinamiento inducidas por excavaciones subterráneas. Su correcta evaluación resulta fundamental para comprender el comportamiento estructural y la estabilidad del macizo rocoso, especialmente en condiciones de altos esfuerzos, donde pequeñas perturbaciones pueden inducir procesos de deformación o falla.



Desde un punto de vista mecánico, los esfuerzos se clasifican generalmente en tres componentes principales:

3.3.1 Esfuerzo vertical (σ_v)

El esfuerzo vertical también denominado esfuerzo litostático, generado por el peso de la sobrecarga sobre el punto de interés. Se estima mediante la Ecuación (1). Este valor suele ser el componente más directamente conocido del campo de esfuerzos, y sirve como base para la estimación de los esfuerzos horizontales.

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot Fa \quad \text{Ecuación (1)}$$

Donde:

- γ corresponde al peso específico del material, medida en ton/m^3 .
- Fa corresponde al factor de conversión, cuyo valor constante es 0.00981, utilizado para transformar unidades de presión desde ton/m^2 a MPa.
- h corresponde a la profundidad desde la superficie, medida en metros (m).

3.3.2 Esfuerzo horizontal (σ_H)

En ausencia de datos obtenidos mediante ensayos in situ, como el *overcoring* o el fracturamiento hidráulico, es habitual estimar los esfuerzos horizontales a partir de relaciones empíricas, las cuales consideran una proporción respecto al esfuerzo vertical (σ_v). Estas estimaciones se expresan comúnmente mediante el uso, según la siguiente expresión:

Relación de Esfuerzos:

$$K = \frac{\sigma_H}{\sigma_v} \quad \text{Ecuación (2)}$$

Esfuerzo Horizontal:

$$\sigma_H = K \cdot \sigma_v \quad \text{Ecuación (3)}$$

Es importante señalar que el coeficiente K , utilizado para estimar el esfuerzo horizontal en relación con el esfuerzo vertical, varía en función de múltiples factores, entre los cuales destacan la litología, el estado de esfuerzos regional y la profundidad de interés. En entornos geológicos considerados estables, esta relación de esfuerzos suele encontrarse dentro de un rango típico de 0.3 a 1.0. Sin embargo, en contextos donde predominan los altos esfuerzos, como en zonas de gran profundidad o en ambientes tectónicamente activos, K puede alcanzar valores significativamente mayores, superando incluso 2.0.

En el caso particular de Chile, el marco geodinámico activo da lugar a un campo de esfuerzos donde, frecuentemente, el esfuerzo horizontal supera al vertical. Esta condición se destaca en excavaciones subterráneas, donde las tensiones tienden a concentrarse principalmente en el techo y piso de las labores, mientras que en los costados existe una relajación de esfuerzos. Como consecuencia, se observa un predominio del esfuerzo horizontal, reflejado en relaciones de esfuerzos (K) mayores a 1.0, tal como se muestra en el lado derecho de la Figura 3, lo cual representa un factor crítico en el diseño de excavaciones y en la evaluación de estabilidad bajo condiciones de esfuerzos elevados.

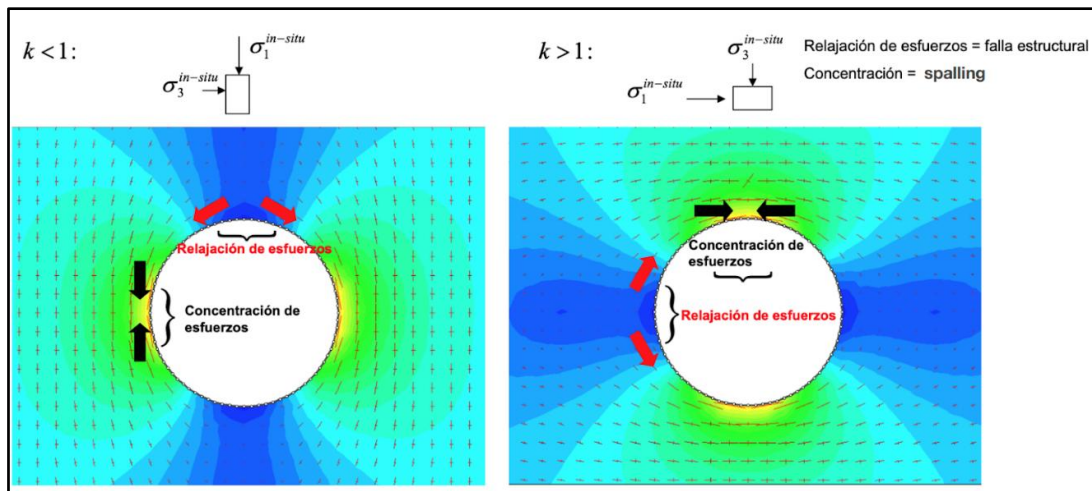


Figura 3. Localización de la concentración y relajación de esfuerzos alrededor de una excavación circular, en función del valor del coeficiente de estado de esfuerzos K .

(Fuente: Adeline Delonca, 2023).

De esta manera, a partir de las consideraciones anteriores, las componentes principales de esfuerzo σ_H y σ_V se identifican como σ_1 y σ_3 , correspondientes a los esfuerzos principales totales mayor y menor, respectivamente, lo que permite calcular σ_{max} mediante la Ecuación (4).

$$\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Ecuación (4)}$$

3.4. Resistencia del macizo rocoso

La resistencia del macizo rocoso se define como su capacidad para soportar esfuerzos sin sufrir fallas ni deformaciones inadmisibles. A diferencia de los materiales homogéneos, cuya resistencia puede evaluarse directamente a partir de sus propiedades intrínsecas, en el caso del macizo rocoso esta resistencia no depende exclusivamente de la roca intacta, ya que también se encuentra condicionada por la presencia, características y distribución de las discontinuidades que conforman el macizo.

La presencia de estos planos de debilidad, junto con las características propias del medio, implica que la resistencia global del macizo puede ser significativamente inferior a la de la roca intacta. Esta diferencia es



especialmente relevante en contextos donde los esfuerzos aplicados son elevados, ya que las discontinuidades pueden influir significativamente en los mecanismos de deformación y falla del macizo. No obstante, en macizos rocosos competentes sometidos a altos esfuerzos también pueden desarrollarse mecanismos de falla frágil inducidos por esfuerzos, asociados a la iniciación y propagación de fracturas en la roca intacta, modificando la respuesta mecánica del macizo frente a las cargas externas. En consecuencia, la resistencia del macizo rocoso debe entenderse como el resultado de la interacción entre las propiedades de la roca intacta, las características estructurales presentes y el estado de esfuerzos actuante.

3.4.1 Factores que influyen en la resistencia del macizo rocoso

Los principales factores que determinan la resistencia del macizo son:

- **Propiedades mecánicas de la roca intacta:** resistencia a la compresión simple (σ_{ci}), módulo de elasticidad, cohesión y ángulo de fricción.
- **Características geométricas y mecánicas de las discontinuidades:** como rugosidad, apertura, grado de alteración, presencia de relleno, cohesión y fricción residual.
- **Condiciones de esfuerzo in situ:** en particular, la magnitud del esfuerzo confinante, el cual puede aumentar la resistencia aparente del macizo al limitar la propagación de fracturas.
- **Condiciones hidrogeológicas:** presencia de agua en las discontinuidades que puede reducir la fricción y facilitar el deslizamiento.

3.5. Falla frágil inducida por esfuerzos

La falla frágil corresponde a un mecanismo de deterioro asociado a la iniciación, propagación e interacción progresiva de microfracturas en la roca intacta bajo condiciones de elevados esfuerzos. Este fenómeno es característico de macizos rocosos competentes y de alta resistencia, donde la excavación induce una redistribución tensional capaz de superar los umbrales de daño del material.

A diferencia de los mecanismos de falla controlados principalmente por discontinuidades, bloques o cuñas estructurales, la falla frágil se desarrolla inicialmente en la roca intacta como consecuencia del estado tensional inducido por la excavación. Por esta razón, su ocurrencia se encuentra estrechamente relacionada con las propiedades resistentes del material y con la magnitud de los esfuerzos actuantes.

Entre las principales manifestaciones de la falla frágil se encuentran el *spalling*, caracterizado por el desprendimiento progresivo de lajas de roca cercanas al contorno de la excavación; la formación de entalladuras (*notching*), asociada a concentraciones localizadas de daño; y los estallidos de roca (*rockburst*), considerados una de las expresiones más severas de liberación de energía en excavaciones profundas.



Debido a la importancia de este fenómeno en minería profunda, diversos autores han desarrollado metodologías empíricas y numéricas para estimar la profundidad de daño y evaluar la estabilidad de excavaciones sometidas a altos esfuerzos. La determinación de la profundidad de falla frágil resulta de particular interés, ya que permite cuantificar la extensión del daño inducido alrededor de la excavación y evaluar su potencial impacto sobre la estabilidad del macizo rocoso y los requerimientos de sostenimiento. Entre las metodologías disponibles destacan los modelos empíricos de profundidad de falla y los enfoques constitutivos basados en los criterios de Hoek–Brown y DISL, descritos en las secciones siguientes.

3.6. Modelos empíricos para la estimación de la profundidad de falla frágil

Una vez establecido el concepto de falla frágil inducida por esfuerzos, diversos autores han desarrollado relaciones empíricas basadas en observaciones de terreno, análisis de casos documentados y datos experimentales, con el propósito de estimar la extensión del daño alrededor de excavaciones subterráneas sometidas a altos esfuerzos. Estas metodologías constituyen una herramienta relevante para la evaluación de estabilidad, ya que permiten relacionar parámetros geomecánicos y tensionales con la profundidad de falla desarrollada en el macizo rocoso.

Entre los enfoques más utilizados destacan los modelos propuestos por Martin et al. (1999) y posteriormente por Diederichs (2007, 2018), los cuales se describen a continuación.

3.6.1 Profundidad de falla frágil según Martin et al. (1999)

Martin et al. (1999) desarrollaron un modelo empírico para estimar la profundidad de falla frágil a partir del análisis de veintitrés casos documentados de desprendimiento en túneles, recopilados desde la literatura. Este análisis permitió establecer tendencias representativas del comportamiento frágil en excavaciones subterráneas sometidas a altos niveles de esfuerzo.

El enfoque propuesto se basa en la relación entre el esfuerzo tangencial máximo inducido en el contorno de la excavación ($\sigma_{\max}$) y la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta (UCS). En este contexto, la profundidad de falla se representa mediante el parámetro R_f , correspondiente a la distancia radial entre el contorno de la excavación y el límite de la zona dañada, tal como se muestra en la Figura 4. Para facilitar la comparación entre excavaciones de distinto tamaño, esta profundidad se normaliza respecto al radio de la excavación (r), expresándose mediante la razón R_f/r (Ecuación (5)) en función del cociente $\sigma_{\max}/UCS$.

$$\text{Profundidad de falla normalizada} = \frac{\text{Profundidad de falla modelo}}{\text{Radio excavación}} \quad \text{Ecuación (5)}$$

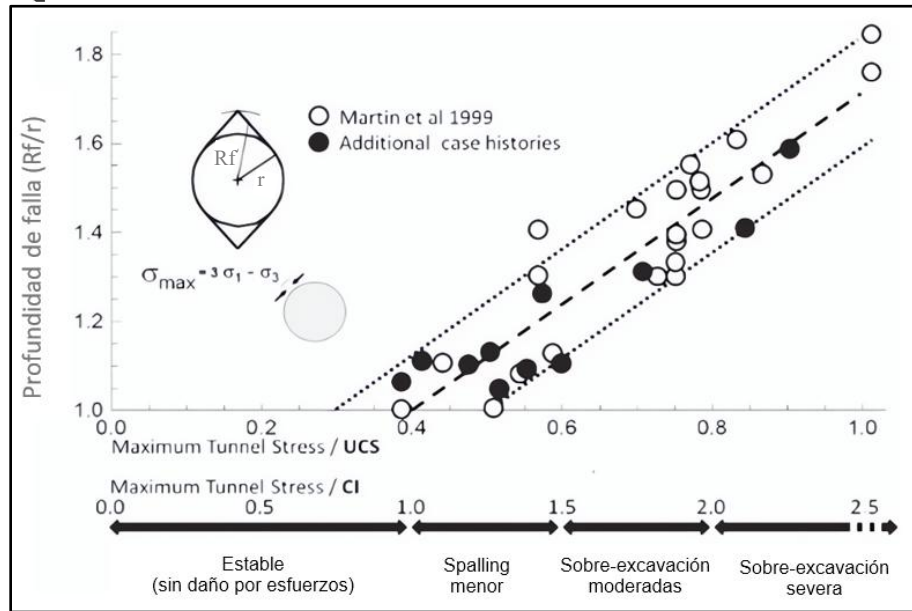


Figura 4. Profundidad de falla frágil alrededor del túnel prevista utilizando profundidades de falla medidas.

(Fuente: Diederichs, 2018).

A partir de la Figura 4 se observa que la profundidad de falla tiende a incrementarse conforme aumenta la relación $\sigma_{\max}/UCS$, evidenciando una mayor extensión del daño inducido por esfuerzos alrededor de la excavación. Asimismo, el gráfico permite distinguir distintos niveles de severidad asociados al fenómeno, que van desde condiciones estables sin daño por esfuerzos hasta escenarios de sobreexcavación severa.

No obstante, es importante señalar que la base de datos utilizada por Martin et al. (1999) se concentra principalmente en relaciones $\sigma_{\max}/UCS$ inferiores o cercanas a la unidad. Por consiguiente, para condiciones donde $\sigma_{\max}/UCS > 1$, representativas de ambientes de muy altos esfuerzos, la disponibilidad de casos documentados es limitada, lo que introduce incertidumbre en la extrapolación del modelo hacia estos escenarios. Esta limitación motivó el desarrollo de metodologías posteriores orientadas a representar de manera más detallada los procesos de iniciación y propagación del daño frágil alrededor de excavaciones subterráneas, entre las cuales destaca el enfoque propuesto por Diederichs (2007).

3.6.2 Profundidad de falla frágil según Diederichs (2007; 2018)

Posteriormente, Diederichs (2007) propuso una metodología empírica para estimar la profundidad de falla frágil y la extensión angular de la zona dañada alrededor de excavaciones circulares. El desarrollo de este enfoque se basó en análisis numéricos y en observaciones del comportamiento de macizos rocosos sometidos a altos esfuerzos, incorporando el concepto de inicio de daño asociado a la generación de microfracturas en la roca intacta.



A diferencia del criterio de Martin et al. (1999), este enfoque considera explícitamente el esfuerzo de inicio de fractura (CI), permitiendo relacionar la profundidad de falla con la susceptibilidad del material al desarrollo de daño frágil. La profundidad de falla se estima en función del esfuerzo tangencial máximo inducido en la excavación ($\sigma_{\max}$), del esfuerzo de inicio de fractura (CI) y de la relación de esfuerzos in situ (K), tal como se presenta en la Figura 5.

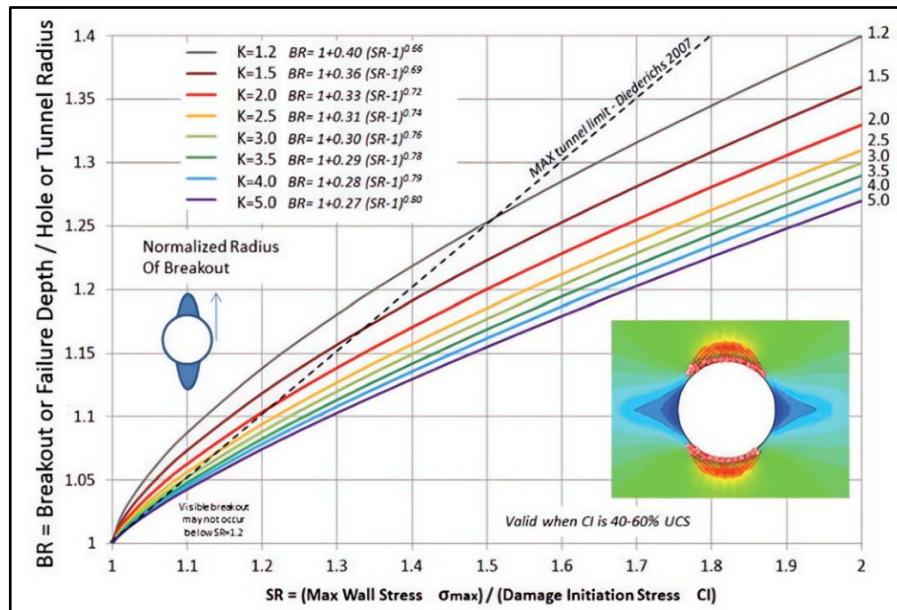


Figura 5. Profundidad de falla predicha en función del esfuerzo máximo de la pared, CI (típicamente 40-60% de UCS) y la relación de esfuerzo in situ K.

(Fuente: Diederichs, 2018).

3.7. Modelos constitutivos de falla

Si bien los modelos empíricos permiten estimar la profundidad de falla a partir de relaciones derivadas de observaciones y casos documentados, estos no representan explícitamente los mecanismos mecánicos responsables del desarrollo del daño en el macizo rocoso. Por esta razón, resulta necesario complementar el análisis mediante modelos constitutivos de falla, los cuales permiten describir el comportamiento resistente del macizo frente a distintos estados de esfuerzo y confinamiento. Entre los enfoques más utilizados destacan el criterio de Hoek–Brown y el modelo DISL, ambos considerados en el presente estudio.

3.7.1 Criterio de falla Hoek-Brown

Para representar numéricamente el comportamiento resistente del macizo rocoso frente a los esfuerzos inducidos por la excavación, se han desarrollado diversos criterios constitutivos de falla. Entre los más utilizados en ingeniería de rocas destaca el criterio de Hoek–Brown, propuesto por Hoek y Brown (1980),



el cual permite estimar la resistencia de la roca intacta y del macizo rocoso considerando el efecto del confinamiento.

Su desarrollo surge debido a las limitaciones de criterios lineales tradicionales, como Mohr–Coulomb, para representar la respuesta no lineal observada experimentalmente en rocas sometidas a esfuerzos triaxiales. En particular, estos criterios no describen adecuadamente la variación de la resistencia con el aumento del esfuerzo confinante ni la influencia del grado de fracturamiento del macizo rocoso.

Con el propósito de superar estas limitaciones, Hoek y Brown (1980) propusieron una formulación empírica no lineal capaz de representar de manera más realista la envolvente de falla observada en materiales rocosos. Actualmente, este criterio constituye una de las herramientas más utilizadas para estimar la resistencia de materiales rocosos sometidos a distintos niveles de confinamiento (Figura 6).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{\sigma_{ci} \cdot m_i \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Donde, a partir de dicha ecuación se considera que el valor de m_i corresponde a una propiedad intrínseca de la roca intacta. Para estas condiciones, los parámetros a y s adoptan valores constantes de 0,5 y 1,0, respectivamente. Cuando $\sigma_3 = 0$, la ecuación representa una condición de compresión uniaxial, para la cual $\sigma_1 = \sigma_{ci}$. Por otra parte, al considerar un estado de tracción definido por $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$, la expresión puede reescribirse como se muestra en la Ecuación (7).

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad \text{Ecuación (7)}$$

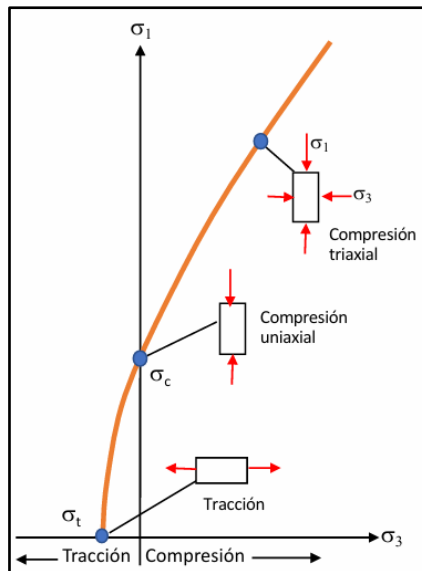


Figura 6. Representación del criterio de falla.

(Fuente: Hoek & Brown, 1980).



Dado que en la práctica resulta complejo obtener muestras que representen adecuadamente el comportamiento del macizo rocoso en su conjunto, se recurre a metodologías empíricas o semiempíricas para estimar su resistencia. En este contexto surge el criterio de Hoek–Brown generalizado Ecuación (8), el cual permite extender la formulación desarrollada para roca intacta hacia la estimación de la resistencia del macizo rocoso.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Ecuación (8)}$$

Donde m_b corresponde al parámetro que controla la pendiente de la envolvente de resistencia del macizo rocoso, mientras que s y a definen su forma y curvatura. A diferencia del criterio para roca intacta, estos parámetros no son constantes, sino que dependen de la calidad geomecánica del macizo y del grado de perturbación inducido por las excavaciones. Para ello, Hoek & Brown propusieron su estimación a partir del índice GSI y del factor de perturbación D , permitiendo representar la reducción progresiva de la resistencia del macizo respecto de la roca intacta. De esta manera, el criterio incorpora de forma indirecta la influencia del fracturamiento, la alteración y los efectos de daño asociados al proceso constructivo.

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D} \right)} \quad \text{Ecuación (9)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D} \right)} \quad \text{Ecuación (10)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad \text{Ecuación (11)}$$

El factor de perturbación D representa el grado de daño inducido en el macizo rocoso como consecuencia de procesos de excavación o tronadura. Su valor varía entre 0 y 1, donde $D = 0$ corresponde a un macizo con perturbación mínima y $D = 1$ a condiciones de fuerte alteración inducida por la excavación. De esta manera, el parámetro permite ajustar las propiedades resistentes del macizo considerando el deterioro adicional asociado al proceso constructivo.

Además, el criterio permite estimar la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso ($\sigma_{crm} = \sigma_1$), cuando $\sigma_3 = 0$, a través de la siguiente relación con respecto a la Ecuación (8):

$$\sigma_{crm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \text{Ecuación (12)}$$

Esta expresión refleja la reducción de resistencia como consecuencia de la presencia de discontinuidades y perturbaciones mecánicas o geológicas. Mientras que, para la obtención de la resistencia a la tracción para el caso del macizo rocoso (σ_t), se logra obtener a partir de la igualación entre las relaciones de $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$, por medio de la Ecuación (8).



$$\sigma_t = - \left(\frac{S \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \right) \quad \text{Ecuación (13)}$$

El criterio de Hoek-Brown generalizado ha demostrado ser una herramienta fundamental para el diseño geotécnico de excavaciones subterráneas, taludes y túneles, especialmente en contextos donde predominan altos esfuerzos de confinamiento, permitiendo estimaciones más realistas del comportamiento del macizo rocoso frente a la falla.

No obstante, a pesar de su amplia aplicabilidad, el criterio de Hoek-Brown presenta limitaciones en condiciones de altos esfuerzos y en macizos rocosos de alta calidad geomecánica, donde pueden desarrollarse mecanismos de falla frágil asociados al fracturamiento por extensión y al *spalling*, los cuales no son completamente representados por este modelo.

3.7.2 Criterio de falla DISL

Con el propósito de representar los mecanismos de falla frágil que no son descritos adecuadamente por el criterio de Hoek-Brown, Diederichs (2007) desarrolló el modelo DISL (*Damage Initiation and Spalling Limit*). Este enfoque se basa en una reformulación del criterio de Hoek-Brown orientada a representar la evolución progresiva del daño inducido por esfuerzos en macizos rocosos competentes.

A diferencia de los enfoques convencionales, DISL distingue distintas etapas en el desarrollo del daño, desde la iniciación de microfracturas hasta condiciones asociadas al desprendimiento de roca. Para ello, define una envolvente de comportamiento controlada por dos umbrales mecánicos fundamentales: el límite de inicio de daño (*Damage Initiation*) y el límite de desprendimiento (*Spalling Limit*), tal como se muestra en la Figura 7.

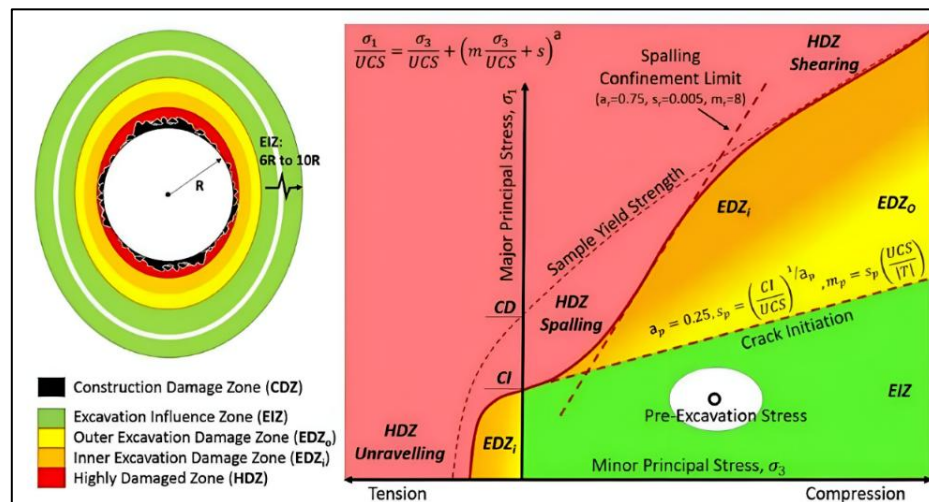


Figura 7. Envolvente esquemática para falla frágil, que muestra el inicio de daño y los límites del desprendimiento.

(Fuente: Diederichs, 2018).



El primer límite corresponde al límite de inicio de daño (*Damage Initiation*), el cual define la transición entre la Zona de Influencia de la Excavación (EIZ) y la Zona de Daño de Excavación Externa (EDZo). Este límite se asocia al estado *peak* del material y marca el comienzo de la generación de microfracturas en la roca, sin que exista aún una condición de falla macroscópica. Su definición se basa en parámetros de resistencia de la roca intacta, tales como la resistencia a compresión uniaxial (UCS), la resistencia a la tracción (σ_t) y el índice de inicio de fractura (*Crack initiation*, CI).

$$\sigma_t = \frac{UCS}{m_i} \quad \text{Ecuación (14)}$$

Cabe señalar que tanto la resistencia a compresión uniaxial (UCS) como el parámetro m_i corresponden a propiedades determinadas a escala de muestra, por lo que la resistencia a la tracción obtenida mediante la Ecuación (14) corresponde también a una propiedad asociada a la roca intacta.

Por su parte, el índice de inicio de fractura (CI) representa el nivel de esfuerzo a partir del cual comienzan a desarrollarse microfracturas bajo condiciones de bajo confinamiento. De acuerdo con Diederichs (2007), este parámetro suele ubicarse entre un 40 % y un 60 % de la resistencia a compresión uniaxial (UCS). En ausencia de datos experimentales específicos, se recomienda adoptar un valor equivalente al 50 % del UCS como aproximación para estimar el inicio del daño.

El segundo límite corresponde al límite de desprendimiento (*Spalling Limit*), el cual define la transición entre la Zona de Daño de Excavación Interna (EDZi) y la Zona Altamente Dañada (HDZ). Este límite se asocia a una etapa avanzada de degradación del macizo rocoso, donde la propagación e interacción de grietas favorecen el desarrollo de mecanismos de falla frágil y desprendimiento de roca. Dependiendo de las condiciones de confinamiento y del estado tensional del macizo, esta condición puede manifestarse mediante distintos mecanismos, tales como *spalling* (desprendimiento frágil) o *shearing* (falla por cizalle) los cuales son característicos de la Zona Altamente Dañada (HDZ).

En esta etapa, la resistencia del macizo deja de estar controlada principalmente por la cohesión del material intacto y pasa a depender en mayor medida de mecanismos friccionales asociados a superficies fracturadas. Como consecuencia, se produce una pérdida progresiva de cohesión acompañada por un aumento relativo de la fricción interna, permitiendo representar de manera más realista la transición desde el inicio del daño hasta estados cercanos al colapso local del macizo.

Con el propósito de representar esta evolución del comportamiento mecánico, el modelo DISL redefine los parámetros del criterio de Hoek–Brown para diferenciar las condiciones de resistencia máxima (*peak*) y resistencia *residual*. Los valores característicos asociados a cada condición se presentan en la Tabla 1.



Tabla 1. Parámetros peak y residual según enfoque del criterio de falla “DISL”.
(Fuente: Diederichs, 2007).

Método de modelación	Peak		Residual	
	Parámetro de entrada	Estimación	Parámetro de entrada	Valor
DISL	a_p	0.25	a_r	0.75
	S_p	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a_p}}$	S_r	0.001
	m_p	$S_p \cdot \frac{UCS}{\sigma_t}$	m_r	6 - 12

Cabe destacar que Diederichs, también considera la resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso se estima a partir de la Ecuación (15) la cual se puede simplificar en la Ecuación (16).

$$\sigma_{crm} = \left[e^{\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}} \right]^{\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\left(\frac{20}{3}\right)} \right) \right]} \quad \text{Ecuación (15)}$$

$$\sigma_{crm} = \sqrt{e^{\frac{GSI-100}{9}}} \quad \text{Ecuación (16)}$$

A partir de estas definiciones, es que el autor establece criterios prácticos para la selección del modelo constitutivo más adecuado para cada condición, a partir de la calidad del macizo rocoso y de la relación entre la resistencia a compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la tracción (σ_t), tal como se presenta en la Tabla 2.

Tabla 2. Selección del modelo constitutivo basado en la relación de resistencia de la roca (resistencia a compresión y a tracción) y calidad de la roca.
(Fuente: Diederichs, 2018).

Clasificación de calidad del macizo rocoso	Mala	Mala a Media	Media a Buena	Muy Buena
Razón de resistencia	$GSI \leq 55$	$55 < GSI \leq 65$	$65 < GSI \leq 80$	$GSI > 80$
$\frac{UCS}{\sigma_t} \leq 9$	Corte	Corte	Corte	Corte
$9 < \frac{UCS}{\sigma_t} \leq 15$	Corte	Corte	Corte / DISL	Spalling/Corte
$15 < \frac{UCS}{\sigma_t} \leq 20$	Corte	Corte/Spalling	Spalling/Corte	Spalling
$20 < \frac{UCS}{\sigma_t}$	Corte	Corte/Spalling	Spalling	Spalling

De acuerdo con esta selección, cuando hablamos de macizos rocosos de baja a moderada calidad geomecánica ($GSI \leq 65$) y con razones de resistencia bajas (UCS/σ_t), el comportamiento se encuentra



dominado principalmente por mecanismos de falla por corte, siendo adecuado el uso del criterio de Hoek–Brown.

Por el contrario, a medida que aumenta la calidad del macizo rocoso ($GSI > 65$) y la razón de resistencia, se observa una transición hacia un comportamiento progresivamente más frágil, caracterizado por la aparición de mecanismos de fracturamiento extensivo y procesos de *spalling*. En estos rangos, la Tabla 2 sugiere una mayor aplicabilidad del enfoque DISL, dado que permite representar de manera explícita el inicio del daño y su evolución progresiva bajo condiciones de altos esfuerzos.

3.7.3 Ventajas y limitaciones de los criterios de fallas

Como se ha evidenciado en las secciones anteriores, los criterios de falla constituyen herramientas fundamentales para representar el comportamiento resistente del macizo rocoso bajo distintas condiciones geomecánicas y tensionales.

En este contexto, el criterio de Hoek–Brown ha demostrado ser una herramienta eficaz para estimar la resistencia del macizo rocoso bajo distintos niveles de confinamiento. Una de sus principales ventajas radica en el uso de una envolvente de falla no lineal, lo que permite describir de manera más realista el comportamiento resistente de los materiales rocosos en comparación con criterios lineales tradicionales. Asimismo, su formulación se basa en parámetros relativamente accesibles, como la resistencia a compresión uniaxial (UCS), el índice de calidad geológica (GSI) y el parámetro m_i , facilitando su aplicación en estudios geotécnicos y etapas tempranas de diseño.

Adicionalmente, la incorporación del índice GSI permite considerar de manera indirecta el efecto del fracturamiento y de la calidad geomecánica del macizo rocoso, representando la degradación de la resistencia desde condiciones de roca intacta hacia macizos progresivamente más alterados.

No obstante, el criterio de Hoek–Brown presenta limitaciones cuando se aplica a excavaciones sometidas a altos niveles de esfuerzo, particularmente en macizos rocosos de moderada a alta calidad geomecánica. Diversos autores han señalado que, para valores de GSI superiores a 65, comienzan a manifestarse mecanismos de daño frágil asociados al fracturamiento por extensión y al *spalling*, fenómenos que no son representados explícitamente por el criterio (Cai et al., 2004; Diederichs, 2007).

Esta limitación se debe a que el modelo utiliza una única envolvente de resistencia para describir la respuesta del macizo rocoso, sin distinguir explícitamente entre el inicio de la microfracturación, la propagación de grietas y la falla global. Como consecuencia, puede subestimar la extensión de la zona dañada en excavaciones profundas donde predominan mecanismos de falla frágil.



Asimismo, aunque el criterio incorpora el efecto del fracturamiento mediante parámetros globales como el GSI, no representa explícitamente las características geométricas de las discontinuidades, las cuales pueden ejercer un control significativo sobre la respuesta mecánica del macizo. En este sentido, la Figura 2 muestra que las limitaciones asociadas a la representación de la falla frágil comienzan a ser más relevantes en macizos con valores de GSI superiores a 65, mientras que la Figura 8 indica que, para macizos intactos o masivos con GSI superiores a 75, resulta recomendable evaluar explícitamente el potencial de desprendimiento frágil (Hoek et al., 2013).

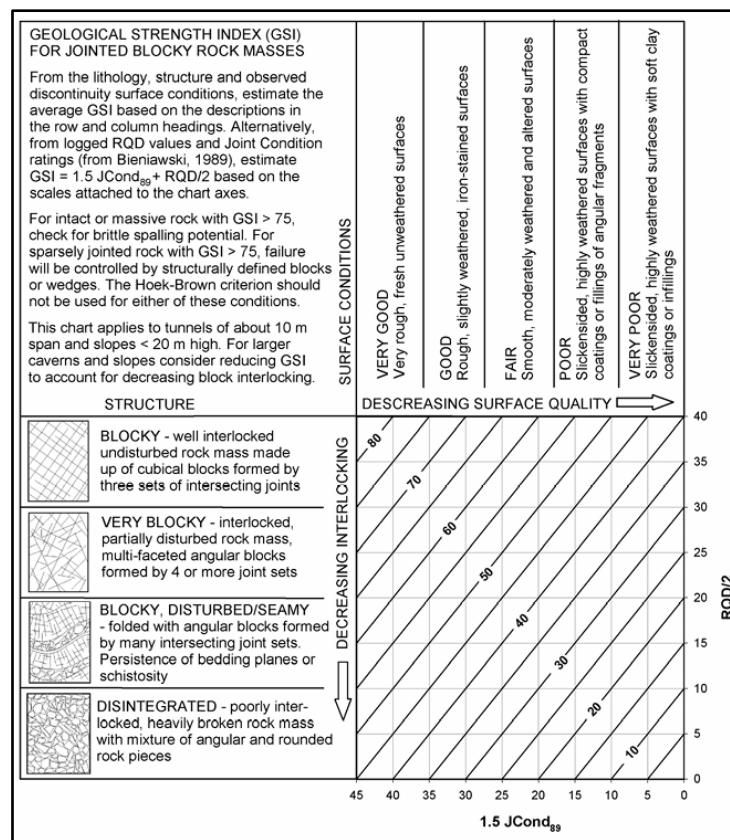


Figura 8. Cuantificación del GSI en función de la condición de discontinuidades y RQD.

(Fuente: Hoek et al., 2013).

Por otra parte, el criterio DISL destaca por su capacidad para representar la evolución progresiva del daño inducido por esfuerzos, desde la iniciación de microfracturas hasta estados avanzados asociados a fenómenos de *spalling*. Esta característica permite describir la transición desde un comportamiento esencialmente elástico hacia condiciones de degradación progresiva del macizo rocoso.

Una de sus principales ventajas radica en su aplicabilidad en macizos rocosos masivos o moderadamente fracturados, generalmente asociados a valores elevados del índice GSI, donde el comportamiento mecánico se encuentra dominado principalmente por las propiedades de la roca intacta y la redistribución de esfuerzos



inducida por la excavación. Asimismo, incorpora parámetros como la resistencia a compresión uniaxial (UCS), la resistencia a tracción (σ_t) y el índice de inicio de fractura (CI), permitiendo representar de manera más consistente los mecanismos asociados a la falla frágil.

A pesar de estas ventajas, el criterio DISL también presenta limitaciones. Su formulación fue desarrollada principalmente para macizos rocosos de buena a muy buena calidad geomecánica, por lo que su aplicación en macizos altamente fracturados o con fuerte control estructural puede resultar menos representativa, debido a que el comportamiento mecánico pasa a estar dominado por las discontinuidades más que por la respuesta de la roca intacta.

Adicionalmente, el modelo requiere la definición de parámetros específicos, como el índice de inicio de fractura (CI), cuya determinación experimental no siempre se encuentra disponible y generalmente comprendidas entre el 40 % y el 60 % de la resistencia a compresión uniaxial (UCS), lo que introduce incertidumbre en la representación del inicio y evolución del daño.

Finalmente, al igual que el criterio de Hoek–Brown, el enfoque DISL no incorpora explícitamente las discontinuidades dentro de su formulación constitutiva. En consecuencia, aunque representa de mejor manera los mecanismos de daño inducido por esfuerzos, generalmente asociados a valores elevados de GSI, esta condición no implica la ausencia de estructuras geológicas. En la práctica, aun bajo condiciones de GSI elevados, continúan existiendo discontinuidades capaces de influir en la pérdida de confinamiento, la redistribución tensional y los mecanismos de falla desarrollados alrededor de las excavaciones. En consecuencia, persiste la incertidumbre respecto a la influencia que pueden ejercer las estructuras geológicas sobre la respuesta mecánica del macizo rocoso, especialmente en condiciones donde coexisten procesos de fracturamiento inducido por esfuerzos y control estructural.



4. Metodología

Con el fin de cumplir los objetivos planteados, se desarrolla la siguiente metodología para la elaboración de las modelaciones:

1. **Revisión bibliográfica:** Se realizó una recopilación y análisis de antecedentes relacionados con los criterios de falla Hoek–Brown y DISL, sus fundamentos, ventajas y limitaciones, así como su aplicabilidad en macizos rocosos sometidos a altos niveles de esfuerzo. Esta etapa permitió definir el marco conceptual y los parámetros de entrada para el modelamiento.
2. **Caracterización del ambiente de simulación y modelación numérica:** Se definió el entorno representativo de modelación considerando como material base el Complejo Máfico El Teniente (CMET), litología que constituye aproximadamente un 85 % del macizo rocoso del yacimiento El Teniente y que se caracteriza por presentar un comportamiento de alta competencia, asociado a condiciones de comportamiento frágil. Para el desarrollo de las simulaciones numéricas se utilizó el software de elementos finitos bidimensional RS2 (Rocscience).

Con el propósito de definir una configuración representativa del material base, los parámetros del macizo fueron establecidos a partir de valores reportados en la literatura, considerando la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), el índice de calidad del macizo (GSI), el parámetro m_i y el peso específico (γ) del material.

Se definieron dos escenarios de calidad del macizo: GSI 90, representativo de un macizo de muy alta calidad asociado a un comportamiento más frágil bajo altos niveles de esfuerzo, y GSI 70, correspondiente a un macizo de buena calidad, donde las condiciones son más coherentes con la aplicabilidad del criterio empírico de Hoek–Brown.

La selección de ambos casos permite evaluar la influencia de la calidad del macizo en la respuesta mecánica y en la representatividad de los criterios de falla considerados.

3. **Comparación de los criterios de falla mediante relaciones empíricas de referencia:** Se realizó una comparación entre las profundidades de falla medidos a partir de los criterios de falla Hoek–Brown, considerando escenarios de GSI 70 y GSI 90, y el criterio DISL, utilizando como referencia las curvas empíricas reportadas en la literatura por Martin et al. (1999) (Figura 4) y Diederichs (2018) (Figura 5).



Estos modelos permitieron verificar la consistencia de los parámetros adoptados y establecer una referencia inicial del comportamiento mecánico del macizo, particularmente en el desarrollo del daño alrededor de la excavación, representado mediante la profundidad de falla y la extensión angular de la zona afectada, bajo condiciones de altos esfuerzos en un entorno representativo de un macizo rocoso frágil, como el Complejo Máfico El Teniente (CMET).

4. **Análisis de la influencia de estructuras:** Posteriormente, se desarrollaron simulaciones numéricas incorporando estructuras explícitas, representadas mediante familias de discontinuidades, alrededor de la excavación utilizando el criterio de falla DISL. En el caso del criterio Hoek–Brown, la influencia estructural se considera implícitamente mediante la variación del índice GSI.

Esto permitió observar la influencia de la presencia de discontinuidades bajo condiciones de altos esfuerzos, evaluando su efecto en la respuesta mecánica alrededor del túnel. Para ello, la cantidad de familias de discontinuidades se definió en función de rangos del índice GSI propuestos por Marinós (2007). Para el escenario GSI 90 se incorporó una familia de discontinuidades, mientras que para el escenario GSI 70 se consideraron dos familias, representando un aumento en la influencia estructural del macizo.

5. **Resultados y discusión:** Tras la modelación, se analizan la profundidad de falla y la extensión de falla angular, con el fin de evaluar la resistencia y estabilidad de la excavación. Sobre esta base, se identifican tendencias, limitaciones y posibles diferencias entre los criterios Hoek & Brown y DISL, permitiendo determinar las condiciones bajo las cuales cada criterio representa de mejor manera la respuesta del macizo rocoso.
6. **Conclusiones:** A partir de los resultados obtenidos, se verifica la coherencia general de los modelos implementados mediante el contraste de los resultados frente a criterios y relaciones empíricas reportadas en la literatura. Asimismo, se evidencia la influencia de la incorporación progresiva de estructuras, representadas mediante familias de discontinuidades, en la respuesta mecánica del macizo rocoso, permitiendo identificar su efecto en la evolución de la profundidad de falla y la extensión angular del daño bajo condiciones de alto esfuerzo.

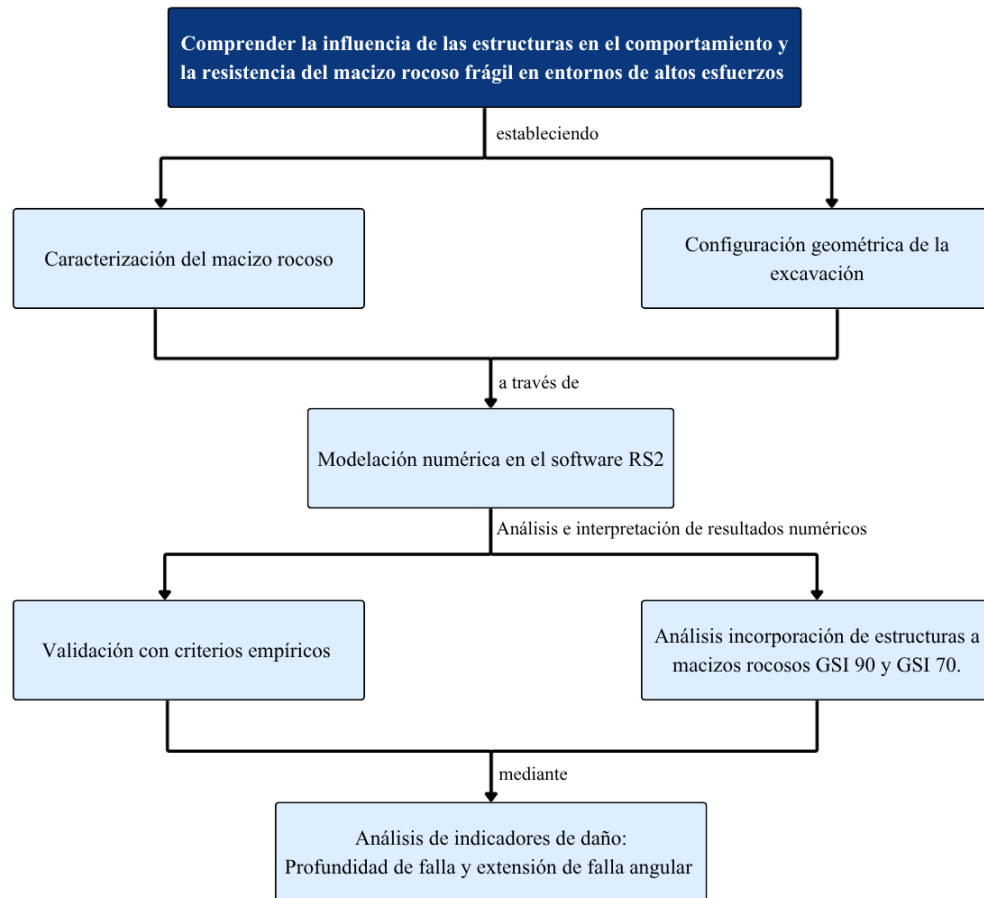


Figura 9. Diagrama de Metodología utilizada.

Fuente: Elaboración propia.



4.1. Caracterización del ambiente de simulación

Como punto de partida para el caso de estudio y el inicio de las modelaciones, resulta fundamental describir las características que serán analizadas. Estas comprenden, en primer lugar, la geometría del modelo, las propiedades del macizo rocoso y los esfuerzos presentes en el entorno que rodea la excavación.

Estas consideraciones son esenciales para representar de manera adecuada los criterios de falla propuestos por Diederichs (2007) y Hoek & Brown dentro de un contexto realista, que permita reproducir condiciones de altos esfuerzos en un macizo rocoso frágil. En la industria minera, una estimación incorrecta de estos parámetros, particularmente al evaluar la estabilidad estructural de una excavación, puede conducir a errores de gran magnitud.

4.1.1 Definición y construcción de la geometría

Para establecer una adecuada coherencia en la modelación numérica utilizando el software RS2, se consideró la representación de una excavación circular con un radio de 2.5 m. De acuerdo con los criterios de dimensionamiento establecidos por Brady & Brown (2005), se definió un contorno de modelación de una extensión equivalente a cinco veces el radio de la excavación, lo que determina un dominio de 30×30 m. La excavación se ubicó en el centro de dicho dominio, con el fin de evitar la influencia de los límites del modelo (Figura 10).

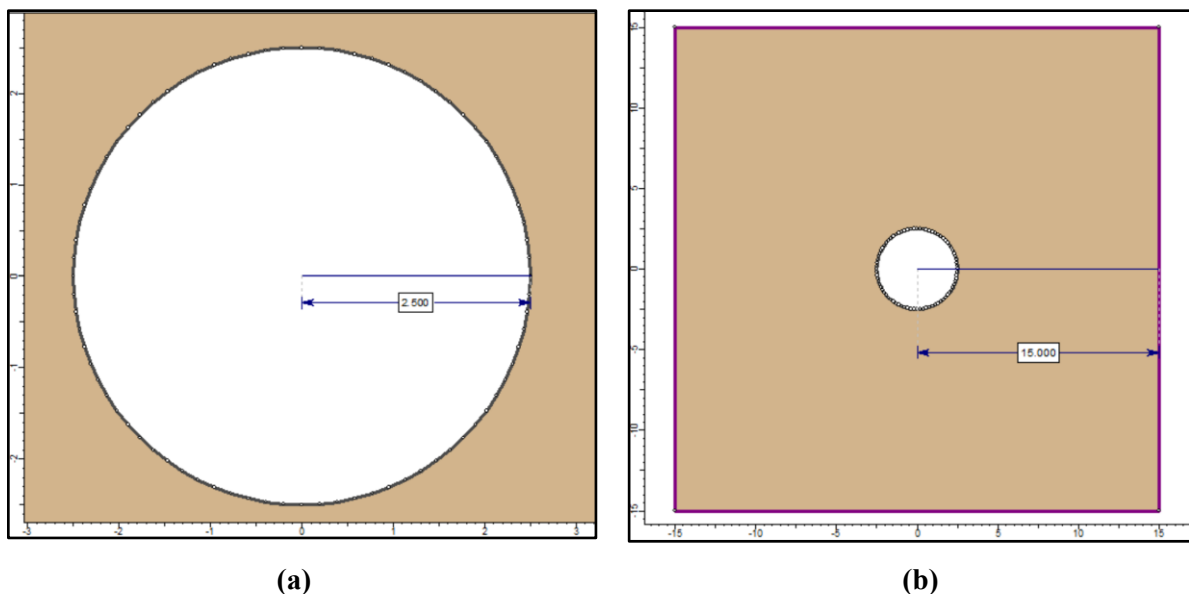


Figura 10. (a) Geometría general del túnel, considerando el radio de la excavación; (b) Geometría del dominio de modelación utilizado.



4.1.2 Definición del mallado numérico

La definición del mallado en la modelación numérica es un aspecto clave, ya que debe garantizar resultados confiables, estables y representativos del comportamiento real, manteniendo a la vez un equilibrio adecuado con la eficiencia computacional del modelo. Para ello, se realizó un análisis de sensibilidad evaluando distintas configuraciones de mallado para representar adecuadamente el macizo rocoso. En este proceso se consideraron variaciones en el tipo de mallado, el tipo de elemento, los factores de graduación y la cantidad de nodos en la excavación.

La Figura 11 muestra el diseño de la malla implementada, mientras que la Tabla 3 presenta su configuración final, la cual fue seleccionada tras comparar distintas alternativas, logrando un balance adecuado entre precisión y eficiencia computacional.

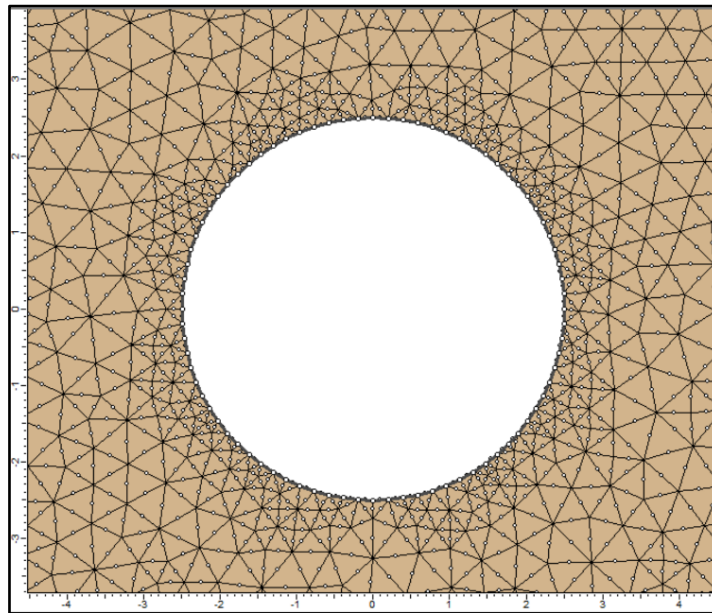


Figura 11. Diseño mallado de estudio.

Tabla 3. Configuración de mallado y discretización de la simulación en software RS2.

Configuración de malla y discretización:	
Tipo de malla	Graduada
Tipo de elemento	Triangular de 6 nodos
Factor de graduación	0.20
Número de nodos en la excavación 2D	200

Por su parte, las condiciones de borde se definieron mediante la restricción de desplazamientos en las direcciones X e Y, con el objetivo de evitar movimientos no deseados y mantener un confinamiento adecuado del modelo durante la simulación.



4.1.3 Propiedades del material y esfuerzos en la zona

La caracterización del macizo rocoso considerada en la modelación de este estudio corresponde al ambiente geológico del yacimiento El Teniente (Codelco, Chile). Este se encuentra dominado por el Complejo Máfico El Teniente (CMET), que, según Landeros et al., (2022), este constituye aproximadamente un 85% del volumen total del macizo, señalando además que el complejo se encuentra conformado principalmente por diabasas, gabros, basaltos y andesitas.

En función de lo anterior, las propiedades geomecánicas del macizo rocoso empleadas en este estudio fueron definidas a partir de una recopilación de valores reportados en la literatura especializada. Con el propósito de cumplir de manera consistente con los objetivos de la investigación, se analizaron dos escenarios representativos. El primero considera un valor de GSI igual a 70, correspondiente a un macizo rocoso de buena calidad geomecánica, permitiendo evaluar el comportamiento del criterio de Hoek–Brown. El segundo escenario considera un valor de GSI igual a 90, representativo de un macizo rocoso de muy alta calidad geomecánica, condición en la que se favorece el desarrollo de mecanismos de falla frágil.

En ambos casos, la estimación de los parámetros del criterio de Hoek–Brown generalizado se realizó considerando un factor de perturbación $D = 0$, asumiendo condiciones de macizo no disturbado. Las propiedades geomecánicas asociadas a ambos escenarios, obtenidas a partir de antecedentes reportados por distintos autores, se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Caracterización del macizo rocoso para la modelación numérica del estudio.

Parámetro geomecánico	Condición 1	Condición 2
	GSI = 70	GSI = 90
γ ton/m ³	2.78	
m_i	7.5	
UCS MPa	120	
Módulo de Poisson (ν)	0.18	
E MPa	53000	
D	0	
m_b	2.569	5.248
s	0.03567	0.32919
a	0.5014	0.5002

Nota: Elaboración propia a partir de antecedentes reportados por Cancino et al. (2024), Vergara (2006), Pereira y Russo (2000) y Karzulovic (2006). Los parámetros m_b , s y a fueron calculados mediante las ecuaciones del criterio de Hoek–Brown.

En base a la caracterización previamente descrita, se adopta un material elasto-plástico como representación del macizo rocoso. Tal elección responde a que, en este estudio, se busca modelar la respuesta del macizo considerando tanto el criterio de resistencia de Hoek & Brown, como el enfoque DISL propuesto por Diederichs, mediante una adaptación de las propiedades de resistencia.



Para la aplicación del criterio DISL, los valores de resistencia fueron obtenidos a partir de las ecuaciones y parámetros presentados en la Tabla 1, siguiendo las recomendaciones de resistencia *peak* y *residual* propuestas por Diederichs (2007), las cuales se encuentran resumidas en la Tabla 5. Resultados parámetros Peak y Residual considerando criterios de Diederichs.. En el presente estudio, para determinar el valor índice de inicio de fractura (CI), y considerando la ausencia de datos experimentales, se adoptó una relación equivalente al 50% del UCS. Por su parte, el esfuerzo de tracción fue definido mediante la Ecuación (14), obteniéndose un valor de 16 MPa.

Tabla 5. Resultados parámetros Peak y Residual considerando criterios de Diederichs.

Método de modelación	Peak		Residual	
DISL	Parámetro de entrada	Valor caso de estudio	Parámetro de entrada	Valor caso de estudio
	a_p	0.25	a_r	0.75
	S_p	0.0625	S_r	0.001
	m_p	0.469	m_r	6

Con el fin de representar distintos escenarios de explotación, se consideraron profundidades de 600 m, 900 m y 1200 m para el emplazamiento del túnel. La primera profundidad corresponde aproximadamente a las condiciones actuales del yacimiento El Teniente, la segunda representa una condición intermedia y la tercera un escenario de explotación futura a mayor profundidad.

A partir de estas profundidades, se definieron los estados de esfuerzo considerando un peso específico de 2.78 ton/m³ para el material CMET, reportado en la Tabla 4. Asimismo, se evaluaron tres relaciones de esfuerzos in situ (K) de 1,5, 2,0 y 2,5. Con estos antecedentes se calcularon los esfuerzos principales y el esfuerzo máximo σ_{max} mediante la Ecuación (4), obteniéndose los distintos entornos de esfuerzos asociados a cada caso del túnel, los cuales se resumen en la Tabla 6.

Tabla 6. Entornos de esfuerzos aplicados a la excavación en función de la profundidad y la relación de esfuerzos K.

Casos	Parámetros					
	H m	K	γ ton/m ³	σ_v MPa	σ_H MPa	σ_{max} MPa
1	600	1.5	2.78	16.36	24.54	57.27
2	900	1.5	2.78	24.54	36.82	85.91
3	1200	1.5	2.78	32.73	49.09	114.54
4	600	2.0	2.78	16.36	32.73	81.82
5	900	2.0	2.78	24.54	49.09	122.72
6	1200	2.0	2.78	32.73	65.45	163.63
7	600	2.5	2.78	16.36	40.91	106.36
8	900	2.5	2.78	24.54	61.36	159.54
9	1200	2.5	2.78	32.73	81.82	212.72



4.1.4 Matriz de simulación

Una vez definidas la geometría del modelo, los parámetros del macizo rocoso y la configuración del mallado, se procedió a la ejecución de las modelaciones numéricas en el software RS2. La Figura 12 presenta la matriz de simulación, estructurada en tres bloques principales: (i) casos asociados al criterio DISL, (ii) casos asociados al criterio de Hoek–Brown, y (iii) casos correspondientes al criterio DISL con incorporación de estructuras explícitas, representadas mediante familias de discontinuidades.

Esta organización permite visualizar de manera clara la lógica de combinaciones evaluadas y establecer una base consistente para el análisis comparativo. En total, se realizaron 459 simulaciones, incluyendo los casos base, los cuales corresponden a modelos preliminares destinados a dar cumplimiento al objetivo específico 1, enfocado en la comparación del comportamiento entre los criterios de falla Hoek–Brown y DISL.

Para el desarrollo del estudio, se definió un conjunto de parámetros representativos del macizo rocoso CMET, los cuales se mantuvieron constantes en todas las simulaciones. Las variables de análisis correspondieron a la profundidad, la relación de esfuerzos (K) y la condición estructural del macizo, a partir de las cuales se generaron distintas combinaciones de escenarios. Donde, fueron utilizadas las dos condiciones de nivel de calidad de macizo rocoso previamente definidos (GSI 70 y GSI 90), correspondientes a condiciones de buena y muy buena calidad geomecánica, respectivamente.

En una primera etapa, se realizaron 27 casos, de los cuales 18 corresponden a la aplicación del criterio Hoek–Brown y 9 utilizando el criterio DISL utilizados para su comparación con los criterios empíricos. Para el criterio DISL no se incorpora el parámetro GSI, dado que el enfoque se centra en el comportamiento de la roca intacta y en la evolución del daño inducido por el estado de esfuerzos.

Posteriormente, se desarrollaron 216 simulaciones para cada escenario de GSI, en las cuales se incorporó explícitamente la estructura del macizo. En este caso, el GSI se relaciona con el número de familias de discontinuidades consideradas: el escenario GSI 90 corresponde a una familia (F1), mientras que el escenario GSI 70 considera dos familias (F1 y F2). Adicionalmente, se varió el espaciamiento (S), la persistencia (L) y las propiedades resistentes de las discontinuidades, definidas mediante el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C).

La construcción de esta matriz de simulaciones permite una evaluación sistemática de los criterios de falla Hoek–Brown y DISL, así como de la influencia de la estructura en la respuesta resistente del macizo bajo distintas condiciones geomecánicas y de esfuerzo.

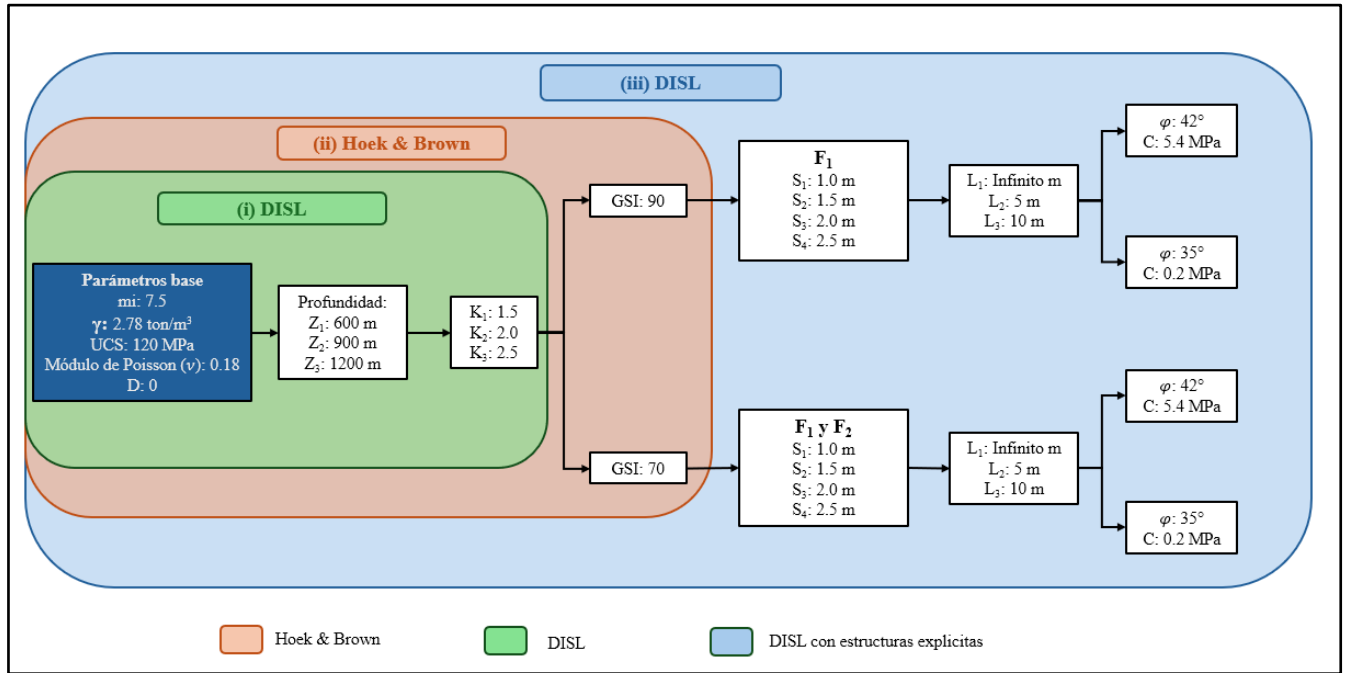


Figura 12. Matriz de simulaciones desarrolladas en el software RS2.

5. Resultados y análisis

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir de las modelaciones numéricas desarrolladas en RS2, considerando las distintas combinaciones de profundidad, relación de esfuerzos (K) y condición estructural del macizo rocoso. El análisis se centra en la caracterización del comportamiento del macizo frente a altos niveles de esfuerzo, mediante la evaluación de la profundidad de falla (R_f) y la extensión angular de la zona dañada (ϕ_b), parámetros que permiten describir la magnitud y distribución del daño inducido alrededor de la excavación.

La profundidad de falla (R_f) corresponde a la distancia radial máxima desde el contorno de la excavación hasta el límite externo de la zona plástica continua, considerando como criterio que dicha región se encuentre en condición de plasticidad total (100%), es decir, completamente plastificada en la sección analizada. Esta definición permite representar de manera conservadora la extensión del daño. Para efectos comparativos, los valores de R_f se normalizan respecto al radio de la excavación ($r = 2,5$ m), obteniendo el parámetro adimensional R_f/r (Ecuación (5)).

Por su parte, la extensión angular de la zona de falla (ϕ_b) corresponde al ángulo abarcado por la región plastificada en torno al perímetro de la excavación, permitiendo evaluar la distribución geométrica del daño. En conjunto, ambos parámetros permiten caracterizar no solo la magnitud, sino también la forma en que el daño se desarrolla alrededor de la excavación (Figura 13).

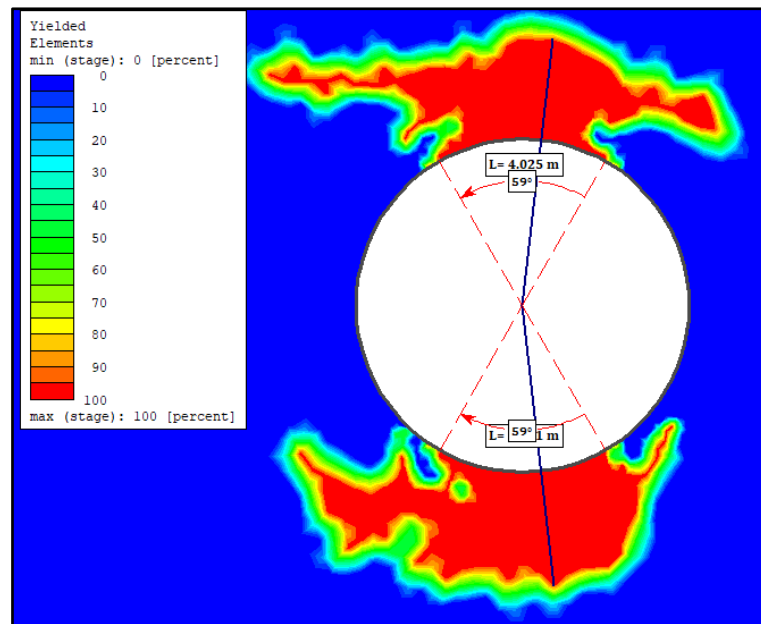


Figura 13. Ejemplo plastificación de la excavación.



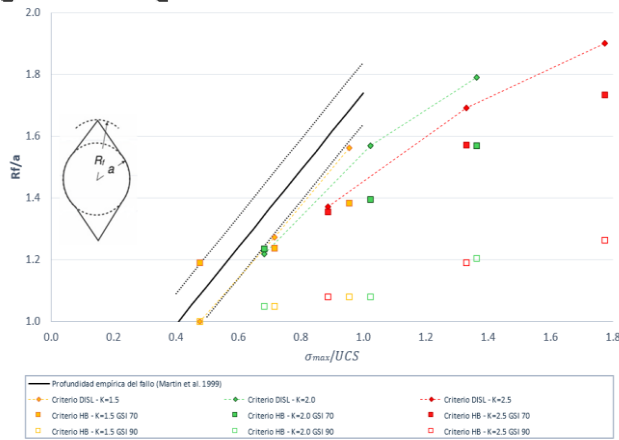
5.1. Evaluación comparativa de los criterios constitutivos y validación mediante relaciones empíricas.

Con el fin de dar cumplimiento al primer objetivo específico, se analizaron los resultados obtenidos para los veintisiete modelos preliminares, comparando las profundidades de falla y las tendencias determinadas numéricamente con las relaciones empíricas propuestas por Martin et al. (1999) y Diederichs (2018) los cuales permiten representar un respaldo principalmente para condiciones de bajo y moderado esfuerzos. Para ello, es que, se considerando valores de la relación de esfuerzos K iguales a 1.5, 2.0 y 2.5 tal como se presenta en la Figura 14.

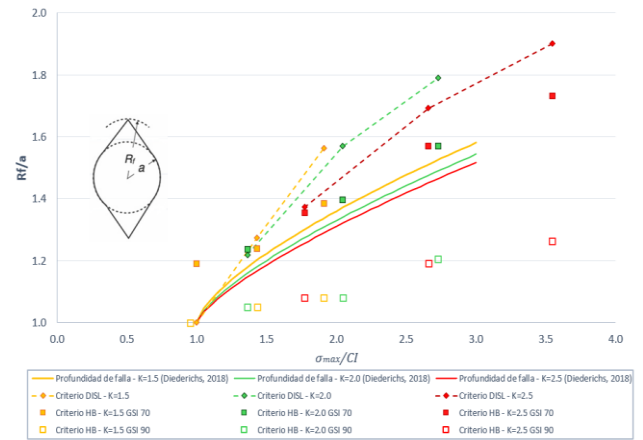
En relación con la propuesta de Martin (Figura 14a), se observa que los resultados numéricos se ubican mayoritariamente por debajo de la tendencia definida por la relación empírica, lo que indica que las profundidades de falla estimadas mediante modelación son, en general, menores que las previstas por dicho criterio. Esta diferencia sugiere que la expresión empírica tiende a entregar estimaciones conservadoras, particularmente a medida que aumenta la razón $\sigma_{\max}/UCS$. Asimismo, para valores superiores a 1, se aprecia una menor densidad de datos experimentales, por lo que, existe una incertidumbre producto de la limitada representatividad en condiciones de esfuerzos elevados.

Por otro lado, al comparar los resultados con las curvas propuestas por Diederichs (Figura 14b), se observa que los modelos asociados al criterio Hoek–Brown para $GSI = 70$, junto con los casos DISL, tienden a posicionarse por sobre las curvas empíricas, indicando una estimación de mayores profundidades de falla bajo estados tensionales elevados. En contraste, cuando el criterio Hoek-Brown se somete a condiciones con $GSI = 90$ se aprecia una subestimación de la profundidad de falla, reflejando una mayor capacidad del macizo rocoso para resistir el incremento del estado tensional y, consecuentemente, refleja una menor pérdida de confinamiento alrededor de la excavación.

En cuanto al criterio DISL, si bien los resultados no se ajustan estrictamente a las curvas empíricas, sí reproducen la tendencia general propuesta por Diederichs, en la cual el incremento de la relación de esfuerzos K se asocia a una disminución en los valores de profundidad de falla normalizada (R_f/r) para un mismo nivel de esfuerzo relativo. Esto evidencia que el modelo captura adecuadamente la influencia del estado tensional en la evolución del daño, aun cuando presenta diferencias en términos de magnitud respecto a las expresiones empíricas.



(a)



(b)

Figura 14. Validación de modelaciones numéricas mediante los criterios de falla Hoek–Brown (GSI 70 y 90) y DISL: (a) Comparación con la profundidad de falla empírica de Martin et al. 1999; (b) Comparación con la profundidad de falla empírica de Diederichs (2018).

Bajo esta misma tendencia, a través de la Figura 15 permite observar que el incremento simultáneo de la profundidad y de la relación de esfuerzos (K) produce un aumento progresivo de la profundidad de falla normalizada (R_f/r). Esto evidencia una relación clara entre la pérdida de confinamiento y la expansión de la zona plastificada alrededor de la excavación, y confirma la alta sensibilidad del sistema al estado de esfuerzos in situ.

No obstante, este comportamiento varía de forma importante según el criterio constitutivo utilizado. En el caso del criterio Hoek–Brown para GSI 90, la respuesta es notablemente restringida, caracterizada por variaciones mínimas en R_f/r cuando se somete en condiciones de bajo y altos niveles de esfuerzos. Este comportamiento sugiere que el criterio tiende a mantener una alta capacidad resistente en macizos de muy alta calidad, limitando la evolución de la plasticidad y, por ende, subestimando la progresión del daño generado por la redistribución de esfuerzos. En términos mecánicos, esto se traduce en una respuesta dominada por la resistencia intacta del macizo, con baja degradación estructural efectiva.

En cambio, el criterio DISL presenta una respuesta mucho más sensible al aumento del estado tensional. Se aprecia una transición más progresiva, que va desde un daño bajo hacia una expansión sostenida de la zona plastificada. Este comportamiento evidencia una mejor capacidad del modelo para capturar la evolución del daño asociado a la pérdida de confinamiento, especialmente en condiciones de altos esfuerzos, donde la degradación progresiva de la resistencia juega un papel fundamental.

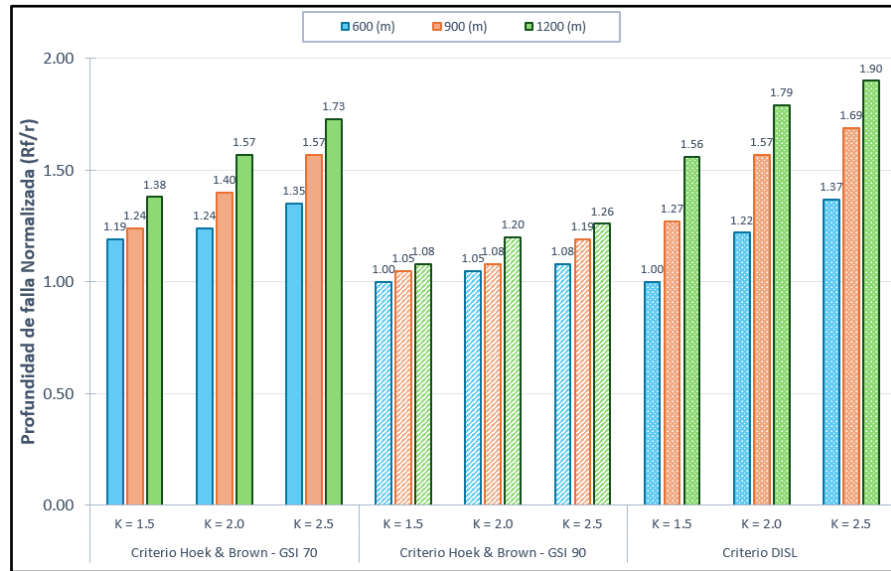


Figura 15. Profundidad de falla normalizada (R_f/r) alrededor del túnel, agrupada según el criterio de falla en función de los distintos escenarios de variación de la relación de esfuerzos K y la profundidad del macizo rocoso.

5.2. Influencia de estructuras en la respuesta del macizo rocoso bajo condiciones de alto esfuerzo para GSI 70.

Para evaluar el comportamiento del macizo rocoso en condiciones más representativas de la realidad, se incorporaron explícitamente dos familias de discontinuidades (F1 y F2) en las simulaciones numéricas mediante el criterio DISL. Esta aproximación se justifica porque los macizos rocosos naturales suelen presentar múltiples familias de discontinuidades, y porque un valor de $GSI = 70$ se asocia típicamente a una calidad de macizo buena pero moderadamente fracturada, donde el rol de las estructuras adquiere mayor importancia en comparación con macizos de muy alta calidad.

A partir de esta configuración se realizaron 216 simulaciones adicionales, considerando todas las combinaciones de profundidad, relación de esfuerzos (K) y orientaciones de las discontinuidades definidas en la matriz de modelaciones.

En términos generales, la Figura 16 muestra que la incorporación de dos familias de discontinuidades genera una respuesta mecánica claramente distinta a la observada en los modelos analizados en el inciso anterior. Esta diferencia se acentúa de manera progresiva conforme aumentan las condiciones de esfuerzo, lo que evidencia que la presencia de estructuras incrementa significativamente la sensibilidad del macizo rocoso frente a estados tensionales elevados. En particular, se observa una mayor extensión de la zona plastificada y una propagación más rápida del daño en comparación con el caso de medio continuo.

En la Figura 16a se observa que, para una relación de esfuerzos $K = 1.5$, los resultados obtenidos con el criterio DISL se sitúan inicialmente dentro del rango definido por la relación empírica de Martin et al.



(1999). En particular, en entornos de bajos esfuerzos los resultados no tienden a alejarse progresivamente, sino que comienzan a acercarse a los valores del criterio Hoek-Brown. Sin embargo, al alcanzar estados tensionales más extremos, donde el respaldo empírico es limitado comienza a observarse una mayor dispersión en la respuesta.

Respecto a la propuesta empírica de Diederichs (2018) (Figura 16b), al ajustar curvas de tendencia potencial se aprecia que bajo estas condiciones el criterio DISL comienza a perder representatividad, mostrando una baja consistencia con el comportamiento empírico. Esto es particularmente notorio en la zona de altos esfuerzos ($\sigma_{\max}/CI > 2,5$), donde aumenta considerablemente la dispersión de los resultados.

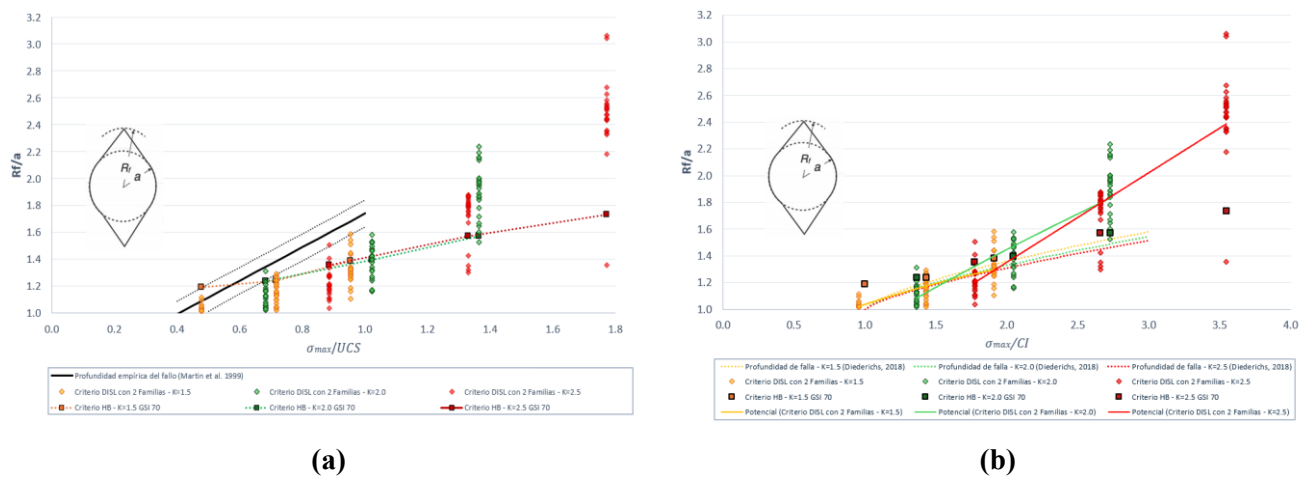


Figura 16. Comparación de resultados obtenidos con Hoek–Brown (GSI 70) y DISL con dos familias de discontinuidades frente a profundidades de falla empíricas: (a) Martin et al. (1999); (b) Diederichs (2018).

Esta diferencia se vuelve aún más evidente al clasificar los resultados según niveles de daño. Para ello, se definió una clasificación basada en rangos de profundidad de falla normalizada (Rf/r) y de extensión angular de la zona de falla (ϕb), con el fin de interpretar de manera más clara el grado de afectación del macizo rocoso (ver Tabla 7).

Tabla 7. Niveles de daño según profundidad de falla normalizada y extensión de falla angular.

Nivel de daño	Rango para Rf/r	Rango para extensión falla angular
Bajo	1.0 – 1.4	0° - 30°
Moderado	1.4 – 1.8	30° - 90°
Alto	1.8 – 2.5	90° - 150°
Extremo	> 2.5	150° - 180°

Utilizando la clasificación de nivel de daño, se observa que, en términos de profundidad de falla normalizada (Rf/r) (Figura 17), ambos criterios presentan una evolución hacia niveles de daño mayores a medida que



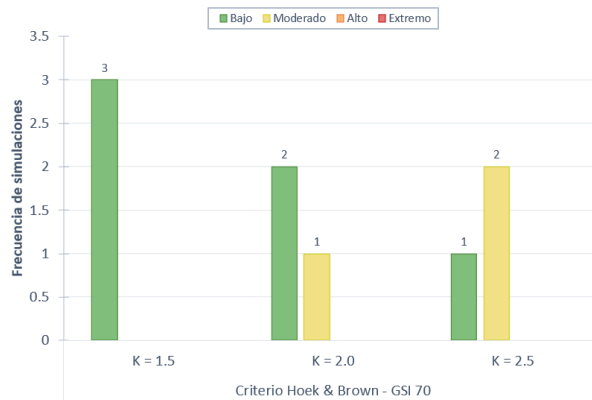
aumenta la relación de esfuerzos K . Sin embargo, la forma en que esta transición se desarrolla difiere entre ambos enfoques.

Para $K = 1.5$, tanto Hoek–Brown como DISL concentran la mayor parte de sus resultados en la categoría de daño bajo, evidenciando un comportamiento similar bajo condiciones tensionales menos severas. No obstante, al incrementar la relación de esfuerzos a $K = 2.0$, comienzan a observarse diferencias entre ambos criterios. Mientras Hoek–Brown mantiene sus resultados distribuidos únicamente entre las categorías de daño bajo y moderado, el criterio DISL incorpora además resultados asociados a daño alto. Esta diferencia se acentúa para $K = 2.5$, donde Hoek–Brown continúa concentrando la totalidad de los resultados en categorías de daño bajo y moderado, mientras que DISL distribuye los resultados a lo largo de todas las categorías de daño, incluyendo niveles altos y extremos.

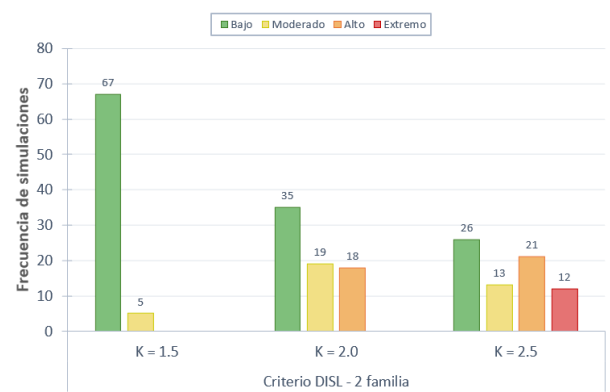
Pese a esta evolución más marcada, la distribución obtenida mediante DISL se concentra la mayor parte de los resultados en niveles de daño bajo y moderado para todos los escenarios analizados. Esto indica que, aunque el criterio amplía progresivamente el rango de niveles de daño representados a medida que aumenta el estado tensional, la respuesta predominante continúa asociada a categorías de daño menos severas. En consecuencia, ambos criterios muestran distribuciones de daño diferentes frente al incremento de la relación de esfuerzos, particularmente bajo condiciones de altos esfuerzos, donde DISL presenta una distribución más amplia de los niveles de daño en comparación con Hoek–Brown.

Ahora bien, al analizar la extensión angular de la zona de falla (ϕ_b) (Figura 18), se observan diferencias aún más marcadas entre ambos criterios. Mientras Hoek–Brown concentra la mayor parte de sus resultados en categorías de daño extremo para todos los escenarios evaluados, DISL presenta una distribución más progresiva de los niveles de daño conforme aumenta la relación de esfuerzos K . Para $K = 1.5$ predominan los niveles de daño bajo y moderado, mientras que para $K = 2.0$ y $K = 2.5$ comienzan a aparecer categorías de daño alto y extremo.

Sin embargo, al revisar la extensión angular de la zona de falla se observa un comportamiento similar al de la profundidad normalizada. Aunque con el criterio DISL la mayoría de los resultados siguen concentrándose en niveles de daño bajo y moderado, incluso bajo las condiciones de esfuerzo más altas, la distribución es claramente distinta a la del criterio Hoek–Brown. Mientras que este último tiende a concentrar gran parte de sus casos en niveles extremos de daño angular, el DISL muestra una transición más gradual entre las categorías, con una distribución más repartida a lo largo de los diferentes niveles de daño.



(a)

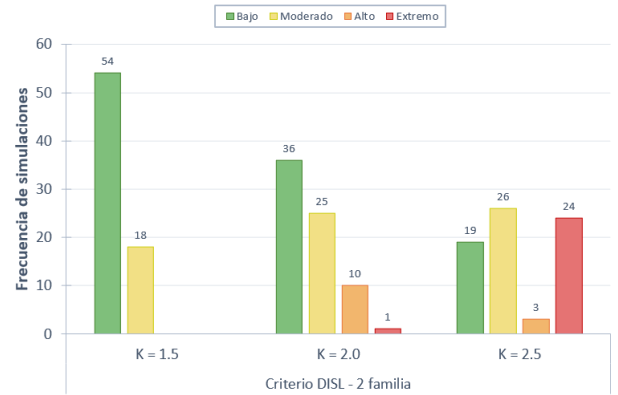


(b)

Figura 17. Clasificación del nivel de daño basada en la profundidad de falla (R_f/r): (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 70); (b) resultados con criterio DISL incorporando dos familias de discontinuidades.



(a)



(b)

Figura 18. Clasificación del nivel de daño basada en la extensión de falla angular: (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 70); (b) resultados con criterio DISL incorporando dos familias de discontinuidades.

5.3. Influencia de estructuras en la respuesta del macizo rocoso bajo condiciones de alto esfuerzo para GSI 90.

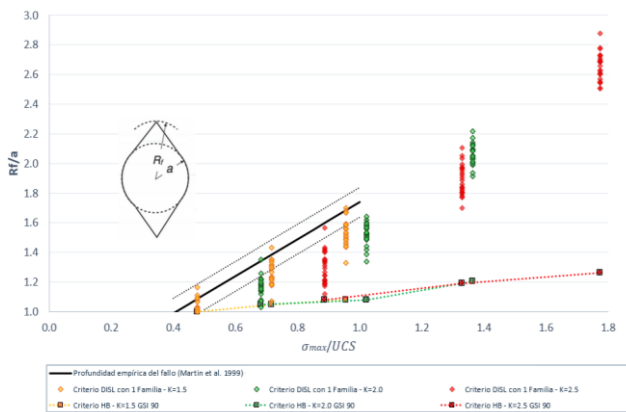
Mientras el escenario con dos familias de discontinuidades representa una condición con mayor influencia estructural, la incorporación de una única familia (F1) permite analizar una configuración intermedia entre el comportamiento del medio continuo y un macizo con una red estructural más desarrollada. De esta manera, es posible evaluar cómo la cantidad de discontinuidades influye en la distribución de la profundidad de falla y de la extensión angular del daño.



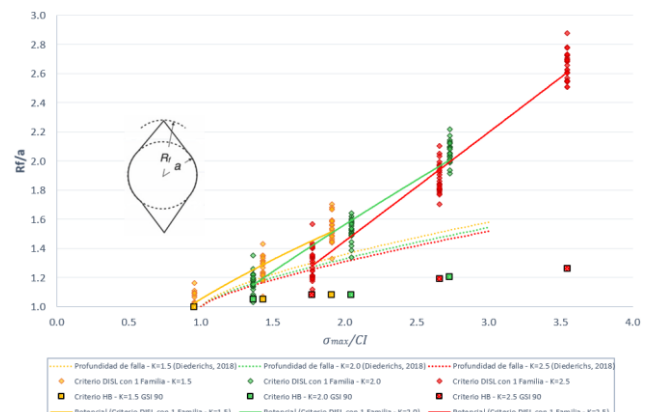
A partir de esta configuración y del desarrollo de las 216 simulaciones adicionales, considerando todas las combinaciones definidas para las condiciones tensionales y parámetros estructurales. En términos generales, la Figura 19 muestra que la incorporación explícita de una familia de discontinuidades mediante el criterio DISL genera una distribución de resultados diferente a la obtenida con Hoek-Brown para $GSI = 90$. Estas diferencias se hacen más evidentes conforme aumenta la relación de esfuerzos K .

En particular, la Figura 19a muestra que, para $K = 1.5$, el comportamiento difiere de lo observado previamente con dos familias de discontinuidades, ya que los resultados obtenidos mediante DISL tienden a alejarse de los valores obtenidos con Hoek-Brown. Esta tendencia toma mayor relevancia al aumentar la relación de esfuerzos y avanzar hacia condiciones donde el respaldo empírico disponible es más limitado. En estos escenarios, los resultados presentan una distribución más concentrada y alcanzan mayores valores de profundidad de falla normalizada respecto a los casos analizados anteriormente. Este comportamiento resulta especialmente evidente para $K = 2.5$, donde las diferencias respecto al medio continuo y a los resultados obtenidos mediante Hoek-Brown son más marcadas.

Por su parte, la Figura 19b muestra que los resultados obtenidos mediante DISL conservan el orden relativo asociado a la relación de esfuerzos K propuestos por Diederichs (2018). Al ajustar una curva de tendencia potencial, se observa que la profundidad de falla continúa aumentando con el incremento del estado tensional, aunque con una curvatura menos pronunciada que la observada en el escenario sin estructuras. En términos generales, los resultados presentan una distribución relativamente concentrada y mantienen el comportamiento esperado para un macizo de muy buena calidad geomecánica ($GSI = 90$), donde la respuesta continúa estando dominada principalmente por mecanismos de falla frágil.



(a)



(b)

Figura 19. Comparación de resultados obtenidos con Hoek-Brown ($GSI = 90$) y DISL con una familia de discontinuidades frente a profundidades de falla empíricas: (a) Martin et al. (1999); (b) Diederichs (2018).



Utilizando los rangos de clasificación definidos previamente, se analiza la respuesta del macizo rocoso en función de la profundidad de falla normalizada (Figura 20), observándose diferencias relevantes entre ambos criterios de falla. Para $K = 1.5$, el modelo DISL con incorporación explícita de una familia de discontinuidades concentra la mayor parte de sus resultados en categorías de daño bajo y moderado, mientras que el criterio Hoek–Brown mantiene la totalidad de los casos dentro de la categoría de daño bajo.

A medida que aumenta la relación de esfuerzos, comienzan a observarse diferencias significativas en la distribución de los niveles de daño. Mientras Hoek–Brown mantiene sus resultados concentrados en la categoría de daño bajo para todos los escenarios analizados, el criterio DISL incorpora progresivamente categorías de daño más elevadas. Para $K = 2.0$, la distribución de resultados se reparte de manera relativamente equilibrada entre los niveles de daño bajo, moderado y alto, evidenciando una transición respecto al comportamiento observado para menores condiciones de esfuerzo. Posteriormente, para $K = 2.5$, la distribución se desplaza hacia categorías de daño más severas, concentrando una mayor proporción de resultados en niveles de daño alto y extremo.

De esta forma, ambos criterios presentan patrones de distribución claramente diferentes frente al incremento de la relación de esfuerzos. Mientras Hoek–Brown mantiene una respuesta prácticamente invariable dominada por niveles de daño bajo, el criterio DISL muestra una transición progresiva hacia categorías de daño más elevadas conforme aumentan las condiciones tensionales, abarcando la totalidad de los niveles de daño definidos en la clasificación.

Por otra parte, al incorporar al análisis la extensión angular de la zona de falla (Figura 21), se observa que ambos criterios presentan una evolución similar frente al incremento de la relación de esfuerzos, aumentando progresivamente los niveles de daño a medida que las condiciones tensionales se vuelven más severas. Para $K = 1.5$, tanto Hoek–Brown como DISL concentran sus resultados principalmente en categorías de daño bajo y moderado, evidenciando un comportamiento comparable bajo condiciones de menor exigencia tensional.

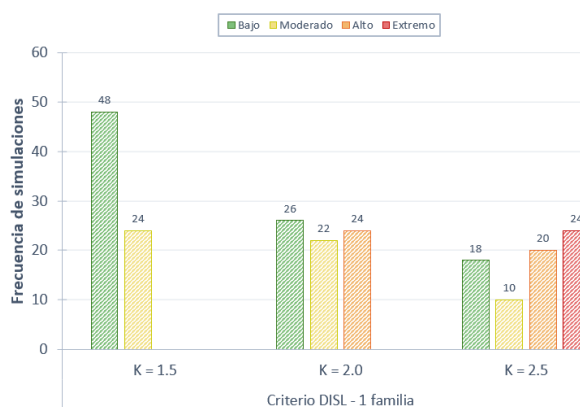
Sin embargo, conforme aumenta la relación de esfuerzos, comienzan a observarse diferencias en la magnitud de esta transición. Mientras Hoek–Brown mantiene sus resultados distribuidos principalmente entre categorías de daño bajo, moderado y alto, el criterio DISL incorpora progresivamente niveles de daño más severos, ya que cuando nos posicionamos en un $K = 2.0$ predominan las categorías de daño moderado, aunque ya aparecen resultados asociados a daño alto y extremo. Posteriormente, para $K = 2.5$, la distribución se desplaza hacia categorías de mayor severidad, concentrando una proporción importante de los resultados en niveles de daño alto y extremo.



En este sentido, aunque ambos criterios reflejan una evolución general consistente con el incremento del estado tensional, la distribución obtenida mediante DISL presenta una transición más marcada hacia categorías de daño elevadas. Por el contrario, Hoek–Brown mantiene una distribución más acotada, con una menor presencia de niveles severos de daño angular incluso bajo las condiciones de esfuerzo más altas.



(a)

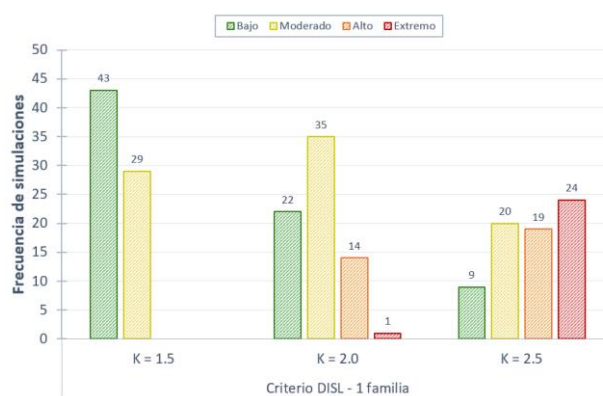


(b)

Figura 20. Clasificación del nivel de daño basada en la profundidad de falla (R_f/r): (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 90); (b) resultados con criterio DISL incorporando una familia de discontinuidades.



(a)



(b)

Figura 21. Clasificación del nivel de daño basada en la extensión de falla angular: (a) resultados con criterio Hoek–Brown (GSI 90); (b) resultados con criterio DISL incorporando una familia de discontinuidades.



6. Discusión

A partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo, la comparación entre las modelaciones numéricas y las relaciones empíricas propuestas por Martin et al. (1999) y Diederichs (2018) permite evaluar la coherencia general de los criterios constitutivos utilizados para representar el daño inducido por esfuerzos alrededor de las excavaciones. En términos generales, los resultados muestran una tendencia consistente con los mecanismos de falla descritos en la literatura, evidenciando un aumento progresivo de la profundidad de falla a medida que se incrementan la profundidad de excavación y la relación de esfuerzos in situ.

Respecto a la validación mediante la propuesta de Martin et al. (1999), la mayoría de los resultados se ubican bajo la tendencia empírica definida para la profundidad de falla, posicionándose principalmente dentro de rangos asociados a *spalling* menor y sobreexcavación moderada. Este comportamiento resulta coherente con las condiciones de menor exigencia tensional evaluadas, particularmente en los modelos desarrollados mediante Hoek–Brown con $GSI = 90$ y en los escenarios DISL sin incorporación de discontinuidades para $K = 1.5$, donde no se observa un desarrollo significativo de plasticidad alrededor de la excavación.

Por otra parte, la comparación con las relaciones empíricas propuestas por Diederichs (2018) evidencia una tendencia general a sobreestimar la profundidad de falla respecto a las curvas de referencia. Esta diferencia puede atribuirse a la elevada sensibilidad que presenta el enfoque DISL frente a la definición de parámetros de entrada, característica previamente identificada por De Alba et al. (2025). En este contexto, las diferencias observadas pueden estar asociadas a las discrepancias existentes entre las condiciones consideradas en las modelaciones empíricas y los supuestos adoptados en el presente estudio para la caracterización geomecánica del macizo rocoso CMET (Tabla 4).

Asimismo, con el propósito de validar lo expuesto por De Alba et al. (2025), se consideraron distintos casos y estudios documentados relacionados con fenómenos de sobreexcavación y sobreesfuerzos, utilizando rangos de parámetros geomecánicos comparables a los empleados en el presente estudio (Tabla 8). Este análisis permite evaluar la coherencia de las tendencias observadas en la modelación numérica respecto a escenarios previamente reportados en la literatura especializada.

Los antecedentes reportados por Delonca et al. (2023), De Alba et al. (2025) y Orellana Rodríguez (2022) muestran tendencias consistentes con los resultados obtenidos, indicando que el incremento del estado tensional y de la profundidad de excavación favorecen una mayor propagación del daño alrededor de la excavación. No obstante, se observó que el incremento de la resistencia del macizo rocoso (UCS) tiende a reducir y limitar la extensión de las zonas plastificadas, debido a una mayor capacidad del material para



resistir la redistribución de esfuerzos inducida por la excavación. Este comportamiento resulta mecánicamente consistente y permite otorgar respaldo conceptual a las tendencias observadas en las modelaciones numéricas.

Tabla 8. *Parámetros geomecánicos reportados en estudios de referencia utilizados para la definición de condiciones representativas de análisis.*

Parámetros	Delonca et al. (2023)	De Alba et al. (2025) – Túnel MBE	Orellana Rodríguez (2022)
Radio excavación m	2.5	2.75	2.5
Profundidad m	1000 – 2000	420	1500
UCS MPa	120 – 320	230	195
Módulo de Young (E) GPa	40 – 50	65	65
Peso específico (γ) ton/m ³	2.70	2.70	2.60 – 2.85
mi	25	30	25
GSI	55 – 95	80 – 90	68 – 78

Sin embargo, la incorporación explícita de estructuras genera un cambio significativo en la respuesta del macizo rocoso, debido a que el comportamiento deja de estar controlado únicamente por el estado tensional y pasa a depender también de la geometría y propiedades mecánicas de las discontinuidades.

A diferencia de los modelos de medio continuo, donde la respuesta mecánica se encuentra controlada principalmente por la redistribución de esfuerzos, la presencia de estructuras introduce mecanismos adicionales de pérdida de confinamiento y genera trayectorias preferenciales para la propagación del daño. Como consecuencia, la profundidad de falla y la extensión angular de la zona dañada pasan a depender no solo del estado tensional, sino también de la geometría y propiedades mecánicas de las discontinuidades presentes en el macizo.

Los resultados muestran que este efecto no es uniforme para todas las condiciones geomecánicas evaluadas. En el caso de GSI = 90, donde se incorporó una única familia de discontinuidades, la respuesta del macizo continúa estando dominada principalmente por mecanismos de daño inducidos por esfuerzos. Bajo estas condiciones, los resultados obtenidos mediante DISL conservan las tendencias generales observadas en los modelos de medio continuo, manteniendo una evolución progresiva de la profundidad de falla conforme aumenta la relación de esfuerzos. Esto sugiere que, pese a la incorporación de estructuras, el comportamiento continúa controlado principalmente por la resistencia de la roca intacta y por los procesos de daño frágil asociados a altos esfuerzos.

Por el contrario, para GSI = 70, donde se incorporaron dos familias de discontinuidades, se observa un cambio importante en el mecanismo dominante de falla. En este escenario, la respuesta mecánica deja de estar controlada exclusivamente por la propagación de daño inducido por esfuerzos y pasa a depender



progresivamente de la interacción estructural entre las discontinuidades. Como consecuencia, los resultados obtenidos mediante DISL comienzan a presentar desviaciones respecto a las tendencias empíricas propuestas por Diederichs (2018), particularmente bajo condiciones de altos esfuerzos.

Este comportamiento sugiere que la representatividad del criterio DISL disminuye a medida que aumenta la complejidad estructural del macizo rocoso. Si bien el criterio fue desarrollado para representar mecanismos de daño frágil asociados a macizos de alta calidad geomecánica, su capacidad predictiva se reduce cuando la respuesta mecánica comienza a estar gobernada principalmente por la geometría, persistencia e interacción de las discontinuidades. Esta observación resulta consistente con lo planteado por Diederichs (2007), quien señala que, conforme aumenta el grado de fracturamiento del macizo, los mecanismos de falla pasan a depender progresivamente del control estructural ejercido por las discontinuidades.

Por su parte, el criterio Hoek–Brown presenta un comportamiento diferente frente a estas condiciones. Mientras que en macizos masivos tiende a subestimar la propagación del daño al no representar explícitamente mecanismos de fracturamiento frágil, en escenarios donde existe una mayor influencia estructural su respuesta resulta relativamente más consistente con mecanismos de falla dominados por corte y deslizamiento a lo largo de discontinuidades. Esto permite explicar por qué, para determinadas configuraciones asociadas a $GSI = 70$, las diferencias entre ambos criterios tienden a reducirse respecto de aquellas observadas en macizos de muy buena calidad geomecánica.

Finalmente, al establecer un análisis de sensibilidad de los parámetros estructurales evidencia que la influencia de las discontinuidades sobre la respuesta del macizo rocoso depende directamente del nivel de esfuerzos al que se encuentra sometida la excavación. En condiciones de bajo esfuerzo, las diferencias asociadas a la geometría y resistencia de las estructuras resultan poco significativas, ya que la respuesta mecánica continúa estando dominada principalmente por las propiedades resistentes del macizo rocoso. Sin embargo, a medida que aumenta la relación de esfuerzos y la profundidad, las discontinuidades comienzan a controlar progresivamente los mecanismos de deformación y falla, incrementando su influencia sobre la propagación del daño.

En este contexto, la resistencia de las discontinuidades, definida mediante el ángulo de fricción y la cohesión, constituye uno de los factores con mayor incidencia en la magnitud del daño desarrollado. Los resultados muestran que el conjunto estructural P2 ($\varphi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa) tiende a desarrollar mayores profundidades de falla y una mayor dispersión en los resultados en comparación con el conjunto P1 ($\varphi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa), evidenciando una respuesta más inestable del macizo. Este comportamiento indica una menor capacidad de las discontinuidades para resistir el desplazamiento relativo de bloques y la



redistribución de esfuerzos inducida por la excavación, favoreciendo la pérdida de confinamiento y la propagación del daño hacia el interior del macizo.

De manera similar, el espaciamiento entre discontinuidades adquiere relevancia principalmente bajo condiciones de altos esfuerzos, donde mayores espaciamientos (2.0 – 2.5 m) se asocian a incrementos en la profundidad de falla, especialmente en los escenarios asociados a GSI 70. Este comportamiento sugiere que una mayor separación entre estructuras limita la capacidad del macizo para disipar y redistribuir localmente las concentraciones de esfuerzo, favoreciendo el desarrollo de zonas de daño más extensas alrededor de la excavación.

Por otra parte, el largo de las discontinuidades (5 m, 10 m e infinito), presenta una influencia secundaria bajo condiciones de bajos esfuerzos; sin embargo, su efecto se vuelve más evidente a medida que aumenta la exigencia tensional. Para relaciones de esfuerzos elevadas ($K = 2,5$) y profundidades comprendidas entre 900 y 1200 m, las discontinuidades de longitud finita (5 m y 10 m) muestran una mayor tendencia a concentrar y propagar el daño en comparación con los casos de medio continuo representados mediante Hoek–Brown. Esto evidencia que la incorporación explícita de la geometría estructural permite capturar mecanismos de interacción bloque-estructura que no pueden ser representados mediante enfoques constitutivos equivalentes.



7. Conclusiones

El presente estudio permitió analizar y evaluar, mediante modelamiento numérico, la influencia de incorporar estructuras en el comportamiento y la resistencia del macizo rocoso en entornos de altos esfuerzos y roca frágil utilizando los criterios constitutivos Hoek & Brown y DISL.

En una primera etapa, la comparación de los resultados numéricos con las relaciones empíricas propuestas por Martin et al. (1999) y Diederichs (2018) permitió verificar la coherencia general de las modelaciones desarrolladas. Los resultados obtenidos reprodujeron adecuadamente las tendencias observadas en la literatura especializada, evidenciando que el incremento del estado tensional genera un aumento progresivo de la profundidad de falla alrededor de la excavación. Si bien se observaron diferencias en magnitud respecto a algunas relaciones empíricas, particularmente para el criterio DISL, las tendencias generales resultaron consistentes con los mecanismos de daño reportados para excavaciones profundas en roca dura.

Respecto al comportamiento de los criterios constitutivos, se observó que bajo condiciones de bajos a moderados esfuerzos ambos enfoques presentan respuestas similares, tanto en términos de profundidad de falla normalizada (R_f/r) como de extensión angular de la zona dañada (ϕ_b). En estos escenarios, las diferencias entre criterios son reducidas y ambos representan adecuadamente la respuesta mecánica del macizo rocoso.

Sin embargo, a medida que aumenta la profundidad y la relación de esfuerzos, comienzan a manifestarse diferencias significativas entre ambos enfoques. Para macizos de muy buena calidad geomecánica ($GSI = 90$), el criterio Hoek–Brown tiende a restringir el desarrollo de la plasticidad y a mantener profundidades de falla relativamente bajas incluso bajo estados tensionales elevados, evidenciando una menor sensibilidad frente a la pérdida de confinamiento. En contraste, el criterio DISL muestra una evolución progresiva de la profundidad de falla y de la extensión angular del daño, representando de manera más consistente los mecanismos asociados al fracturamiento frágil y al desarrollo progresivo de zonas dañadas alrededor de la excavación.

La incorporación explícita de discontinuidades permitió identificar que la respuesta del macizo rocoso no depende únicamente del estado tensional, sino también de la complejidad estructural del medio. En los escenarios asociados a $GSI = 70$, donde se incorporaron dos familias de discontinuidades, la profundidad de falla y la distribución angular del daño presentaron una mayor dispersión y sensibilidad frente a las propiedades estructurales. Bajo estas condiciones, el comportamiento comenzó a estar controlado progresivamente por la interacción entre discontinuidades, modificando los mecanismos de falla observados en los modelos de medio continuo.



Los resultados obtenidos indican que la capacidad predictiva del criterio DISL disminuye a medida que aumenta la complejidad estructural del macizo rocoso. Aunque el criterio representa adecuadamente la propagación del daño frágil en macizos masivos sometidos a altos esfuerzos, su desempeño se reduce cuando la respuesta mecánica pasa a estar dominada por mecanismos estructurales asociados a la geometría, persistencia e interacción de las discontinuidades. En este sentido, los resultados sugieren que la aplicabilidad práctica del criterio depende tanto del nivel de esfuerzos como del grado de control estructural presente en el macizo.

En términos generales, se concluye que el criterio Hoek–Brown presenta una mejor representatividad en escenarios de bajos a moderados esfuerzos y en condiciones donde predominan mecanismos de falla asociados principalmente al corte. Por otra parte, el criterio DISL resulta más apropiado para representar macizos de alta calidad geomecánica sometidos a altos esfuerzos, donde predominan procesos de fracturamiento frágil y propagación progresiva del daño. No obstante, cuando aumenta la complejidad estructural del macizo, la representación explícita de las discontinuidades adquiere un rol fundamental para describir adecuadamente la respuesta mecánica del medio.



8. Recomendaciones

En primera instancia se recomienda ampliar futuras investigaciones hacia condiciones de esfuerzos superiores a las evaluadas en el presente estudio, con el propósito de profundizar la comprensión de los mecanismos de daño que gobiernan el comportamiento de excavaciones profundas sometidas a estados tensionales extremos. Respecto a lo anterior, resulta necesario extender las bases de comparación empíricas utilizadas para la validación de la profundidad de falla, incorporando antecedentes experimentales, observacionales o numéricos validados asociados a entornos de altos esfuerzos permitiendo reducir la incertidumbre existente en la interpretación del comportamiento del macizo rocoso bajo condiciones extremas y fortalecer la validación de los criterios constitutivos.

Asimismo, se recomienda incorporar configuraciones estructurales de mayor complejidad, considerando un mayor número de familias de discontinuidades y una representación más detallada de sus propiedades geométricas y mecánicas. Esto permitiría profundizar el análisis de la transición entre mecanismos de falla dominados por la redistribución de esfuerzos y aquellos controlados principalmente por la interacción estructural de las discontinuidades, contribuyendo a mejorar la representatividad de las modelaciones geomecánicas en macizos rocosos naturalmente fracturados.

Finalmente, respecto al uso del software RS2 en futuras investigaciones, se recomienda evaluar de manera sistemática la influencia de la tolerancia numérica sobre la estabilidad y convergencia de los modelos. Esta recomendación se fundamenta en que, durante el desarrollo del presente estudio, un total de 87 casos (Figura 22, Anexo 10.1), requirieron ajustes de dicho parámetro para alcanzar la convergencia numérica. En consecuencia, resulta pertinente analizar la sensibilidad de los resultados frente a estas modificaciones, con el fin de cuantificar su efecto sobre la confiabilidad y representatividad de las respuestas obtenidas mediante modelación numérica.



9. Referencias

- Ranjith, P. G., Zhao, J., Ju, M., De Silva, R. V., Rathnaweera, T. D., & Bandara, A. K. (2017). Opportunities and Challenges in Deep Mining: A Brief Review. *Engineering*, 3(4), 546-551. <https://doi.org/10.1016/j.eng.2017.04.024>
- Kaiser, P. K., & Cai, M. (2012). Design of rock support system under rockburst condition. *Journal Of Rock Mechanics And Geotechnical Engineering*, 4(3), 215-227. <https://doi.org/10.3724/sp.j.1235.2012.00215>
- Elberg, M., Vivas, J., Fernández, V., Sosa, G., & González, L. (2011). Análisis numérico de las discontinuidades del macizo rocoso de la autopista Rafael Caldera en Venezuela. *Ciencia e Ingeniería*, 32(2), 67-72.
- Renani, H. R., & Cai, M. (2021d). Forty-Year Review of the Hoek–Brown Failure Criterion for Jointed Rock Masses. *Rock Mechanics And Rock Engineering*, 55(1), 439-461. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02661-2>
- S. Diederichs, M. (2003). Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada*.
- S. Diederichs, M. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic Interpretation and Practical Application of Damage and Spalling Prediction Criteria for Deep Tunnelling.
- S. Diederichs, M. (2018). Early assessment of dynamic rupture hazard for rockburst risk management in deep tunnel projects. *Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, Canada*.
- Kim, B. H., Cai, M., Kaiser, P. K., & Yang, H. S. (2006). Estimation of Block Sizes for Rock Masses with Non-persistent Joints. *Rock Mechanics And Rock Engineering*, 40(2), 169-192. <https://doi.org/10.1007/s00603-006-0093-8>
- Xie, X., Li, J., Zou, Y., Li, X., & Zhao, J. (2024b). Preliminary Research on Dynamic Hoek–Brown Strength Criterion for Rock Mass. *Rock Mechanics And Rock Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s00603-024-04160-6>
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. *Proceedings of the 47th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association. <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/2013-Quantification-of-the-GSI-Chart.pdf>



- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 3–19. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00025-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00025-X)
- Eduardo, R. G. C. (2018b). *Efecto de la constructibilidad en minería subterránea bajo condición de altos esfuerzos Caso Proyecto Andes Norte-Nuevo Nivel Mina*. <https://repositorio.udec.cl/items/6046a631-419b-436b-8694-a0780fbe43c2>
- Brady, B. H. G., & Brown, E. (2005). Rock Mechanics for underground mining: Third edition. En Rock Mechanics for underground mining: Third edition (p. 628). <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-2116-9>
- Landeros, P. (2022). Geomechanical risk management and control at Andes Norte project - El Teniente mine. In Proceedings of the Caving Conference. Australian Centre for Geomechanics. https://papers.acg.uwa.edu.au/d/2205_0.003_Landeros/0.003_Landeros.pdf
- Vergara Araya, R. M. (2006). Análisis de la resistencia y la estabilidad de pilares de la mina Diablo Regimiento, yacimiento El Teniente [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102858>
- Karzulovic, A. (2006). *Estudio geomecánico del Complejo Máfico El Teniente (CMET) en el sector Esmeralda de la mina El Teniente*. División El Teniente, CODELCO-Chile. Documento interno de geomecánica
- Cancino, C., Álvarez, C., & Jara, R. (2024, September). Subsidence analysis of the SW Sector at El Teniente mine. In Proceedings of the 9th International Conference and Exhibition on Mass Mining (MassMin 2024), Kiruna, Sweden. https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2435_Q-02
- Delonca, A., Gonzalez, F., Mendoza, V., & Ceron, A. (2023). Influence of Preconditioning and Tunnel Support on Strain Burst Potential. *Applied Sciences*, 13(13), 7419. <https://doi.org/10.3390/app13137419>
- De Alba, L. G., Corkum, A., Bahrani, N., & Ivars, D. M. (2025). A sensitivity study and robustness evaluation of the CWFS and DISL approaches for brittle failure continuum modelling around underground excavations. *Tunnelling And Underground Space Technology*, 161, 106523. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2025.106523>
- Orellana Rodríguez, B. (2022). *Análisis de sensibilidad de parámetros geométricos en la evaluación de estallidos de rocas en un túnel profundo por medio del software RS3*, [Memoria de título, Universidad Técnica Federico Santa María]. <https://doi.org/10.71700/dspace-memorias/196>



10. Anexos

10.1. Análisis de la variación del número de simulaciones convergentes según el valor de tolerancia numérica

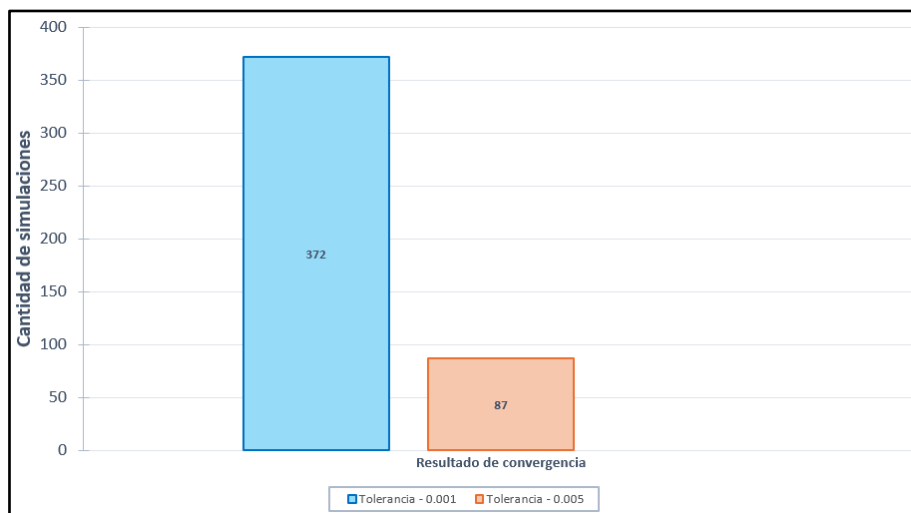


Figura 22. Cantidad de simulaciones convergentes según el valor de tolerancia numérica utilizado (0.001 y 0.005).

10.2. Resultados modelaciones con criterio de falla Hoek & Brown para GSI 70 y GSI 90.

Tabla 9. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio Hoek–Brown para distintos niveles de esfuerzo (K) y profundidades, considerando GSI 70 y GSI 90.

GSI	Profundidad m	K	Rf	Rf/r	Φ_b°
70	600	1.50	2.98	1.19	140
		2.00	3.09	1.24	153
		2.50	3.39	1.35	180
	900	1.50	3.10	1.24	180
		2.00	3.49	1.40	180
		2.50	3.93	1.57	180
	1200	1.50	3.46	1.38	180
		2.00	3.93	1.57	180
		2.50	4.33	1.73	180
90	600	1.50	2.50	1.00	0
		2.00	2.62	1.05	5
		2.50	2.70	1.08	59
	900	1.50	2.62	1.05	5
		2.00	2.70	1.08	68
		2.50	2.98	1.19	86
	1200	1.50	2.70	1.08	77
		2.00	3.01	1.20	95
		2.50	3.16	1.26	95



10.3. Resultados modelaciones con criterio de falla DISL

Tabla 10. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown.

Profundidad m	K	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \Phi_b \%$
600	1.50	2.50	1.00	0	-16	-100
	2.00	3.05	1.22	32	-2	-82
	2.50	3.43	1.37	57	-1	-68
900	1.50	3.18	1.27	41	3	-73
	2.00	3.93	1.57	59	13	-67
	2.50	4.23	1.69	59	8	-67
1200	1.50	3.91	1.56	59	15	-67
	2.00	4.47	1.79	86	14	-52
	2.50	4.75	1.90	77	10	-57



10.4. Resultados de modelaciones mediante el criterio de falla DISL incorporando dos familias de discontinuidades.

Tabla 11. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r\%$	$\Delta \Phi_b\%$
1.5	1	Infinito	2.60	1.04	3	-13	-98
		5	2.57	1.03	2	-14	-99
		10	2.57	1.03	3	-14	-98
	1.5	Infinito	2.55	1.02	1	-15	-99
		5	2.54	1.02	1	-15	-99
		10	2.54	1.02	2	-15	-99
	2	Infinito	2.55	1.02	2	-14	-99
		5	2.74	1.10	9	-8	-94
		10	2.55	1.02	2	-14	-99
	2.5	Infinito	2.54	1.02	3	-15	-98
		5	2.56	1.03	3	-14	-98
		10	2.54	1.02	3	-15	-98
2	1	Infinito	2.60	1.04	3	-16	-98
		5	2.64	1.06	7	-15	-96
		10	2.90	1.16	10	-6	-94
	1.5	Infinito	2.59	1.03	3	-17	-98
		5	2.76	1.10	7	-11	-96
		10	2.80	1.12	7	-10	-96
	2	Infinito	2.59	1.03	3	-16	-98
		5	2.83	1.13	14	-9	-92
		10	2.70	1.08	9	-13	-95
	2.5	Infinito	2.91	1.16	11	-6	-94
		5	2.96	1.18	16	-4	-91
		10	2.91	1.16	20	-6	-89
2.5	1	Infinito	2.78	1.11	10	-20	-94
		5	3.18	1.27	43	-8	-76
		10	2.99	1.20	19	-14	-89
	1.5	Infinito	2.85	1.14	16	-18	-91
		5	3.18	1.27	18	-8	-90
		10	3.52	1.41	28	2	-84
	2	Infinito	3.01	1.20	18	-13	-90
		5	3.21	1.29	23	-7	-87
		10	3.00	1.20	10	-13	-94
	2.5	Infinito	3.19	1.28	27	-8	-85
		5	3.16	1.27	36	-9	-80
		10	3.21	1.28	38	-7	-79



Tabla 12. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\varphi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r\%$	$\Delta \Phi_b\%$
1.5	1	Infinito	2.56	1.02	2	-14	-99
		5	2.56	1.02	2	-14	-99
		10	2.55	1.02	3	-14	-98
	1.5	Infinito	2.55	1.02	3	-14	-98
		5	2.79	1.11	5	-6	-96
		10	2.55	1.02	3	-14	-98
	2	Infinito	2.55	1.02	2	-14	-99
		5	2.65	1.06	5	-11	-96
		10	2.62	1.05	2	-12	-99
	2.5	Infinito	2.54	1.02	3	-15	-98
		5	2.55	1.02	3	-14	-98
		10	2.55	1.02	3	-15	-98
2	1	Infinito	2.60	1.04	3	-16	-98
		5	2.63	1.05	7	-15	-96
		10	2.93	1.17	18	-5	-90
	1.5	Infinito	2.55	1.02	3	-18	-98
		5	2.66	1.07	7	-14	-96
		10	2.82	1.13	27	-9	-85
	2	Infinito	2.57	1.03	3	-17	-98
		5	3.08	1.23	14	-1	-92
		10	2.81	1.13	5	-9	-97
	2.5	Infinito	3.03	1.21	13	-2	-93
		5	3.28	1.31	23	6	-87
		10	2.90	1.16	25	-6	-86
2.5	1	Infinito	2.89	1.16	8	-17	-96
		5	2.73	1.09	16	-21	-91
		10	2.93	1.17	14	-15	-92
	1.5	Infinito	2.59	1.04	3	-25	-98
		5	3.34	1.34	25	-3	-86
		10	3.03	1.21	28	-12	-84
	2	Infinito	2.77	1.11	19	-20	-89
		5	3.39	1.36	34	-2	-81
		10	2.95	1.18	20	-15	-89
	2.5	Infinito	2.93	1.17	25	-15	-86
		5	3.77	1.51	36	9	-80
		10	3.04	1.22	36	-12	-80



Tabla 13. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \Phi_b \%$
1.5	1	Infinito	2.60	1.04	3	-16	-98
		5	3.06	1.22	14	-1	-91
		10	3.12	1.25	9	1	-94
	1.5	Infinito	2.68	1.07	5	-13	-97
		5	2.88	1.15	16	-7	-90
		10	3.19	1.27	25	3	-84
	2	Infinito	2.76	1.10	19	-11	-88
		5	2.99	1.20	11	-3	-93
		10	2.86	1.14	14	-7	-91
	2.5	Infinito	2.91	1.16	16	-6	-90
		5	3.23	1.29	21	4	-86
		10	3.16	1.27	27	2	-82
2	1	Infinito	3.52	1.41	29	1	-84
		5	3.69	1.48	45	6	-75
		10	3.56	1.43	38	2	-79
	1.5	Infinito	2.92	1.17	12	-16	-93
		5	3.56	1.42	63	2	-65
		10	3.83	1.53	28	10	-84
	2	Infinito	3.10	1.24	21	-11	-88
		5	3.44	1.38	32	-1	-82
		10	3.81	1.52	32	9	-82
	2.5	Infinito	3.55	1.42	41	2	-77
		5	3.66	1.46	34	5	-81
		10	3.67	1.47	50	5	-72
2.5	1	Infinito	4.18	1.67	54	6	-70
		5	4.48	1.79	76	14	-58
		10	4.48	1.79	59	14	-67
	1.5	Infinito	4.50	1.80	79	15	-56
		5	4.49	1.80	81	14	-55
		10	4.54	1.82	81	16	-55
	2	Infinito	4.66	1.87	91	19	-49
		5	4.61	1.84	65	17	-64
		10	4.69	1.87	70	19	-61
	2.5	Infinito	4.33	1.73	66	10	-63
		5	4.64	1.85	87	18	-52
		10	4.52	1.81	81	15	-55



Tabla 14. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	ϕ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \phi_b \%$
1.5	1	Infinito	2.60	1.04	3	-16	-98
		5	2.74	1.10	10	-11	-93
		10	2.84	1.14	7	-8	-95
	1.5	Infinito	2.59	1.03	3	-16	-98
		5	2.83	1.13	18	-9	-88
		10	2.55	1.02	3	-18	-98
	2	Infinito	2.62	1.05	3	-15	-98
		5	2.82	1.13	16	-9	-90
		10	2.97	1.19	11	-4	-93
	2.5	Infinito	2.90	1.16	25	-6	-84
		5	3.11	1.24	21	1	-86
		10	3.02	1.21	27	-2	-82
2	1	Infinito	3.14	1.26	29	-10	-84
		5	3.35	1.34	7	-4	-96
		10	3.49	1.40	19	0	-89
	1.5	Infinito	2.90	1.16	14	-17	-92
		5	3.31	1.32	50	-5	-72
		10	3.82	1.53	27	10	-85
	2	Infinito	3.28	1.31	16	-6	-91
		5	3.18	1.27	20	-9	-89
		10	3.73	1.49	34	7	-81
	2.5	Infinito	2.92	1.17	39	-16	-78
		5	3.66	1.46	36	5	-80
		10	3.95	1.58	50	13	-72
2.5	1	Infinito	3.30	1.32	45	-16	-75
		5	3.56	1.43	43	-9	-76
		10	3.38	1.35	25	-14	-86
	1.5	Infinito	3.25	1.30	37	-17	-79
		5	4.38	1.75	83	12	-54
		10	4.40	1.76	70	12	-61
	2	Infinito	4.56	1.82	47	16	-74
		5	4.46	1.78	41	14	-77
		10	4.70	1.88	63	20	-65
	2.5	Infinito	4.30	1.72	34	10	-81
		5	4.66	1.86	97	19	-46
		10	4.53	1.81	92	15	-49



Tabla 15. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\varphi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	ϕ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \phi_b \%$
1.5	1	Infinito	3.35	1.34	46	-1	-74
		5	3.23	1.29	39	-5	-78
		10	3.25	1.30	68	-4	-62
	1.5	Infinito	3.32	1.33	54	-2	-70
		5	3.13	1.25	50	-8	-72
		10	3.78	1.51	73	12	-59
	2	Infinito	3.25	1.30	36	-4	-80
		5	3.59	1.44	30	6	-83
		10	3.61	1.44	32	7	-82
	2.5	Infinito	3.27	1.31	35	-3	-81
		5	3.96	1.58	38	17	-79
		10	3.85	1.54	61	14	-66
2	1	Infinito	4.29	1.71	74	9	-59
		5	4.72	1.89	102	20	-43
		10	4.87	1.95	156	24	-13
	1.5	Infinito	4.92	1.97	97	25	-46
		5	4.90	1.96	87	25	-52
		10	4.99	2.00	113	27	-37
	2	Infinito	5.38	2.15	124	37	-31
		5	4.96	1.98	79	26	-56
		10	4.64	1.86	93	18	-48
	2.5	Infinito	4.82	1.93	95	23	-47
		5	5.34	2.14	99	36	-45
		10	5.59	2.23	92	42	-49
2.5	1	Infinito	6.20	2.48	180	43	0
		5	5.88	2.35	180	36	0
		10	5.85	2.34	180	35	0
	1.5	Infinito	5.45	2.18	180	26	0
		5	5.89	2.36	180	36	0
		10	6.56	2.62	180	51	0
	2	Infinito	5.81	2.33	180	34	0
		5	6.46	2.58	180	49	0
		10	6.10	2.44	180	41	0
	2.5	Infinito	6.09	2.43	180	40	0
		5	7.60	3.04	180	75	0
		10	6.34	2.54	180	46	0



Tabla 16. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\varphi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r\%$	$\Delta \Phi_b\%$
1.5	1	Infinito	2.97	1.19	29	-12	-84
		5	3.13	1.25	43	-8	-76
		10	2.90	1.16	28	-14	-84
	1.5	Infinito	2.77	1.11	7	-18	-96
		5	3.18	1.27	23	-6	-87
		10	3.20	1.28	25	-6	-86
	2	Infinito	3.35	1.34	32	-1	-82
		5	3.30	1.32	36	-3	-80
		10	3.25	1.30	32	-4	-82
	2.5	Infinito	3.31	1.32	32	-2	-82
		5	3.18	1.27	23	-6	-87
		10	3.13	1.25	36	-8	-80
2	1	Infinito	4.00	1.60	28	2	-84
		5	3.81	1.52	61	-3	-66
		10	4.46	1.78	84	13	-53
	1.5	Infinito	4.12	1.65	48	5	-73
		5	5.39	2.16	86	37	-52
		10	4.72	1.89	70	20	-61
	2	Infinito	4.17	1.67	39	6	-78
		5	4.60	1.84	52	17	-71
		10	4.92	1.97	43	25	-76
	2.5	Infinito	4.66	1.86	57	19	-68
		5	5.01	2.00	119	27	-34
		10	5.48	2.19	96	40	-47
2.5	1	Infinito	6.40	2.56	180	48	0
		5	6.27	2.51	180	45	0
		10	6.36	2.55	180	47	0
	1.5	Infinito	6.18	2.47	180	43	0
		5	6.30	2.52	180	45	0
		10	6.10	2.44	180	41	0
	2	Infinito	6.12	2.45	180	41	0
		5	6.32	2.53	180	46	0
		10	3.39	1.35	180	-22	0
	2.5	Infinito	6.29	2.52	180	45	0
		5	7.66	3.06	180	77	0
		10	6.69	2.68	180	54	0



10.5. Resultados de modelaciones mediante el criterio de falla DISL incorporando una familia de discontinuidad.

Tabla 17. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	ϕ_b°	$\Delta Rf/r\%$	$\Delta \phi_b\%$
1.5	1	Infinito	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
		5	2.55	1.02	1	2	Aumento de 1°
		10	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
	1.5	Infinito	2.54	1.02	2	2	Aumento de 2°
		5	2.78	1.11	7	11	Aumento de 7°
		10	2.54	1.02	1	2	Aumento de 1°
	2	Infinito	2.57	1.03	3	3	Aumento de 3°
		5	2.70	1.08	2	8	Aumento de 2°
		10	2.55	1.02	2	2	Aumento de 2°
	2.5	Infinito	2.91	1.16	14	16	Aumento de 14°
		5	2.58	1.03	3	3	Aumento de 3°
		10	2.50	1.00	0	0	Aumento de 0°
2	1	Infinito	3.04	1.22	27	16	440
		5	2.95	1.18	32	13	540
		10	2.89	1.16	7	10	40
	1.5	Infinito	2.95	1.18	3	13	-40
		5	2.84	1.14	16	8	220
		10	2.80	1.12	9	7	80
	2	Infinito	2.98	1.19	16	14	220
		5	3.05	1.22	29	16	480
		10	3.06	1.22	23	17	360
	2.5	Infinito	2.94	1.18	12	12	140
		5	3.05	1.22	29	16	480
		10	2.91	1.16	23	11	360
2.5	1	Infinito	3.12	1.25	33	15	-57
		5	3.56	1.42	47	32	-39
		10	3.23	1.29	28	20	-64
	1.5	Infinito	3.11	1.25	28	15	-64
		5	3.02	1.21	52	12	-32
		10	3.32	1.33	25	23	-68
	2	Infinito	3.34	1.34	37	24	-52
		5	3.37	1.35	29	25	-62
		10	3.37	1.35	43	25	-44
	2.5	Infinito	3.17	1.27	30	17	-61
		5	3.91	1.57	54	45	-30
		10	3.50	1.40	34	30	-56



Tabla 18. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 600 m y $\varphi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r\%$	$\Delta \Phi_b\%$
1.5	1	Infinito	2.54	1.02	3	2	Aumento de 3°
		5	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
		10	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
	1.5	Infinito	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
		5	2.67	1.07	7	7	Aumento de 7°
		10	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
	2	Infinito	2.54	1.02	1	2	Aumento de 1°
		5	2.74	1.10	5	10	Aumento de 5°
		10	2.55	1.02	3	2	Aumento de 3°
	2.5	Infinito	2.73	1.09	9	9	Aumento de 9°
		5	2.54	1.02	3	2	Aumento de 3°
		10	2.50	1.00	0	0	Aumento de 0°
2	1	Infinito	2.89	1.15	16	10	220
		5	2.85	1.14	32	9	540
		10	2.71	1.08	9	3	80
	1.5	Infinito	2.58	1.03	3	-1	-40
		5	2.97	1.19	18	13	260
		10	3.38	1.35	29	29	480
	2	Infinito	2.68	1.07	8	2	60
		5	3.05	1.22	32	16	540
		10	3.00	1.20	25	14	400
	2.5	Infinito	2.87	1.15	18	9	260
		5	2.89	1.16	16	10	220
		10	3.15	1.26	29	20	480
2.5	1	Infinito	3.04	1.22	29	13	-62
		5	2.97	1.19	34	10	-56
		10	2.94	1.18	21	9	-73
	1.5	Infinito	2.80	1.12	12	4	-84
		5	3.28	1.31	36	22	-53
		10	3.02	1.21	45	12	-42
	2	Infinito	3.39	1.36	37	25	-52
		5	3.58	1.43	38	33	-51
		10	3.52	1.41	47	30	-39
	2.5	Infinito	2.99	1.20	12	11	-84
		5	2.97	1.19	16	10	-79
		10	3.53	1.41	34	31	-56



Tabla 19. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \Phi_b \%$
1.5	1	Infinito	3.03	1.21	20	16	300
		5	2.98	1.19	43	14	760
		10	2.96	1.18	43	13	760
	1.5	Infinito	3.22	1.29	32	23	540
		5	3.29	1.32	27	26	440
		10	3.38	1.35	27	29	440
	2	Infinito	2.98	1.19	19	14	280
		5	3.28	1.31	29	25	480
		10	3.37	1.35	41	29	720
	2.5	Infinito	3.08	1.23	27	18	440
		5	3.28	1.31	27	25	440
		10	3.58	1.43	54	37	980
2	1	Infinito	3.54	1.42	39	31	-43
		5	3.81	1.52	57	41	-16
		10	3.96	1.58	36	47	-47
	1.5	Infinito	3.61	1.44	20	34	-71
		5	4.05	1.62	73	50	7
		10	3.89	1.56	54	44	-21
	2	Infinito	3.72	1.49	50	38	-26
		5	3.94	1.58	83	46	22
		10	3.81	1.52	50	41	-26
	2.5	Infinito	4.00	1.60	61	48	-10
		5	3.94	1.57	68	46	0
		10	3.78	1.51	62	40	-9
2.5	1	Infinito	4.92	1.97	77	63	-19
		5	5.26	2.10	100	75	5
		10	4.48	1.79	59	49	-38
	1.5	Infinito	5.13	2.05	90	70	-5
		5	4.65	1.86	92	55	-3
		10	4.61	1.84	91	53	-4
	2	Infinito	4.84	1.94	92	61	-3
		5	4.71	1.89	90	57	-5
		10	4.52	1.81	95	50	0
	2.5	Infinito	5.08	2.03	94	69	-1
		5	4.50	1.80	90	49	-5
		10	4.94	1.98	105	64	11



Tabla 20. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 900 m y $\phi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	ϕ_b°	$\Delta Rf/r$ %	$\Delta \phi_b$ %
1.5	1	Infinito	2.95	1.18	18	12	260
		5	3.06	1.22	11	17	120
		10	2.96	1.18	14	13	180
	1.5	Infinito	2.68	1.07	8	2	60
		5	3.09	1.24	25	18	400
		10	3.38	1.35	36	29	620
	2	Infinito	2.95	1.18	16	13	220
		5	3.06	1.23	25	17	400
		10	3.17	1.27	43	21	760
	2.5	Infinito	3.04	1.22	9	16	80
		5	3.34	1.33	30	27	500
		10	3.25	1.30	36	24	620
2	1	Infinito	3.46	1.39	41	28	-40
		5	3.35	1.34	52	24	-24
		10	3.73	1.49	47	38	-31
	1.5	Infinito	3.75	1.50	36	39	-47
		5	3.99	1.59	47	48	-31
		10	3.92	1.57	54	45	-21
	2	Infinito	3.77	1.51	35	39	-49
		5	4.10	1.64	61	52	-10
		10	3.83	1.53	52	42	-24
	2.5	Infinito	3.84	1.54	34	42	-50
		5	3.73	1.49	50	38	-26
		10	3.72	1.49	59	38	-13
2.5	1	Infinito	4.60	1.84	95	53	0
		5	4.52	1.81	92	50	-3
		10	4.25	1.70	36	41	-62
	1.5	Infinito	4.81	1.92	101	60	6
		5	4.57	1.83	93	52	-2
		10	4.77	1.91	91	58	-4
	2	Infinito	4.55	1.82	95	51	0
		5	4.92	1.97	104	63	9
		10	4.44	1.78	68	48	-28
	2.5	Infinito	4.98	1.99	106	65	12
		5	4.89	1.95	92	62	-3
		10	4.43	1.77	74	47	-22



Tabla 21. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\varphi = 42^\circ$ y $C = 5.4$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	Φ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \Phi_b \%$
1.5	1	Infinito	3.64	1.46	38	35	-36
		5	3.71	1.48	61	37	3
		10	4.25	1.70	43	57	-27
	1.5	Infinito	3.97	1.59	12	47	-80
		5	3.82	1.53	61	41	3
		10	3.67	1.47	45	36	-24
	2	Infinito	4.20	1.68	46	56	-22
		5	4.17	1.67	59	54	0
		10	3.99	1.59	61	48	3
	2.5	Infinito	4.17	1.67	37	54	-37
		5	3.76	1.51	68	39	15
		10	3.73	1.49	63	38	7
2	1	Infinito	5.13	2.05	151	72	76
		5	5.32	2.13	85	79	-1
		10	5.24	2.09	109	76	27
	1.5	Infinito	5.25	2.10	95	76	10
		5	5.02	2.01	119	69	38
		10	5.10	2.04	122	71	42
	2	Infinito	5.07	2.03	122	70	42
		5	5.30	2.12	73	78	-15
		10	5.43	2.17	86	82	0
	2.5	Infinito	4.98	1.99	99	67	15
		5	5.35	2.14	107	80	24
		10	4.78	1.91	96	61	12
2.5	1	Infinito	6.36	2.54	180	101	89
		5	6.52	2.61	180	106	89
		10	6.74	2.69	180	113	89
	1.5	Infinito	6.95	2.78	180	120	89
		5	6.57	2.63	180	108	89
		10	6.71	2.68	180	112	89
	2	Infinito	6.42	2.57	180	103	89
		5	6.27	2.51	180	98	89
		10	6.38	2.55	180	102	89
	2.5	Infinito	6.77	2.71	180	114	89
		5	6.71	2.68	180	112	89
		10	6.36	2.55	180	101	89



Tabla 22. Resultados de profundidad de falla y extensión angular obtenidos mediante el criterio DISL, incluyendo la variación relativa porcentual respecto al criterio Hoek–Brown - Profundidad 1200 m y $\varphi = 35^\circ$ y $C = 0.2$ MPa.

K	Espaciamiento m	Largo m	Rf	Rf/r	ϕ_b°	$\Delta Rf/r \%$	$\Delta \phi_b \%$
1.5	1	Infinito	3.89	1.56	36	44	-39
		5	3.60	1.44	46	33	-22
		10	3.32	1.33	31	23	-47
	1.5	Infinito	3.71	1.49	23	37	-61
		5	3.78	1.51	50	40	-15
		10	3.91	1.56	72	45	22
	2	Infinito	3.90	1.56	20	45	-66
		5	3.97	1.59	59	47	0
		10	3.96	1.58	52	47	-12
	2.5	Infinito	3.61	1.44	21	34	-64
		5	3.84	1.54	68	42	15
		10	3.97	1.59	63	47	7
2	1	Infinito	5.23	2.09	68	75	-21
		5	5.21	2.08	72	75	-16
		10	5.13	2.05	81	72	-6
	1.5	Infinito	5.32	2.13	68	79	-21
		5	5.07	2.03	108	70	26
		10	5.54	2.22	93	86	8
	2	Infinito	5.07	2.03	85	70	-1
		5	4.99	2.00	101	68	17
		10	5.03	2.01	127	69	48
	2.5	Infinito	5.12	2.05	68	72	-21
		5	5.30	2.12	95	78	10
		10	4.84	1.94	106	63	23
2.5	1	Infinito	6.71	2.68	180	112	89
		5	6.51	2.60	180	106	89
		10	6.81	2.73	180	116	89
	1.5	Infinito	6.82	2.73	180	116	89
		5	6.73	2.69	180	113	89
		10	6.94	2.78	180	120	89
	2	Infinito	6.57	2.63	180	108	89
		5	6.27	2.51	180	98	89
		10	7.19	2.88	180	128	89
	2.5	Infinito	6.64	2.66	180	110	89
		5	6.83	2.73	180	116	89
		10	6.51	2.60	180	106	89