

2022-10

ANÁLISIS 3D DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PARA DETERMINAR SU INFLUENCIA EN LA GENERACIÓN DE UN ESTALLIDO DE ROCAS

RAMÍREZ ZÚÑIGA, NICOLÁS IGNACIO

<https://hdl.handle.net/11673/55154>

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA METALÚRGICA Y DE MATERIALES
SANTIAGO – CHILE



ANÁLISIS 3D DE LA VARIABILIDAD DE LOS
PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PARA DETERMINAR
SU INFLUENCIA EN LA GENERACIÓN DE UN
ESTALLIDO DE ROCAS

Presentado por:

NICOLÁS IGNACIO RAMÍREZ ZÚÑIGA

MEMORIA DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL DE MINAS

Profesora Guía:

DRA. ADELINE DELONCA

Profesor Co-Referente:

DR. SERGIO PALMA

OCTUBRE 2022



Agradecimientos

En marco de la realización de este trabajo de Título, quiero agradecer a esta comisión por la oportunidad y la confianza brindada a lo largo de todo este estudio, también al “Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico”, Fondecyt, quien tiene por objetivo estimular y promover el desarrollo de investigación científica y tecnológica básica.

Agradezco infinitamente la labor de mis padres, quienes siempre estuvieron dispuestos a escuchar, apoyar y ayudar a lo largo de mi existencia, destaco mucho el apoyo brindado en cada una de mis decisiones sin mayores cuestionamientos, la educación brindada y la formación de un pensamiento crítico. Por los valores y principios entregados los cuales me permiten crecer y ser una persona de bien, por los consejos entregados y sobre todo por esperarme con los brazos abiertos en cada llegada a Iquique desde la famosa Capital.

A mi familia, por el gran apoyo y la confianza brindada, fueron largos años de estudio, hartos viajes ida y vuelta, pero todo se compensa cuando nos reunimos y estamos todos juntos, con el Sam obvio. Gracias a mis abuelas, a mis abuelos, a mis padrinos, Tíos, a mi hermana y a mis primos.

A la resistencia, mi segunda familia, por ser quienes son, me encanta el apoyo que nos brindamos, hemos crecido juntos con un pensamiento crítico que nos llevan a largas horas de conversaciones, algunas necesarias y otras no. En fin, como siempre hemos dicho, su pollo asado porque somos jóvenes, del norte y para el mundo entero. Por los que se fueron, los que están, y los que vendrán.

Finalmente, y no menos importante, quiero agradecer a quien compartió conmigo 24/7 durante todo este proceso llamado “vida universitaria”, mi persona, Nicole. Sobre todo, por el apoyo, paciencia y tolerancia en cada cierre de semestre. Comenzamos y estamos terminando juntos la universidad y vamos por más porque esto recién está comenzando.

Para ti, lector/a, nunca dejes de soñar porque los sueños si se cumplen y el único límite lo pones tú.



Resumen

Los estallidos de rocas son fenómenos de falla frágil, dinámicos, súbitos y que se encuentran asociados y caracterizados por un evento sísmico, lo que los ha llevado a presentar importantes desafíos en las etapas de diseño y construcción de excavaciones subterráneas. Generalmente, tienen lugar en ambientes de altos esfuerzos y en macizos rocosos de una buena calidad geoestructural.

La minería subterránea en Chile se hace cada vez más y más profunda, principalmente por el rápido agotamiento de los recursos próximos a la superficie, lo cual resulta en un gran desafío para los ingenieros construir ambientes seguros a grandes profundidades para acceder al cuerpo mineralizado.

En las últimas décadas, técnicas basadas en el modelamiento numérico han demostrado su potencial para ayudar en una mejor comprensión, evaluación y gestión de los riesgos y peligros asociados a este tipo de fenómenos. Durante las últimas cinco décadas, con rápidos desarrollos en software y hardware computacionales, se ha logrado un progreso significativo en el uso de modelos numéricos para simular fenómenos físicos en mecánica e ingeniería de rocas a diversas escalas. Diferentes autores han estudiado este fenómeno con respecto a cómo localizarlos o cómo mitigar su ocurrencia disminuyendo sus daños, sin embargo, el efecto de la variabilidad de los parámetros de entrada de los modelos no está bien entendido.

En este trabajo de título se emplea la modelación numérica de elementos finitos para simular y analizar mediante el software RS3 la influencia de los parámetros geomecánicos de entrada (Módulo de Young, Módulo Poisson, GSI, UCS, Densidad de roca y Profundidad de la excavación) en el desencadenamiento de un estallido de roca en un túnel circular profundo utilizando el enfoque DISL propuesto por Diederichs (2007) el cual utiliza el criterio de falla generalizado no lineal de Hoek & Brown y representa el comportamiento de fragmentación frágil modificando los parámetros peak y residual.

Específicamente, se estudia en profundidad el fenómeno de estallido de rocas desarrollando diferentes modelos en 3D para determinar cuál de los parámetros en estudio influye más en el aumento o disminución de la profundidad de falla y del volumen inestable estimado, estos factores están directamente relacionados con la magnitud del evento. Para el análisis de sensibilidad se comparan los resultados mediante los métodos empírico-analíticos propuestos por Martin et al., (1999) y Diederichs (2018) y también se analizan cuantitativamente con respecto a parámetros porcentuales. Además, se elaboran gráficos resumen en donde se puede observar claramente que parámetros influyen más en el aumento de la magnitud de un estallido de rocas, en donde los parámetros geomecánicos (UCS, GSI y Densidad de roca) destacan por sobre los parámetros elásticos (Módulo de Young y Poisson).

Los resultados muestran que el enfoque "DISL" se alinea de mejor manera con el método propuesto por Diederichs (2018) a la hora de simular ruptura frágil, además el UCS es aquel parámetro de entrada que más afecta en la magnitud de un estallido de rocas por sobre el resto presentando una variación porcentual en la medición de profundidad de falla del 69%. El GSI presenta mediciones aleatorias al igual que el Módulo de Poisson. La densidad de roca también influye en la medición de la profundidad de falla, sin embargo, su impacto es menor. Por último, los parámetros elásticos como el Módulo de Poisson y el Módulo de Young son aquellos que menos influyen en la magnitud de un estallido de roca presentando una variación porcentual de 9% y 0% respectivamente.



Abstract

Rockbursts are brittle, dynamic, sudden failure phenomena that are associated and characterized by a seismic event, which has led them to present important challenges in the design and construction stages of underground excavations. Generally, they take place in high stress environments and in rock masses of good geostructural quality.

Underground mining in Chile is getting deeper, the main reason being to the rapid depletion of resources near the surface, which results in a great challenge for engineers to build safe environments at great depths to access the mineralized body. In recent decades, techniques based on numerical modeling have shown their potential to help in a better understanding of evaluation and management towards the risks and dangers associated with this type of phenomenon. During the last five decades, with rapid developments in computational software and hardware, significant progress has been made in the use of numerical models to simulate physical phenomena in rock mechanics and engineering at various scales. Different authors have studied this phenomenon with respect to how to locate them or how to mitigate their occurrence by reducing their damage. However, the effect of the variability of the input parameters of the models is not well understood.

In this undergraduate project, the numerical modeling of finite elements is used to simulate and analyze through the RS3 software the influence of the input geomechanical parameters (Young's Modulus, Poisson's Modulus, GSI, UCS, Rock Density and Excavation Depth) in the triggering of a rockburst in a deep, circular tunnel using the DISL approach proposed by Diederichs (2007), which uses the Hoek & Brown nonlinear generalized failure criterion and represents the brittle fragmentation behavior by modifying the peak and residual parameters.

Specifically, the phenomenon of rockbursting is studied in-depth by developing different 3D models to determine which of the parameters under study influences the increase or decrease of the fault depth, and the estimated unstable volume. These factors are directly related to the magnitude of the event. For the sensitivity analysis, the results are compared using the empirical-analytical methods proposed by Martin et al., (1999) and Diederichs (2018), and they are also analyzed quantitatively regarding the percentage parameters. In addition, summary graphs are made where it can be clearly seen which parameters have the most influence on the increase in the magnitude of a rockburst, where the geomechanical parameters (UCS, GSI and Rock Density) stand out over the elastic parameters (Modulus of Young and Poisson).

The results show that the "DISL" approach is better aligned with the method proposed by Diederichs (2018) when simulating brittle rupture. Additionally, the UCS is the input parameter that most affects the magnitude of a rockburst. above the rest presenting a percentage variation in the fault depth measurement of 69%. The GSI presents random measurements just like the Poisson's Modulus. Rock density also influences fault depth measurement. Nevertheless, it is less impactful. Finally, elastic parameters such as Poisson's Modulus and Young's Modulus are those that least influence the magnitude of a rockburst, presenting a variation of 9% and 0%, respectively.



Contenido

1.	Introducción	10
1.1.	General	10
1.2.	Motivación.	11
1.3.	Alcance del proyecto	11
2.	Objetivos	12
2.1.	Objetivo general	12
2.2.	Objetivos específicos.....	12
3.	Marco Teórico	13
3.1.	Propiedades de la roca intacta	13
3.2.	Propiedades de las discontinuidades	14
3.3.	Macizo Rocoso.....	15
3.3.1.	Clasificación del macizo rocoso	15
3.3.2.	Esfuerzos en el Macizo Rocoso	18
3.3.3.	Comportamiento del macizo rocoso	18
3.4.	Estallidos de Rocas.....	21
3.5.	Métodos para evaluación de estallidos de rocas.....	23
3.5.1.	Profundidad de Falla de Martín (1999)	23
3.5.2.	Profundidad de Falla de Diederichs (2018)	24
3.5.3.	Enfoque DISL	26
3.6.	Software RS3 de Rocsciences	28
4.	Metodología	28
4.1.	Caracterización del ambiente de simulación	30
4.2.	Elaboración del modelo en software RS3	31
4.3.	Modelación Numérica	32
4.4.	Resultados e interpretaciones	32
4.5.	Validación del modelo	34
5.	Resultados	35
5.1.	Modelos Numéricos	35
5.2.	Influencia de los parámetros geomecánicos	40
5.2.1.	Influencia de la resistencia a la compresión uniaxial “UCS”	40
5.2.2.	Influencia del Índice de resistencia Geológica “GSI”	43
5.2.3.	Influencia de Densidad de la Roca	46
5.2.4.	Influencia del Módulo de Poisson	49
5.2.5.	Influencia del Módulo de Young	52



5.2.6.	Resumen de la influencia de los parámetros	56
6.	Discusión	60
7.	Conclusiones	63
8.	Referencias	65
9	Anexos.....	67



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Características de las discontinuidades.....	15
Figura 2: Esquema general para la estimación del GSI.	17
Figura 3: Envoltorio del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown.	20
Figura 4: Clasificación de los estallidos de rocas según Kaiser et al., (1996).....	22
Figura 5: Métodos de evaluación de estallidos de roca.....	23
Figura 6: Profundidad de falla propuesto por Martín et al., (1999)	24
Figura 7: Profundidad de falla propuesto por Diederichs (2018).....	26
Figura 8: Principales características del enfoque "DISL".	27
Figura 9: a) Primer escenario del modelo, no hay excavación. b) Escenario con la mitad del total de la excavación construida. c) Escenario final y el más utilizado con la totalidad de la excavación construida.	29
Figura 10: Metodología empleada para la construcción de modelos.	31
Figura 11: a) Corte longitudinal para visualizar la máxima profundidad de falla en 3 dimensiones. b) Corte transversal luego de localizar la cota más alta en el corte longitudinal.....	33
Figura 12: a) Medición de profundidad de falla. b) Medición del ángulo de falla. c) Medición del ancho inestable y d) Medición inestable en el frente de avance	34
Figura 13: Geometría del ambiente de simulación.....	36
Figura 14: Modelos realizados para analizar la influencia de los parámetros en estudio a una profundidad de 1500 metros.....	37
Figura 15: Modelo numérico considerando el mallado o "discretizado" considerando las propiedades de la Tabla 10.....	39
Figura 16: Modelo numérico considerando restricciones "Auto Restrain Underground"	39



ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "UCS"	40
Gráfico 2: Visualización de la influencia del "UCS" en la medición de profundidad de falla.....	42
Gráfico 3: Visualización de la influencia del "UCS" en el volumen de roca inestable.....	43
Gráfico 4: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "GSI"	44
Gráfico 5: Visualización de la influencia del "GSI" en la medición de profundidad de falla.....	45
Gráfico 6: Visualización de la influencia del "GSI" en el volumen de roca inestable.....	46
Gráfico 7: Visualización comparativa entre el método de Martín y Diederichs (2018) para estudiar la influencia de la "Densidad de roca".	47
Gráfico 8: Visualización de la influencia de la "Densidad de roca" en la medición de profundidad de falla.	48
Gráfico 9: Visualización de la influencia de la "Densidad de roca" en el volumen de roca inestable.	49
Gráfico 10: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "Módulo de Poisson"	50
Gráfico 11: Visualización de la influencia del "Módulo de Poisson" en la medición de profundidad de falla.	51
Gráfico 12: Visualización de la influencia del "Módulo de Poisson" en el volumen de roca inestable.....	52
Gráfico 13: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "Módulo de Young"	53
Gráfico 14: Visualización de la influencia del "Módulo de Young" en la medición de profundidad de falla.	54
Gráfico 15: Visualización de la influencia del "Módulo de Young" en el volumen de roca inestable.	55
Gráfico 16: Visualización de las máximas y mínimas mediciones de profundidad de falla para cada uno de los parámetros analizados.....	56
Gráfico 17: Visualización comparativa entre el enfoque "DISL" y el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado..	61



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Métodos utilizados en este trabajo de título	12
Tabla 2: Propiedades de la roca intacta y su método de determinación.....	13
Tabla 3: Valores de UCS para distintas rocas comunes.....	14
Tabla 4: Parámetros del criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.....	19
Tabla 5: Parámetros peak y residual según el “Enfoque DISL”.....	27
Tabla 6: Rango de variación de los parámetros en este estudio.....	30
Tabla 7: Parámetros definidos para el primer modelo de simulación.....	35
Tabla 8: Parámetros peak y residual según el enfoque DISL.....	36
Tabla 9: Rango de parámetros utilizados en este trabajo.....	37
Tabla 10: Configuración del mallado de los modelos en el software RS3.....	38
Tabla 11: Resultados de la influencia del parámetro "UCS".....	41
Tabla 12: Resultados de la influencia del parámetro "GSI".....	44
Tabla 13: Resultados de la influencia del parámetro "Densidad de Roca".....	47
Tabla 14: Resultados de la influencia del parámetro "Módulo de Poisson".....	50
Tabla 15: Resultados de la influencia del parámetro "Módulo de Young".....	53
Tabla 16: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del UCS.....	57
Tabla 17: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del GSI.....	57
Tabla 18: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia de la densidad de roca.....	58
Tabla 19: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del Módulo de Poisson.....	58
Tabla 20: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del Módulo de Young.....	59
Tabla 21: Influencia de los parámetros analizados expresado en porcentaje.....	59



1. Introducción

1.1. General

La minería en Chile ha sido fundamental a lo largo de la historia de la economía tanto local como mundial, debido a las elevadas producciones de cobre y renio principalmente, seguidas de sus subproductos como el molibdeno y cobalto. Localmente, la economía chilena se basa, en gran parte, en la industria minera aportando con más del 10% del PIB en Chile (“Statista” El portal de estadísticas, 2022) y más del 50% de sus exportaciones.

La minería subterránea consiste en una red compleja de excavaciones bajo tierra cuya finalidad es acceder a los cuerpos mineralizados que se encuentran en la profundidad del macizo rocoso. Actualmente, producto de los avances tecnológicos, los proyectos de minería suelen ser mucho más profundos que en el pasado, lo que conlleva un ambiente de alta concentración de esfuerzos. Según Torrealba, (2008) una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso, producto de realizar excavaciones a grandes profundidades, combinado con roca dura y la acumulación de energía elástica en el macizo rocoso pueden causar generación fracturas que a grandes profundidades pueden propagarse rápidamente y resultar en eyecciones violentas de roca hacia el interior de la galería.

Los estallidos de rocas son uno de los problemas más peligrosos que se pueden encontrar durante las excavaciones subterráneas, producen grandes daños como consecuencia del desprendimiento violento de material como se tiene registro en los eventos ocurridos en mina “El Teniente”, Chile en el año 2015 (Rojas, 2017), en el Proyecto Hidroeléctrico “Cheves”, Perú (Veyrat, 2017) y también en mina “Lorraine”, Francia (Al Heib, 2012).

Kaiser et al (1996) define los estallidos de rocas como un fenómeno de falla frágil que ocurre de forma violenta y repentina. Físicamente, se manifiestan a través de la eyección de un determinado volumen de roca desde el frente de avance, paredes, techo o piso de una excavación subterránea.

Martín et al (1999) basado en evidencia recopilada de diferentes eventos de estallidos de rocas alrededor del mundo determina que el inicio de la profundidad de falla ocurre cuando la relación entre el límite tangencial máximo ($\sigma_{m\acute{a}x}$) y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σ_c) alcance valores de $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_c} > 0.4$, esta condición se puede alcanzar como consecuencia de altos esfuerzos in – situ alrededor de una excavación (Hoek et al., 1995)

Hasta la fecha existe un consenso general con respecto a que los estallidos de roca se deben a la existencia de altas tensiones in – situ del macizo rocoso, presencia de heterogeneidades a causa de distintas estratificaciones en el macizo rocoso, estructuras geológicas y/o a condiciones de la calidad de la roca, fuentes de vibraciones naturales como eventos sísmicos y/o reactivación de fallas pre existentes así como también producto de perturbaciones realizadas por tronadura o actividad minera. (Kaiser et al., 1996; Blake and Hedley, 2003).

En las excavaciones profundas, aumenta la probabilidad de ocurrencia de un estallido de rocas. Hoy en día se han desarrollado e implementado diversas medidas para mitigar la ocurrencia de este fenómeno relacionadas con preconditionamiento del macizo rocoso y fortificaciones (Cai, 2019), sin embargo, es necesario obtener más información acerca de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso y su influencia con los estallidos de rocas ya que son importantes para modelar este fenómeno de falla frágil (Diederichs, 2016).

En la presente memoria de título, se centra en realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso, simulando el fenómeno de estallidos de rocas en un túnel profundo en 3D, con el fin de poder asignar una valoración de cada parámetro analizado y determinar cuál de estos es más importante tener en cuenta. Más específicamente los parámetros geomecánicos considerados en este estudio son la resistencia la compresión uniaxial (UCS) el índice de resistencia geológica (GSI), la densidad,



el módulo de Poisson y el módulo de Young. Todos estos parámetros se varían con respecto a la profundidad a la que se somete el túnel.

1.2. Motivación.

La minería para Chile representa gran parte de su economía e historia, ha sido el sustento de miles de familias a lo largo de su existencia, según la dirección de comunicaciones de Codelco, hoy en día esta industria está experimentando grandes cambios en cuanto a las tecnologías disponibles en el mercado que optimizan procesos y también permiten adentrarnos en ambientes más profundos y de roca dura. Cada año, las excavaciones son más profundas y expuestas a ambientes de altos esfuerzos in - situ, sumado al macizo rocoso competente y muy resistente (frágil), condiciones que favorecen al fenómeno de estallidos de rocas.

La modelación numérica es una herramienta cada vez más utilizada para obtener información importante acerca de excavaciones en ambientes profundos. Diederichs, (2007,2016) propone utiliza el enfoque “DISL” para simular este fenómeno, por lo que resulta fundamental fomentar la investigación respecto a este fenómeno y en general a la minería subterránea considerando que esta es mucho más sustentable y en un futuro se espera la extracción de recursos únicamente mediante la explotación subterránea.

Este trabajo pretende aumentar indirectamente la seguridad en las excavaciones y brindar mayor seguridad tanto para los trabajadores y para los equipos ubicados en terreno, elaborando una guía de recomendaciones acerca de la influencia de los parámetros geomecánicos de entrada para simular estallidos de rocas. Se espera poder generar un documento guía y en un futuro diseñar una herramienta gráfica simple en donde lo realizado en este trabajo de título servirá como base del nuevo modelo basado en energía cinética para clasificar la excavación subterránea en función de probabilidad de ocurrencia de un estallido de roca.

1.3. Alcance del proyecto

En un futuro las excavaciones subterráneas deberán soportar ambientes de altos esfuerzos y es un constante desafío diseñar y construir a grandes profundidades, esto ha motivado a distintos autores a proponer métodos de evaluación de fenómenos riesgosos en excavaciones subterráneas. Russo (2014) postula que algunos riesgos tienen directa relación con la calidad geoestructural del macizo rocoso y también con la relación entre los esfuerzos in – situ y la resistencia del macizo.

En este proyecto de título se estudia el fenómeno de estallidos de rocas en túneles profundos, definiendo adecuadamente cada uno de los parámetros de entrada según el enfoque propuesto por Diederichs (2007, 2016) y no el enfoque ampliamente utilizado de Hoek y Brown (1980), analizando la influencia de cada uno de estos factores. La excavación que se simula se realiza mediante un modelo de elementos finitos, tridimensional y sin preconditionamiento. Tampoco se realizan fortificaciones en la excavación, más bien se simula un ambiente inestable para ver la influencia de cada uno de los parámetros geomecánicos que afectan en eventos riesgosos, y se comparan los resultados obtenidos con respecto a modelos empírico-analíticos como se muestran en la Tabla 1: En este proyecto se considera una excavación circular y no se varía la forma ni la tasa de avance en la construcción.



Tabla 1: Métodos utilizados en este trabajo de título
Fuente: Elaboración Propia

	Métodos utilizados en este estudio
Modelo empírico	Método de la profundidad de Falla de Martin et al., (1999)
Modelo analítico	Criterio de Falla de Diederichs (2018)
Modelo numérico	Enfoque DISL propuesto por Diederichs (2007, 2016, 2018)

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Realizar un análisis de sensibilidad de los principales factores geomecánicos que afectan al fenómeno de estallido de rocas mediante el software RS3

2.2. Objetivos específicos

- Utilizar el enfoque “DISL” propuesto por Diederichs (2007, 2016) para simular el proceso de falla frágil.
- Comparar de forma cualitativa y cuantitativa los resultados obtenidos con los distintos métodos empíricos y analíticos existentes en la industria.
- Entregar la información preliminar necesarias para el posterior desarrollo de un gráfico que pueda ser utilizado para determinar la probabilidad de ocurrencia de un estallido de rocas.



3. Marco Teórico

3.1. Propiedades de la roca intacta

Las propiedades del macizo rocoso constan de las propiedades de la roca intacta, las propiedades de las discontinuidades y las propiedades del entorno.

La roca intacta es el material sin discontinuidades o el bloque que se encuentra entre dos discontinuidades y se caracteriza por su peso específico, resistencia y su capacidad de deformabilidad. Existen varios parámetros que pueden ser utilizados para identificar y describir cuantitativamente las propiedades básicas de la roca intacta y permiten una primera clasificación. En la Tabla 2 se mencionan las propiedades de la roca intacta y sus respectivos métodos para determinarlos.

Tabla 2: Propiedades de la roca intacta y su método de determinación.
Fuente: González de Vallejo (2002)

	Propiedades	Método de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica, fábrica, textura, tamaño de grano y color	Descripción visual, uso de microscopio óptico y electrónico. Difracción de Rayos X
	Porosidad (n)	Técnicas de laboratorio
	Peso específico (γ)	
	Contenido de humedad	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, k)	Ensayo de permeabilidad
	Durabilidad, alterabilidad (índice de alterabilidad)	Ensayo de alterabilidad
Propiedades Mecánicas	Resistencia a la compresión simple (σ_c)	Ensayo de compresión uniaxial (UCS), ensayo de carga puntual, Martillo de Schmidt
	Resistencia a la tracción (σ_t)	Ensayo de tracción directa. Ensayo de tracción Indirecta
	Velocidad de onda sónica (V_p, V_s)	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio
	Resistencia (parámetros C y ϕ)	Ensayo de compresión triaxial
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica estáticos y dinámicos: E, v)	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sónica

La resistencia a la compresión o resistencia uniaxiales (UCS – Uniaxial Compressive Strength) es el máximo esfuerzo que la roca puede soportar antes de fallar bajo compresión unidireccional, también se puede estimar la resistencia aproximada a la compresión mediante un estimado proveniente de una correlación con índices obtenidos en pruebas de campo como el ensayo de carga puntual (PLT – Point Load Test) o el Martillo de Schmidt. En la Tabla 3 se muestran algunos valores de UCS para rocas intactas comúnmente conocidas.



Tabla 3: Valores de UCS para distintas rocas comunes
Fuente: Extracto de González de Vallejo (2002)

Roca intacta	Resistencia a la compresión uniaxial UCS (MPa)		Resistencia a la tracción (MPa)
	Valores promedio	Rango	
Andesita	210 – 320	100-500	7
Granito	70 – 200	50 – 300	7 - 25
Limonita	60 – 140	50 – 200	4- 30
Arenisca	55 – 140	30 – 235	5 - 20

La resistencia a la tracción (σ_t) es el máximo estrés que un material puede soportar en tracción unidireccional antes de fracturarse, este valor usualmente tiene rangos entre un 5 – 10 % del UCS de la roca. La densidad de la roca también es un parámetro que se estudia y es una propiedad elemental y fundamental de la roca, se relaciona con la naturaleza de sus constituyentes y que tantos espacios vacíos hay entre ellos, la densidad se define como la masa por unidad de volumen (González de Vallejo, 2002).

Es importante señalar que el macizo rocoso se puede considerar como un conjunto de bloques de roca intacta que interactúan entre ellos (González de Vallejo, 2002). La deformabilidad del macizo rocoso hace referencia a la capacidad que tiene la roca a cambiar de forma en respuesta a esfuerzos que actúan sobre estas y dependiendo de la intensidad de la fuerza aplicada y de las características de la roca la deformación puede ser elástica o plástica (permanente), si la deformación es elástica la roca vuelve a su forma original cuando se deja de aplicar la fuerza externa. La deformabilidad de la roca se expresa mediante las constantes elásticas que se presentan a continuación:

$$E = \sigma / \varepsilon_{ax} \quad (\text{Pa}) \quad (1)$$

$$\nu = \varepsilon_r / \varepsilon_{ax} \quad (\text{adimensional}) \quad (2)$$

El Módulo de Young (E) define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado sobre determinada área y su deformación en la misma dirección, por otro lado, la relación de Poisson (ν) define la relación entre la deformación radial y axial. Ambas constantes se obtienen a partir de los ensayos de laboratorio. Rocas fuertes y de comportamiento frágil poseen un alto valor del módulo de Young y bajo número de la relación de Poisson con respecto a rocas débiles de comportamiento dúctil (González de Vallejo, 2002).

3.2. Propiedades de las discontinuidades

Las discontinuidades juegan un rol importante dentro de la caracterización de un macizo rocoso, hacen al macizo rocoso discontinuo y anisotrópico lo que se traduce en mayor debilidad y más fácil de deformar, su comportamiento mecánico queda condicionado por su resistencia al corte o por la resistencia del material de relleno. La Figura 1; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra las principales características de las discontinuidades que se pueden encontrar en un macizo rocoso. En este estudio, no se considera de forma explícita las características de las discontinuidades, sin embargo, estos parámetros se consideran a través de la clasificación del macizo rocoso.

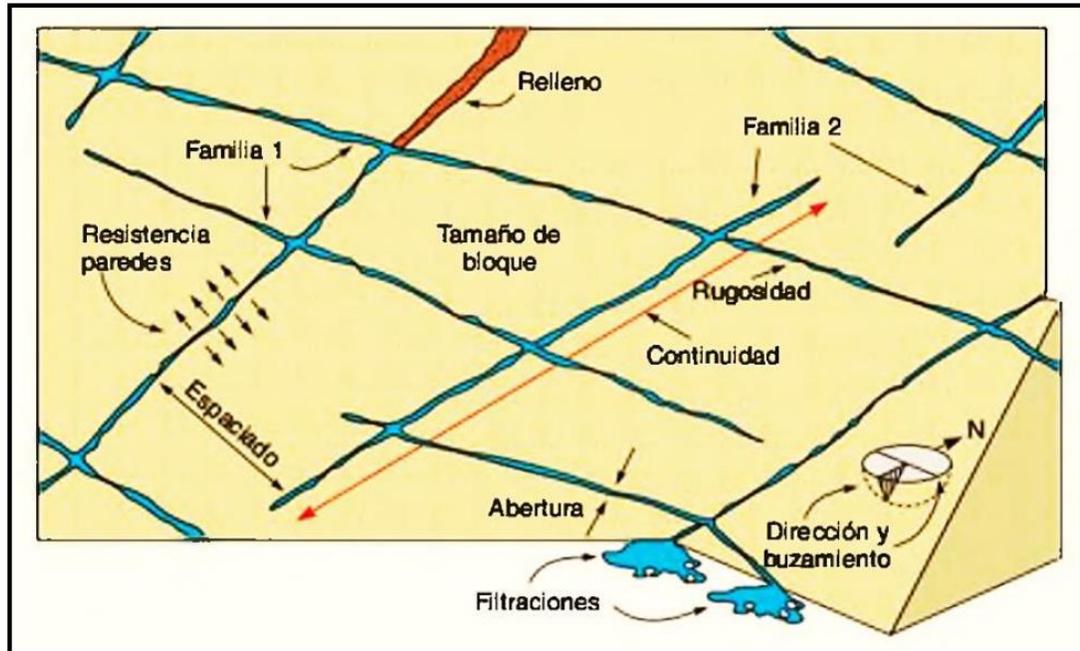


Figura 1: Características de las discontinuidades
Fuente: Gonzalez de Vallejo (2002)

3.3. Macizo Rocosó

El “Macizo Rocosó” está definido por un conjunto de bloques de matriz rocosa y de discontinuidades de diversos tipos que cortan el medio rocoso (González de Vallejo, 2002). Mecánicamente, son medios discontinuos, anisótrópos y heterogéneos, pueden considerarse que presentan nula resistencia a la tracción. Es un medio discreto cuyos bloques están delimitados por discontinuidades, el comportamiento del macizo rocoso es complejo al ser un medio discontinuo, anisótrópo y heterogéneo, sin embargo, se realizan simplificaciones para facilitar el análisis considerando su comportamiento como un medio continuo, isotrópico y homogéneo. A pesar de estas simplificaciones, el macizo rocoso se ve afectado por algunos factores geológicos que influyen en el su comportamiento como la cantidad de familias de discontinuidades, orientación de fallas, tipo de roca, relleno, abertura y espaciamiento de las discontinuidades, etc. Por último, también influirán las condiciones del entorno como el ambiente de esfuerzos in – situ y la hidrogeología.

3.3.1. Clasificación del macizo rocoso

Ante la necesidad de la industria minera por mejorar la calidad de la información es que se crean sistemas de clasificaciones geotécnicas con la cual los profesionales puedan tomar decisiones con una mayor confiabilidad en los datos, además les permite tomar una decisión más analítica y objetiva. Estos sistemas de clasificación constan de dividir el macizo rocoso en distintos grupos que contengan propiedades o que adopten comportamientos similares, se caracterizan por otorgar un índice de calidad geotécnica obtenido a partir de puntuar distintos parámetros y de esta manera asociarlo a una categoría, la cual mide su calidad geotécnica. A continuación, se presentan distintos sistemas de clasificación de macizos rocosos los cuales son los más utilizados en la industria según Karzulovic (2006):



- Sistema de Barton o calificación del macizo rocoso según el índice Q de Barton (Barton et al., 1974)
- Sistema de Laubscher o clasificación del macizo rocoso según los índices RMR y MRMR (Laubscher 1975)
- Sistema de Bieniawski o calificación del macizo rocoso según el índice RMR (Bieniawski, 1974)
- Método del índice de resistencia geológica, GSI (Hoek, 1980)

Los sistemas de clasificación del macizo rocoso de Barton, Laubscher y Bieniawski se desarrollaron con la finalidad de poder evaluar la estabilidad y determinar adecuadamente los elementos de fortificación en cada una de las excavaciones subterráneas ya que clasifican al macizo en cuanto a la resistencia de sus bloques. En este trabajo se considera el uso del índice de resistencia geológica GSI (por sus siglas en inglés Geological Strength Index) que es un sistema de caracterización de las propiedades geomecánicas de macizos rocosos introducido por Hoek et al., (1994,1995) que consiste en la identificación, mediante una evaluación visual, de las propiedades geológicas in situ. Fue diseñado como un método cuantitativo para aquellas propiedades de un macizo rocoso discontinuo. Las observaciones se basan en la apreciación del macizo rocoso a nivel estructural, este criterio toma en consideración la “blocosidad” asociado al grado de fracturamiento y/o espaciamiento de las estructuras, su historia geológica y condiciones de formación.

Según Brady & Brown (2006) la resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de las piezas intactas de roca y sobre la libertad de estas piezas para deslizarse y rotar bajo un rango de condiciones de esfuerzos impuestos. La forma de las piezas entrelazadas entre ellas y la condición de la superficie que las separa controlan esa libertad de las piezas por deslizar.

El GSI busca escalar la resistencia del macizo rocoso, por eso considera la blocosidad y las condiciones de las discontinuidades presentes dejando de lado la resistencia de la roca intacta ya que este índice es un parámetro de entrada para el criterio de falla de Hoek et al., (2001). A partir de la Figura 2 se puede estimar el GSI a partir de los datos geológicos observables y la experiencia propia del examinador para un macizo rocoso blocoso. En la gráfica se observa que este índice no considera la evaluación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (UCS) ya que, como se dijo anteriormente, el índice GSI es input para el criterio de falla de Hoek & Brown y evita una doble asignación, de la misma manera no se considera el espaciamiento ya que está implícito al considerar la “blocosidad” del macizo ni tampoco se considera la presencia de agua debido a que se utilizan esfuerzos efectivos en el criterio mencionado por Karzulovic (2006). Hoy en día el GSI continúa evolucionando como el principal índice de entrada para el criterio de Hoek – Brown, y el proceso de falla que controla la estabilidad de las excavaciones subterráneas en estas condiciones está dominado por el inicio y la propagación de fracturas frágiles, lo que conduce a desprendimientos, cortes y, en casos extremos, estallidos de rocas (Marinos et al., 2007). El sistema de clasificación GSI supone que el macizo rocoso contiene un número suficiente de discontinuidades orientadas de forma aleatoria de tal manera que se puede comportar como un medio homogéneo isotrópico o un medio pseudo continuo.

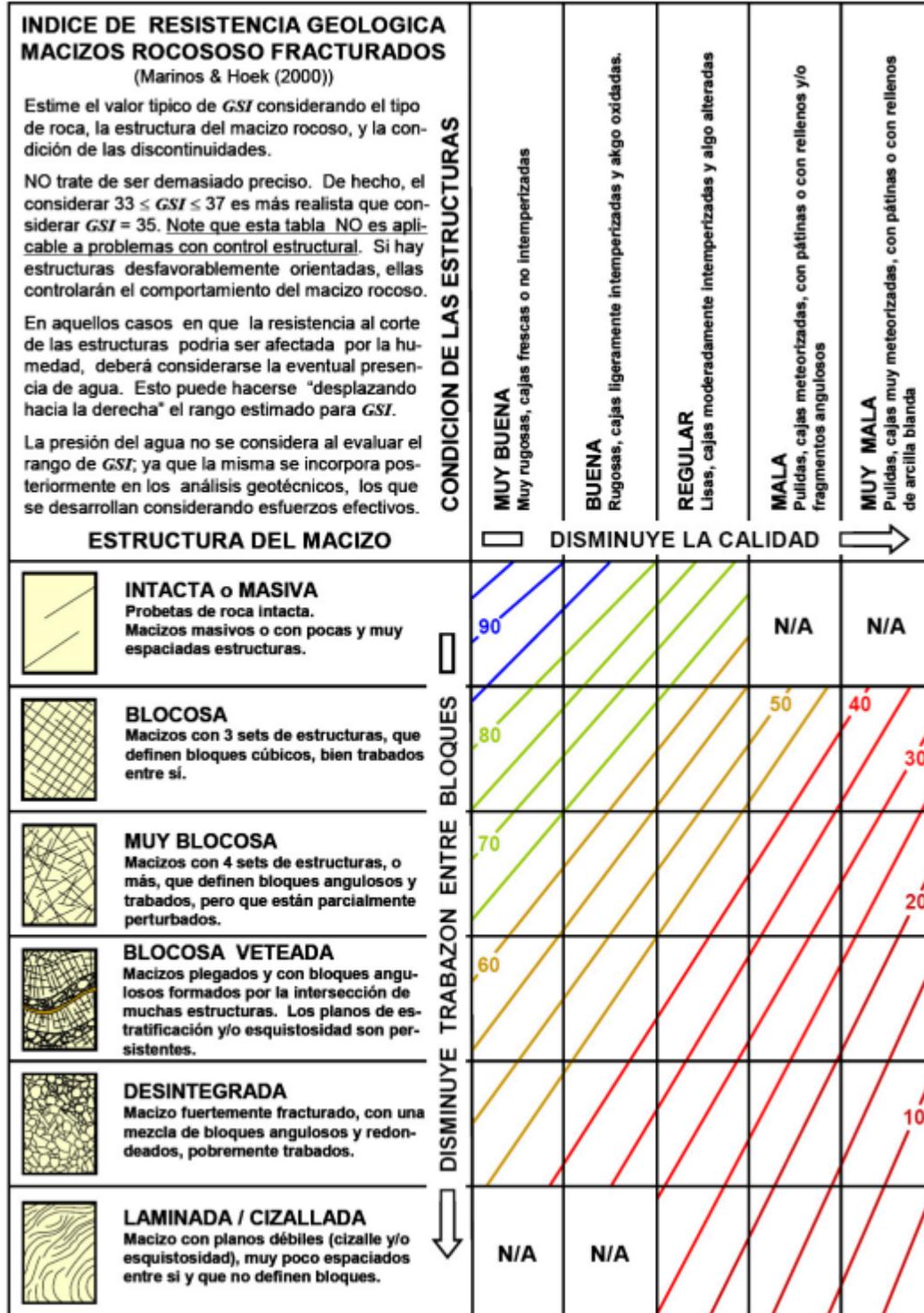


Figura 2: Esquema general para la estimación del GSI
Fuente: Marinos et al., (2000)



3.3.2. Esfuerzos en el Macizo Rocoso

El macizo rocoso está sujeto a esfuerzos naturales o esfuerzos “in – situ”, los cuales son producto de la naturaleza e historia geológica del sector. Por el contrario, los esfuerzos inducidos son aquellos que se generan por una modificación realizada en el macizo rocoso. El esfuerzo al interior del macizo rocoso se genera por la aplicación de fuerzas externas y/o por la fuerza producida por el propio peso del macizo. Los esfuerzos “In - situ” son aquellos que existen en el lugar antes de cualquier excavación o construcción subterránea (González de Vallejo, 2002)

La corteza terrestre está sujeta a diferentes tipos de esfuerzos los cuales pueden ser esfuerzos tectónicos o esfuerzos gravitacionales. Los esfuerzos “in – situ” tiene directa relación con los esfuerzos gravitacionales ya que son el resultado del peso propio del material geológico y queda definido según la ecuación (1) (Brown y Hoek 1978) que relaciona la densidad del material geológico, la constante gravitacional de Galileo Galilei (g) y la profundidad “h” a la que se encuentra la excavación.

$$\sigma_{\text{in-situ}} = \rho gh \quad (3)$$

Los proyectos de ingeniería como lo puede ser la construcción de una serie de galerías subterráneas afectan el estado de esfuerzos in – situ añadiendo o reordenando la distribución de los esfuerzos existentes induciendo un nuevo estado de esfuerzos. En este caso, se habla de esfuerzos inducidos.

Por lo tanto, los esfuerzos totales que actuaran sobre una labor, ya sea esta subterránea o superficial, pueden ser estimados a partir de la ecuación (4).

$$\sigma_{\text{total}} = \sigma_{\text{in-situ}} + \sigma_{\text{inducido}} \quad (4)$$

Los esfuerzos in – situ se expresan en función del peso de sobrecarga y la razón de esfuerzos “K”, que relaciona el esfuerzo horizontal con el esfuerzo vertical, el coeficiente K depende de las condiciones del entorno geológico y se encuentra en un rango de 0 hasta 5,5 según estudios empíricos de (Brown y Hoek 1978), a valores iguales a 5 o 6 en entornos muy cercanos a la superficie y sin fallas, y con valores entre 1,5 y 2,5 para regímenes tectónicos. La orientación de los esfuerzos principales puede dar lugar a concentraciones esfuerzos complejas en la cara de los túneles, con esfuerzos elevados fuera del plano y a lo largo de la alineación del túnel, creando una zona de altamente estresada a lo largo del contorno de la excavación, mientras que el núcleo del frente de avance se encuentra relajado, lo que lleva a un mayor potencial de estallido de rocas (Vazaios et al., 2019)

3.3.3. Comportamiento del macizo rocoso

Hoek y Brown (1980) introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de entrada para el análisis en el diseño de las excavaciones subterráneas en roca competente. El criterio partía de las propiedades de la roca intacta (ver Tabla 4) y se introducían factores reductores de esta propiedad sobre la base de las características de un macizo rocoso diaclasado, los autores Hoek & Brown (1980) intentaban relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas por medio de sistema de clasificación de macizos rocosos el “RMR” propuesto por Bienawski (1974). El criterio de falla de Hoek-Brown es una relación derivada empíricamente, que describe un aumento no lineal en la resistencia máxima σ_1 (para una roca isotrópica) al incrementar el confinamiento σ_3 . Ante la necesidad de definir la resistencia del macizo rocoso y/o de estructuras han surgido diversos criterios de falla, gran parte de ellos empíricos. Generalmente, la resistencia del macizo rocoso es estimada a través del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown (Hoek & Brown 1980; Hoek et al., 2002; Eberhardt, 2012; Hoek & Brown, 2019), siempre y cuando no



haya un marcado control estructural. Para estimar la resistencia de estructuras es común emplear el criterio de falla de Mohr Coulomb (Labuz & Zang, 2012).

El efecto escala es muy importante al momento de precisar el GSI y los valores de las constantes “ m_b ”, “ s ” y “ a ”, se distingue entre el criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado, empleado para macizos rocosos. En la Tabla 4 se presentan las principales diferencias entre los parámetros considerados para cada uno de ellos:

Tabla 4: Parámetros del criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.
Fuente: Elaboración Propia

Criterio de falla de Hoek & Brown	Ecuación	Parámetros		
		m	a	s
Roca Intacta	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$	m_i propio de la roca intacta	0.5	1
Macizo Rocosos	$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$	" m_b " escalado	" a " escalado	" s " escalado

El criterio de falla de Hoek & Brown queda definido, en término de sus esfuerzos principales según la siguiente ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (5)$$

Donde:

- σ_1' y σ_3' son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor respectivamente en el momento de la rotura.
- σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial del material intacto.
- “ m_i ” y “ s ” son las constantes y están asociadas a la fricción y cohesión del material, donde $s = 1$ para roca intacta.

Posteriormente el autor introduce el criterio de Hoek & Brown Generalizado en el cual la forma de la curva del esfuerzo tensional principal o la envolvente de Mohr Coulomb podría ajustarse por medio de un coeficiente variable “ a ” en lugar de la raíz cuadrada. Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR de Bieniawski no era adecuado como el camino correcto para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles, razón por la cual se introduce el GSI.

Luego, el criterio de Hoek & Brown generalizado se define como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (6)$$

Donde “ m_b ” es un valor reducido de la constante del material “ m_i ” y está dado por:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14*D} \right)} \quad (7)$$



Los parámetros “s” y “a” son constantes del macizo rocoso, las cuales se determinan según las siguientes ecuaciones:

$$s = e^{\frac{(GSI-100)}{9-3D}} \quad (8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (9)$$

El factor de perturbación “D” depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de tronaduras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso (σ_{cm}) se obtiene haciendo $\sigma_3' = 0$ en la Ecuación 6, obteniendo:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \quad (10)$$

Y la resistencia a la tracción (σ_t) se obtiene igualando $\sigma_3' = \sigma_1' = \sigma_t$ en la Ecuación 6, dando así:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (11)$$

En la Figura 3 se observa la envolvente del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown

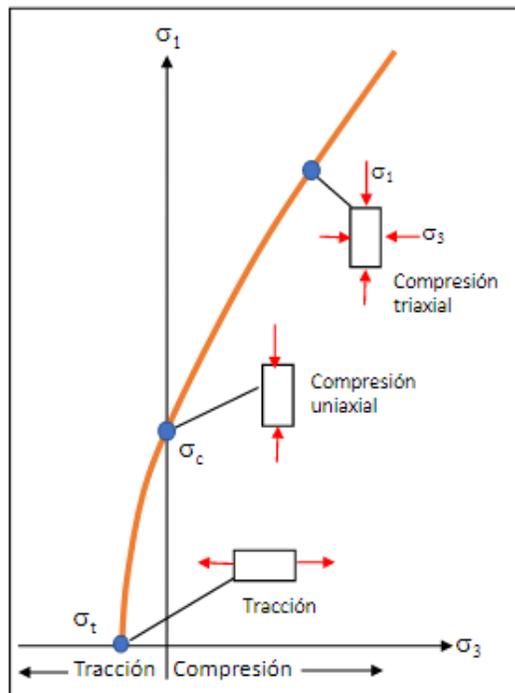


Figura 3: Envolvente del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown.
Fuente: Modificado de Hoek & Brown (1980)



Es importante considerar que este criterio descrito anteriormente no se debe utilizar en situaciones en donde se tenga existan grandes discontinuidades y exista la posibilidad de deslizamiento de rocas (control estructural dominante). Por otro lado, se recomienda utilizar este criterio de falla cuando se tiene un macizo rocoso moderado a fuertemente fracturado.

La deformabilidad del macizo rocoso queda representado en parámetros como el Módulo de Young y/o Módulo de Poisson, Hoek & Diederichs (2006) señalan que con respecto al primero de estos, se sabe que la obtención del Módulo de Young se determina de acuerdo a su aplicabilidad en análisis numérico a partir de datos empíricos de China y Taiwán, el cual considera el módulo de Young de la roca intacta (E_i) y por medio del GSI y el factor de deterioro por tronaduras (D) se escala al macizo rocoso a través de la siguiente formulación:

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(60 + 15D - GSI)}{11}}} \right) \quad (12)$$

3.4. Estallidos de Rocas

El fenómeno de Estallidos de Rocas se ha vuelto más común durante las últimas décadas, a medida que las excavaciones se vuelven más profundas. Los primeros registros de este fenómeno datan de minas profundas en Sudáfrica a principios del siglo XX, hoy en día es más común de lo que se desea. Por esta razón, es de suma importancia el estudio de este fenómeno en la actualidad.

Varios autores proponen diferentes definiciones para el fenómeno de estallido de roca. Por un lado, Zhang et al., (2020) define este evento como un fenómeno dinámico de rotura de roca que implica una liberación repentina y muchas veces violenta de la gran energía acumulada en el macizo rocoso. Por otro lado, Kaiser (1996) define este evento como un fenómeno de falla frágil que ocurren en forma súbita, violenta y que se encuentra asociado a eventos sísmicos. En todos casos los estallidos de rocas son definidos como un evento sísmico inducido por la minería, violento y repentino que afecta y causa destrucción a las excavaciones en la roca. Estos se han transformado en eventos cada vez más conocidos dentro de la industria minera, ya que se han ido agotando los recursos minerales en la superficie, lo que obliga a las y los ingenieros de minas a extraer minerales que se encuentran a una mayor profundidad lo que conlleva ambientes de altos esfuerzos en donde este fenómeno está presente. Físicamente los estallidos de roca se manifiestan a través de la eyección de un determinado volumen de roca violentamente desde las paredes, techo o piso en una excavación subterránea, como consecuencia de una acumulación excesiva de energía de deformación en el macizo rocoso, liberándose repentinamente de manera súbita y violenta. Se produce cuando el estrés acumulado en el macizo rocoso logra superar la resistencia de este. Un evento sísmico puede o no estar relacionado con un estallido de rocas, puede ubicarse cerca, lejos e inclusive puede superponerse con el fenómeno de estallido de rocas (Kaiser, 1996)

Los estallidos de rocas o “Rockburst” por su traducción en inglés, pueden ser clasificados en dos tipos, estallidos de rocas autoiniciados y estallidos de rocas activados remotamente. El primero se refiere a los estallidos de rocas autoiniciado o también llamados estallidos de rocas por deformación (“strainburst”) que ocurre cuando los esfuerzos concentrados en el macizo rocoso exceden su resistencia, produciendo una falla inestable y violenta, la redistribución de esfuerzos resultante de una minería cercana aumenta la concentración de los esfuerzos en el lugar y la pérdida de estabilidad estructural, un factor dependiente de la resistencia del macizo rocoso, también puede causar un estallido de rocas autoiniciado (Kabwe & Wang, 2015). En cuanto a los estallidos de rocas activados remotamente, deben su ocurrencia a eventos sísmicos remotos de magnitud relativamente grande, los cuales añaden energía al perímetro de la excavación al punto que se logra superar la resistencia del macizo rocoso. Los estallidos de rocas sísmicos o por deslizamiento de fallas están relacionados con los esfuerzos de cizalle (esfuerzos de corte) presentes en estructuras geológicas como fallas y diques, los cuales generan eventos sísmicos que activan mecanismos de falla en el macizo rocoso, como los estallidos de rocas. Este tipo de eventos es menos común que el estallido de roca



por deformación, pero generalmente implica una mayor cantidad de energía de deformación, por lo que los daños generados son mayores. En la Figura 4 se presenta un esquema realizado por González (2021) acerca de la clasificación de los tipos de estallidos de rocas según consideraciones de Kaiser (1996) y Li et al., (2019)

Existen diversos mecanismos que definen y explican en detalle los estallidos de rocas, al tratarse de túneles profundos el mecanismo principal es el “estallido por deformación” de las paredes y frente de avance, con o sin control estructural y como resultado de la compleja redistribución de los esfuerzos dentro del túnel (Diederichs 2018)

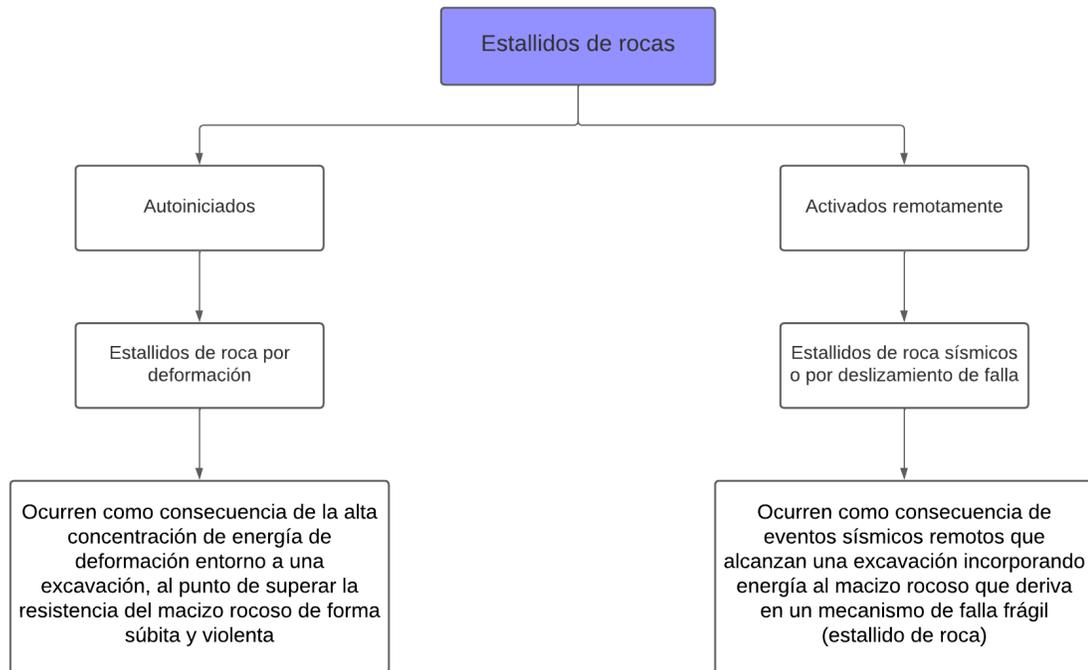


Figura 4: Clasificación de los estallidos de rocas según Kaiser et al., (1996)
Fuente: Modificado de González (2021)

Existen varios mecanismos que explican los estallidos de rocas, Diederichs (2018) menciona que el mecanismo más importante es el “estallido de roca por deformación” tanto de las paredes como del frente de avance debido a la compleja trayectoria de los esfuerzos dentro del túnel. Los cambios de esfuerzos, el almacenamiento de energía del macizo y los mecanismos de liberación son coincidentes y locales con respecto al límite del túnel. Además, el autor destaca la importancia de la energía y para que ésta sea liberada, el macizo rocoso debe, primero, almacenarla. Por un lado, el almacenamiento de energía se relaciona con la resistencia y rigidez (roca más rígida es menos susceptible a la deformación y roca blanda dúctil tiene alta capacidad de almacenamiento de energía). El mismo autor señala que el indicador más sólido del potencial de almacenamiento de energía es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca ya que se ha demostrado que el “UCS” relacionado con el indicador de fragilidad “UCS/T” (con “T” definido como la resistencia a la tracción uniaxial) el cual proporciona un indicador predictivo simple del potencial de estallido de rocas por deformación.

Finalmente es importante comprender el concepto de falla frágil que se puede observar mayormente en macizos rocosos masivos o moderadamente fracturados, en donde el inicio de una falla que podría propagarse y unirse con otras fallas existentes, combinado con un ambiente de altos esfuerzos puede llevar



a desencadenar un evento no deseado. En la siguiente ecuación (13) propuesta por Martin et al., (1999) se tiene el esfuerzo máximo (σ_{\max}) al que se somete el túnel el cual se puede obtener a partir de sus esfuerzos principales “ σ_1 ” y “ σ_3 ”. Diederichs (2007) por su parte obtiene que una fractura frágil comienza a desarrollarse cuando el esfuerzo máximo σ_{\max} en la pared o techo alcanza entre un 40% y 60% del “UCS” lo cual denomina “Spalling Damage” que es un estallido de rocas, sin embargo, no siempre la generación de este evento es violenta.

$$\sigma_{\max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (13)$$

3.5. Métodos para evaluación de estallidos de rocas.

En la actualidad, resulta complejo predecir el momento, ubicación y magnitud de un estallido de rocas, sin embargo, es posible acercarse a lo requerido considerando algunos métodos ya sean empíricos, analíticos y/o numéricos. Li et al., (2019) comenta que si es posible estimar con un nivel de confianza aceptable su ubicación, tiempo y magnitud considerando las características del macizo rocoso y el campo de esfuerzos in-situ. Existen diferentes modelos o métodos para la evaluación de los estallidos de rocas, entre ellos se encuentran los modelos analíticos, modelos empíricos y modelos numéricos.

La Figura 5 presenta un esquema resumen de los diferentes métodos para evaluar los estallidos de rocas que se utilizarán en este trabajo y sus respectivos métodos para estimar las profundidades de falla:

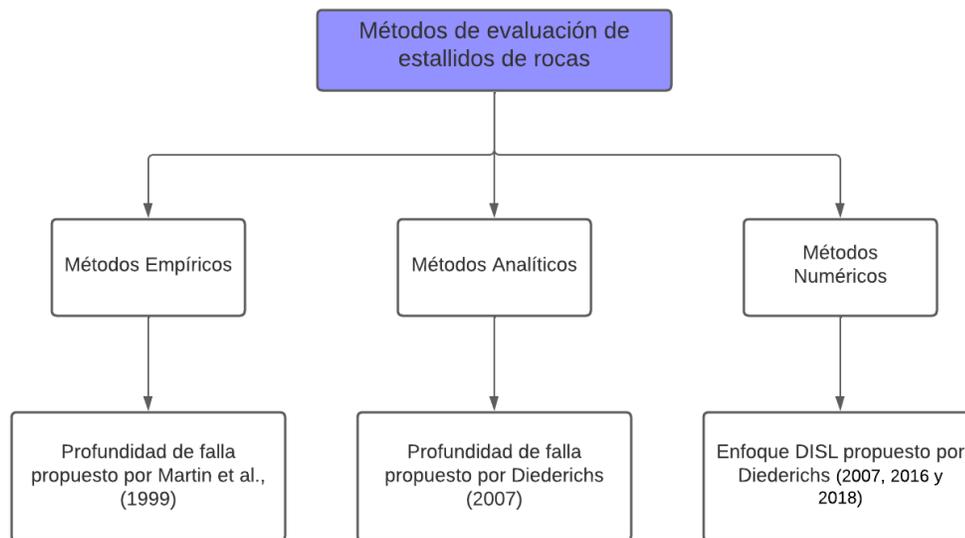


Figura 5: Métodos de evaluación de estallidos de roca.

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1. Profundidad de Falla de Martín (1999)

El método de estimación de profundidad de falla de Martín (1999) es un método empírico, basado en la experiencia, que considera una recopilación de casos reales y pretende obtener resultados a partir de dichos datos, este método se basa en recopilaciones de datos de túneles, el cual demostró que existe correlación entre la máxima profundidad de falla que ocurre en el perímetro de la excavación sobre el radio del túnel



(R_f/r) representado con el eje y y de la Figura 6 y el esfuerzo tangencial máximo sobre la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{max}/σ_c) representado por el eje x de la Figura 6. Martin et al., (1999) concluyeron que la profundidad de la falla frágil producida por los esfuerzos alrededor de un túnel considerando un macizo rocoso masivo a moderado y fracturado, se puede aproximar mediante la siguiente relación lineal:

$$\frac{R_f}{a} = 0.49 (\pm 0.1) + 1.25 \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \right) \quad (14)$$

En donde “ R_f ” corresponde a la profundidad de falla (distancia desde el centro de la excavación), “ a ” es el diámetro del túnel, “ σ_{max} ” es el esfuerzo tangencial máximo y por último “ σ_c ” es la resistencia a la compresión uniaxial. A continuación, se presenta una representación visual del método empírico propuesto por Martin et al., (1999) basado en datos reales de túneles en donde se evidencia las relaciones empíricas obtenidas:

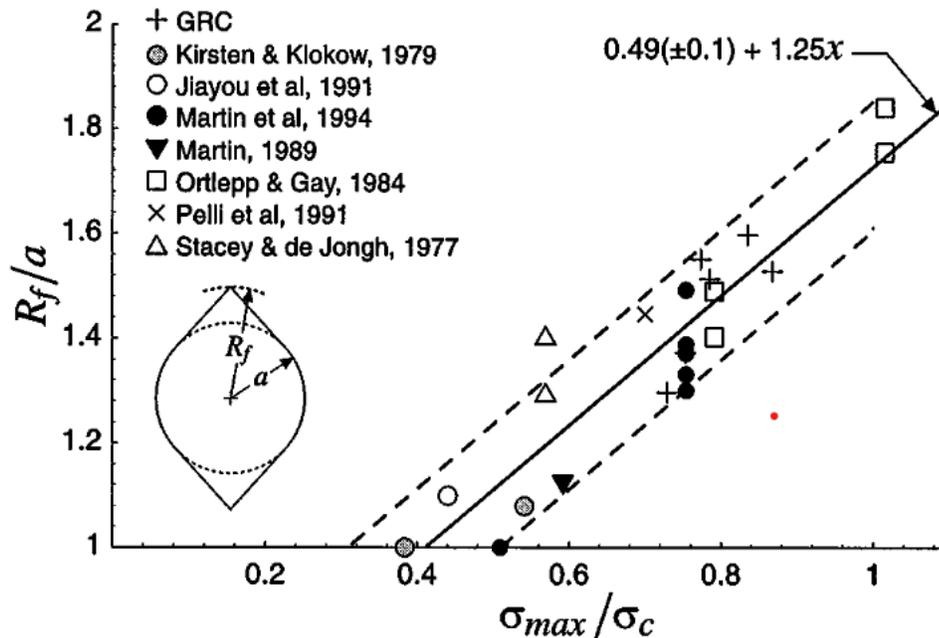


Figura 6: Profundidad de falla propuesto por Martín et al., (1999)

Fuente: Martín et al., (1999)

3.5.2. Profundidad de Falla de Diederichs (2018)

Este método resulta de un análisis numérico robusto realizado a partir de un código de elementos finitos no lineales y el “Enfoque Damage Initiation Spalling Limit (DISL)” el cual permite estimar la profundidad de falla y la extensión angular de la falla para un túnel circular ubicado en profundidad. Si bien es cierto los fundamentos de este modelo son numéricos al analizar mediante el software de elementos finitos, sin embargo, su aplicación se sustenta en una rigurosa metodología analítica con una serie de pasos que permiten determinar la profundidad de falla de una excavación subterránea en función de sus esfuerzos principales y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. Para determinar la profundidad de falla frágil según Diederichs (2018) consta de:



- Obtener una estimación de los esfuerzos principales en un plano 2D perpendicular al avance del túnel.
- Obtener el inicio de fracturas (CI)
- Calcular la razón de resistencia:

$$SR = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{CI} \quad (15)$$

- Determinar la razón de los esfuerzos principales K .

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (16)$$

- Calcular los factores de calibración:

$$M = 0,4 \times K^{-0,27}; N = 0,65 \cdot K^{0,14} \quad (17)$$

- Calcular la razón de ruptura “BR” (Breakout Ratio):

$$BR = 1 + M(SR - 1)^N \quad (18)$$

- Predicción de la profundidad de falla:

$$Df = BR \times R; \text{ donde } R = \text{Radio túnel} \quad (19)$$

A continuación, en la Figura 7 se muestran los principales resultados de un análisis numérico utilizado para estimar profundidad de falla según Diederichs (2018)

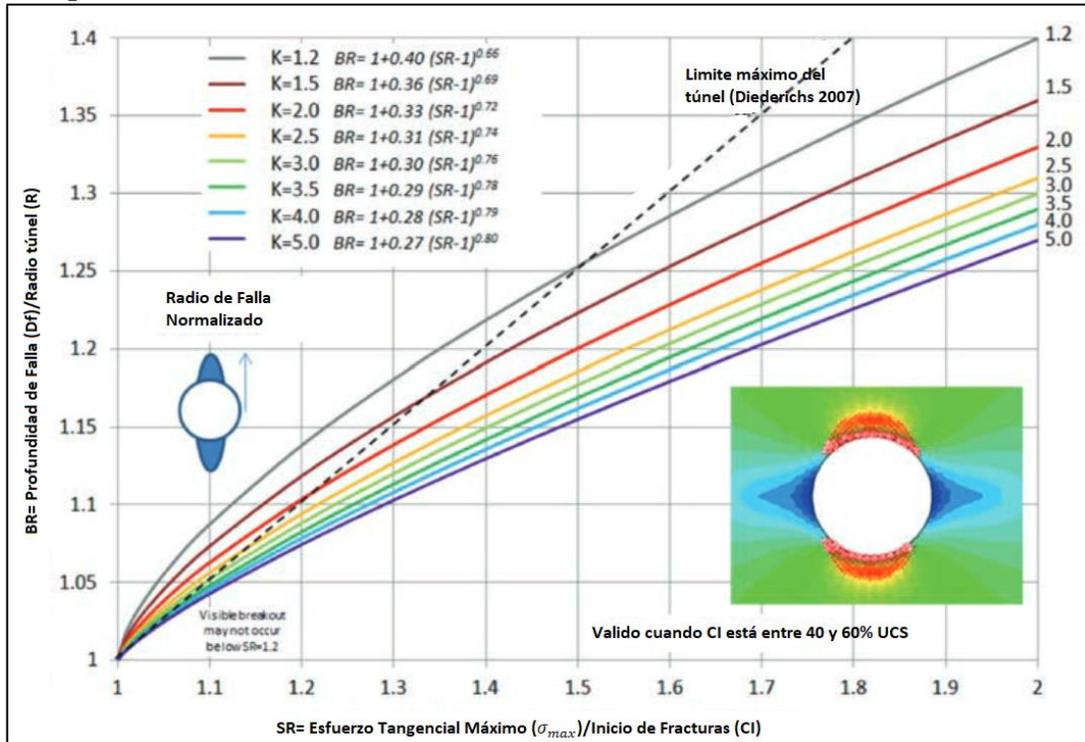


Figura 7: Profundidad de falla propuesto por Diederichs (2018)
Fuente: Diederichs (2018)

3.5.3. Enfoque DISL

El enfoque “DISL” propuesto por Diederichs (2007, 2016 y 2018) por sus siglas en inglés “Damage Initiation Spalling Limit” utiliza el criterio de falla generalizado no lineal de Hoek & Brown para definir la envolvente de esfuerzo límite. Este enfoque fue desarrollado esencialmente para simular el comportamiento de falla frágil en software de diseño de ingeniería convencional (como en RS3 de Rocscience utilizado en este estudio).

El autor Diederichs (2015) hace una diferencia entre la Región perturbada y la Región de “Spalling” en donde la primera de estas corresponde a la región del macizo rocoso que se ha plastificado parcialmente en un rango menor al 100% de plasticidad y mayor al 0%, en esta región hay una menor cantidad de elementos que fallan y generalmente se encuentran aislados, por lo que las probabilidades de propagar mecanismos de fracturas que conduzcan a la falla son bajas. Esta región delimita el espacio entre el macizo rocoso plastificado y elástico. En este caso el software RS3 no permite la visualización menor al 100% y mayor al 0%, lo que sí permite visualizar el software es la plasticidad al 100%, la cual representa una región del macizo rocoso en donde se ha plastificado en un 100% (Hay propagación de fracturas en dicha región) en donde la mayoría de los elementos falla por corte y/o tensión como consecuencia de un desconfinamiento en torno a la excavación.

Los parámetros modificados para precisar el umbral de “inicio de daño” y “límite de spalling” en el macizo rocoso de acuerdo con Diederichs (2007) se muestran en la Tabla 5, donde un menor valor del parámetro “ m_r ” es característico de rocas heterogéneas. Esta implementación implica una dependencia mínima del confinamiento para el umbral de “Crack initiation, C.I.” o “iniciación de daño” (cohesión elevada, baja fricción) que pasa a un “límite de spalling” definido por una fricción elevada y una pérdida de cohesión.



Define los parámetros peak y residual, donde define expresiones para “a”, “s” y “m” tanto para el peak como para el comportamiento residual.

Teniendo en consideración el criterio de falla de Hoek & Brown se tiene que la pérdida de la cohesión es representada por la caída del parámetro “s”, o dicho de otro modo el aumento de la cohesión se representa por el aumento en el parámetro “s”. Mientras que la fricción está caracterizada por el aumento del factor “m”. Por ende, el límite de “Inicio de daño” estará influenciado por los parámetros de resistencia peak, por otro lado, el “Límite de spalling” quedará influenciado por los parámetros de resistencia residual del “Enfoque DISL”. Todo esto anteriormente mencionado González Antiman (2021) lo resume de manera eficiente mediante un esquema de las principales características del “Enfoque DISL” en la siguiente Figura 8.

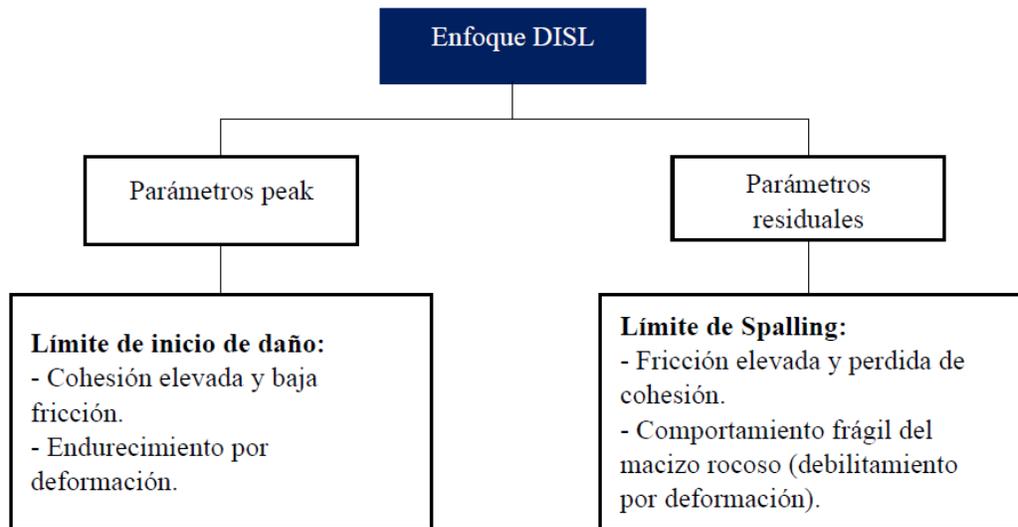


Figura 8: Principales características del enfoque "DISL"
Fuente: Extraído de González (2021) en base a Diederichs (2007)

Tabla 5: Parámetros peak y residual según el “Enfoque DISL”
Fuente: Diederichs (2007)

Método de Modelación	Peak		Residual	
	Parámetro de entrada	Valor/Ecuación	Parámetro de entrada	Valor/Ecuación
Enfoque 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	$s_p \times \frac{UCS}{T}$	m_r	6-12



3.6. Software RS3 de Rocsciences

Como se ha mencionado anteriormente, el modelamiento numérico generalmente se emplea mediante el uso de softwares computacionales que son diseñados con objetivos específicos para cada caso, además el uso de las computadoras para realizar cálculos u operaciones matemáticas nos ayuda a economizar mucho tiempo y en la mayoría de los casos, nos permite ahorrar dinero a pesar del alto costo de algunos softwares ya que la cantidad de dinero y sobre todo tiempo compensa el dinero invertido.

El software RS3 de rocscience (Por sus siglas en inglés Rock and Soil 3 dimensional analysis program) está diseñado para el análisis 3D de estructuras geotécnicas para aplicaciones civiles y mineras. Aplicable tanto para roca como para suelo, RS3 es un programa de análisis de elementos finitos de uso general para excavaciones subterráneas, diseño de túneles y soportes.

4. Metodología

En este trabajo se estudia y analiza el fenómeno de estallidos de rocas en túneles circulares profundos y se definen los siguientes pasos:

- 1) Caracterización del ambiente de simulación: En primera instancia se comienza con una adecuada caracterización del ambiente de simulación, lo que conlleva en definir las variables y rangos adecuados para el modelo a simular, en esta etapa también se define el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado y el enfoque DISL propuesto por Diederichs (2007). Además, deja en claro todos los parámetros necesarios para modelar y simular el fenómeno de rockburst en túneles profundos mediante el software RS3.
- 2) Modelo preliminar: Se comienza con la elaboración de un modelo numérico preliminar en el software de elementos finitos en tres dimensiones llamado “RS3”, en el cual se pretende simular la ocurrencia del fenómeno de estallido de roca en un túnel circular profundo. Para esto se definen e integran todos los parámetros de entrada del modelo (incluyendo la geometría de la excavación, parámetros geomecánicos del macizo rocoso, esfuerzos in – situ, etc.) También se considera el enfoque “DISL” para simular la ruptura frágil de un estallido de roca.
- 3) Validación de los parámetros geomecánicos: Siguiendo con metodología, ya se tiene un modelo inicial que simula un túnel circular profundo sometido a un ambiente inestable de altos esfuerzos. A partir de este modelo incluiremos la variabilidad de los parámetros GSI, Módulo de Young, Densidad de la roca, UCS y Módulo de Poisson, con la finalidad de observar cómo influye cada uno de estos parámetros en la generación de estallidos de roca y a la vez asignar cierto peso a cada uno de los factores.
- 4) Compilación de los resultados: Una vez que se han ejecutado todos los modelos numéricos y consiste en la recopilación de los resultados. En donde se mide la profundidad de falla para cada uno de los eventos modelados, se analizan cada uno de los factores (“UCS”, “GSI”, “Densidad de la roca”, “Módulo de Poisson” y “Módulo de Young”) por separado y se comparan entre ellos. Además, se analizan los posibles errores de arrastre que pueden llegar a ocurrir en cualquiera de las etapas anteriores durante el proceso de modelación.
- 5) Conclusiones: Finalmente, en la última etapa se procede a procesar los resultados y determinar las principales conclusiones y recomendaciones. Se necesita realizar un análisis cualitativo de los resultados recopilados en la etapa anterior (mediciones de profundidad de falla, ángulo y ancho de falla, distancia inestable en el frente de avance) y luego correlacionarlos de manera cuantitativa si es posible, validando el comportamiento de los parámetros a partir de recomendaciones conocida en la industria como Martín (1999) y Diederichs (2018)



Los modelos numéricos por realizar constan de tres escenarios diferentes, el primero de ellos consiste en el macizo rocoso sin la excavación en donde se observan los esfuerzos litostáticos (Figura 9.a), el segundo escenario cuenta del ambiente de simulación con la primera mitad de la excavación construida (Figura 9.b) y por último el tercer escenario se tiene el ambiente de simulación con el túnel construido en su totalidad (Figura 9.c). A continuación, se detalla cada una de las etapas que constituye la metodología de trabajo, especificando los pasos más importantes y los parámetros utilizados:

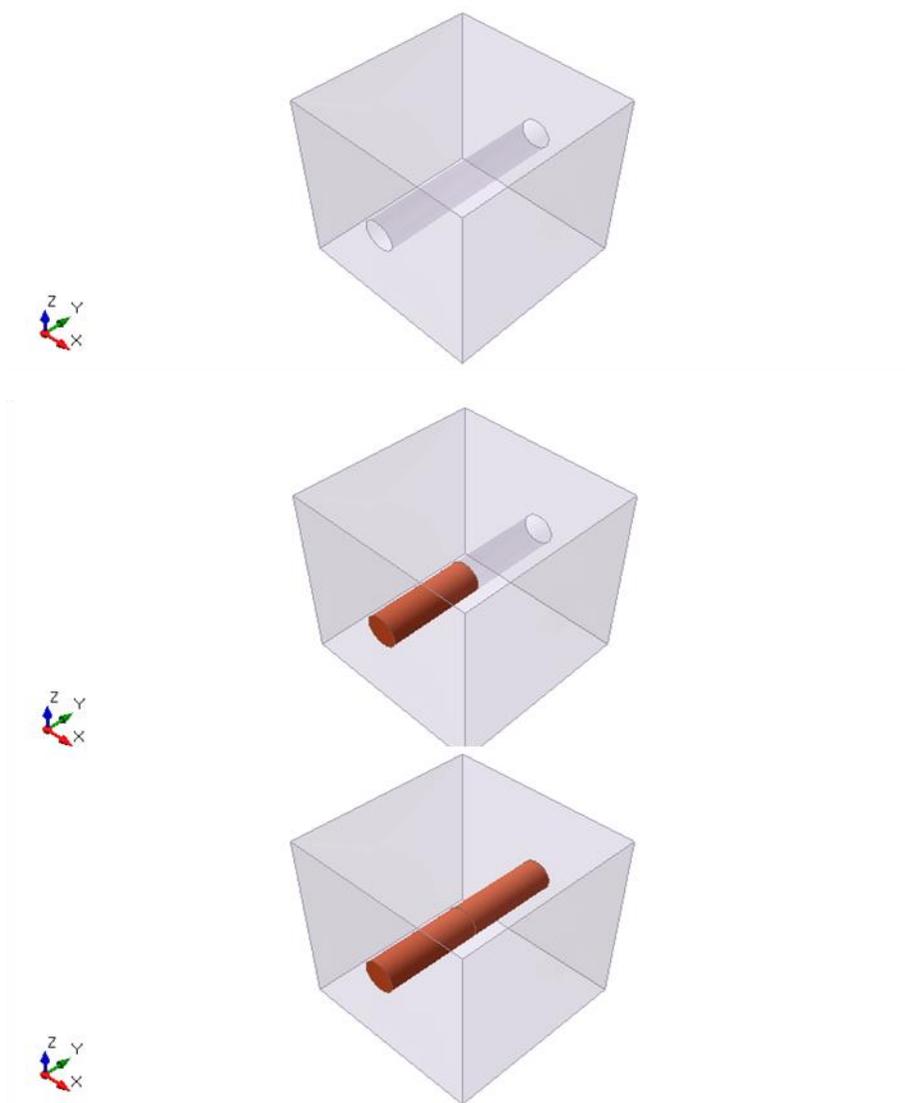


Figura 9: a) Primer escenario del modelo, no hay excavación. b) Escenario con la mitad del total de la excavación construida. c) Escenario final y el más utilizado con la totalidad de la excavación construida.

Fuente: Elaboración Propia.



4.1. Caracterización del ambiente de simulación

Definir los parámetros de entrada de nuestro modelo numérico es de suma importancia ya que todas nuestras recomendaciones y conclusiones serán en base a cálculos que dependerán de los inputs. La caracterización consiste en determinar las propiedades o atributos de lo que se desea caracterizar, en este caso el ambiente de simulación de nuestro caso de estudio. Se debe hacer una selección cuidadosa y justificada de cada uno de los parámetros que caracterizan el ambiente de la simulación para que lo que se desea simular sea lo más parecido a la realidad. Para generar el fenómeno de estallidos de rocas se necesita, en términos generales, ambientes de altos esfuerzos a grandes profundidades, un macizo de roca resistente y competente cuyo Índice calidad “GSI” sea superior a 55.

Para que se produzca el fenómeno deseado se deben cumplir ciertas condiciones, primeramente, seguiremos las recomendaciones descritas por Vazaios et al., (2019) quien señala que se debe garantizar zonas de desconfinamiento en torno a la excavación con tal que lleve al macizo rocoso a superar su resistencia límite a la tracción. Con respecto a los esfuerzos in situ, estos deben ser de tal magnitud que la acumulación en torno a la excavación genere esfuerzos entre el 40% y 60% del UCS según Diederichs (2007) para superar el límite de inicio de daño. También se debe lograr que las fracturas ocasionadas por los esfuerzos in situ interaccionen entre ellas de tal manera de generar una magnitud de esfuerzos mucho mayor superando el “límite de spalling” a partir del cual se genera la falla frágil. En cuanto a las propiedades tanto de la roca intacta como del macizo rocoso, este material se debe caracterizar por su alta resistencia, lo cual se ve reflejado en una elevada resistencia a la compresión uniaxial y alto módulo elástico (aunque se puede asumir a primera vista que los parámetros elásticos como lo es el módulo de Young y el módulo de Poisson no son tan relevantes). En cuanto a la anisotropía de esfuerzos, cuantificada por la razón de esfuerzo “K”, esta depende de las condiciones del entorno geológico, para ambientes tectónicos como el de Chile, la razón de esfuerzos K toma valores entorno a los 1.5 a 2.5 según Vazaios et al., (2019).

Una vez que ya se sabe cómo deben ser las propiedades resistentes y de deformabilidad de la roca intacta, es necesario definir los parámetros peak y residual del macizo rocoso, para lo cual se consideran lo propuesto según el enfoque DISL. Los parámetros utilizados en este trabajo se definieron en base a recomendaciones de los autores Gonzales de Vallejo (2002) y Vergara, (2006) y en la Tabla 6 se muestra el rango de valores que se considerarán para variar cada uno de los diferentes parámetros a considerar en este estudio.

Tabla 6: Rango de variación de los parámetros en este estudio
Fuente: Elaboración Propia

Parámetro	Rango	Fuente de Información
UCS (MPa)	120-270	Gonzales de Vallejos (2002)
E (GPa)	30-50	
V	0,20-0,30	
Densidad de roca (ton/m ³)	2,60-2,85	Vergara, (2006) (Roca Andesita, CMET Diablo Regimiento)
GSI	65-78	
Profundidad (m)	1500 - 3000	



4.2. Elaboración del modelo en software RS3

El software RS3 consta de módulos los cuales son útiles para entender el funcionamiento del software, estos módulos se ejecutan cada uno como programas independientes que interactúan entre sí, los cuales se describen a continuación:

- El Modelo: Es el módulo de procesamiento en donde se ingresan y editan los límites del modelo, vale decir los esfuerzos in – situ, las condiciones de borde, las propiedades del material, la creación de la geometría a utilizar, la secuencia de explotación, la creación de la malla de elementos finitos, etc.
- El Cálculo: Es el módulo encargado de realizar operaciones matemáticas y resolver las ecuaciones y estimar la solución numérica al problema en estudio.
- La Interpretación: Es el módulo post – procesamiento de datos utilizado para visualizar de mejor manera los resultados para analizar e interpretar de mejor manera.

Para la construcción de los modelos numéricos en el software es necesario seguir la metodología descrita en la Figura 10 que nos muestra las principales consideraciones para la correcta construcción del modelo:

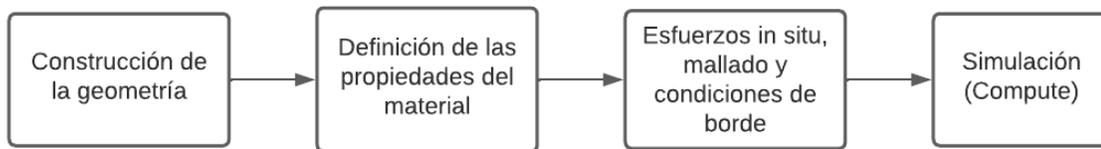


Figura 10: Metodología empleada para la construcción de modelos.

Fuente: Elaboración Propia.

- Construcción de la geometría: En la industria existen varias geometrías para diseño de túneles y estas son elegidas en función de la excavación, tiempo de operación, estado de esfuerzos in – situ, condiciones geológicas, entre otras variables. Generalmente, las geometrías circulares son las que implican un menor riesgo para la estabilidad física de la excavación en comparación con geometrías elípticas, tipo herradura, ovaladas, entre otras.
- Definición de las propiedades del material: Junto con las propiedades del material se debe definir el criterio de falla a utilizar en este trabajo, RS3 ofrece varios criterios, para fines de este estudio se considera un material plástico y sus propiedades resistentes y de deformabilidad están definidos por el criterio generalizado de Hoek & Brown. Este criterio será considerado para incorporar el enfoque DISL de falla frágil. Además de los parámetros del criterio de falla se definen algunos parámetros geomecánicos como lo es la densidad de la roca, módulo elástico, Poisson, etc.
- Esfuerzos in situ, mallado y condiciones de borde: Los esfuerzos in situ dependen netamente de la profundidad a la que se encuentre la excavación, son de magnitud alta para efectos de este trabajo ya que se requiere simular excavaciones profundas. Respecto de la orientación de estos esfuerzos hay que considerar el ambiente tectónico local, vale decir el esfuerzo principal mayor tendrá una dirección horizontal. Respecto al mallado, este tiene un rol importante dentro de la simulación y debe ser apropiado a la geometría de la excavación discretizando en lugares de mayor interés como por ejemplo el contorno de la excavación. Se deben aplicar condiciones de borde de tal manera que represente de buena manera las condiciones de campo lejano.



- **Simulación:** Una vez definidos todos los parámetros y geometrías anteriormente mencionadas se procede a la simulación en donde se configura con un número finito de iteraciones buscando la convergencia y equilibrio de las soluciones numéricas. Una vez finalizada la simulación se obtiene la solución numérica se procede a la visualización de los resultados con la finalidad de detectar algún error anticipadamente y no en la etapa de análisis de resultados.

4.3. Modelación Numérica

Esta etapa comienza con la ejecución del primer modelo numérico, para lo cual presiona “Compute” para que comience la ejecución del modelo numérico una vez ingresado todos los inputs. Este primer modelo se utilizará como base para luego integrar la variabilidad al modelo tal como se detalla en la Tabla 6, debemos recordar que el objetivo de este proyecto es analizar la influencia de cada uno de los parámetros con respecto a la generación de un evento de rockburst en túneles profundos por lo tanto esta etapa consta de repetir el procedimiento de variar un parámetro dejando todas las demás constantes para ver cómo afecta dicho cambio en la generación de un estallido de roca.

4.4. Resultados e interpretaciones

Una parte importante de este trabajo resulta de encontrar una forma de comparar los resultados y ver cómo se puede analizar la influencia que tiene cada uno de los factores estudiados. Para poder determinar si un factor influye más que otro en la generación de un estallido de roca es necesario compararlos entre sí, vale decir, analizar los resultados que arroja el software e interpretar sus resultados. Una de las formas de comparar los datos cualitativa y cuantitativamente, esta última se obtiene calculando el porcentaje que varía la profundidad de falla y el volumen inestable con respecto a la mayor medición obtenida para cada parámetro. En este trabajo se pretende comparar los resultados porcentualmente como también compararlos visualmente, se realizan las siguientes mediciones:

- La profundidad de falla.
- El ángulo de profundidad de falla.
- El ancho inestable.
- La distancia del frente de avance inestable cuando se ha construido solo la mitad del largo total de la excavación.

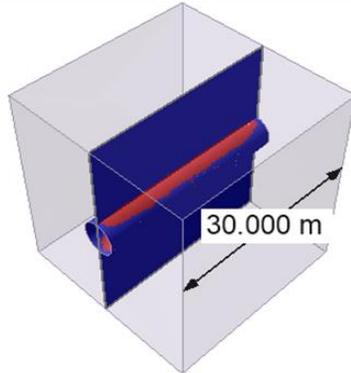
Se relaciona la razón entre la profundidad de falla sobre el radio de la excavación (“ R_f/r ”) y la razón entre el máximo esfuerzo capaz de soportar la roca y la resistencia a la compresión uniaxial UCS (“ $S_{m\acute{a}x}/UCS$ ”). Para lo cual se grafican los datos recopilados y se grafican tal cual lo hace Martín (1999) y Diederichs (2018)

En este estudio, se analizan modelos en 3 dimensiones, lo que implica realizar un análisis más completo al considerar una dimensión adicional a diferencia del software RS2. Para las mediciones anteriormente mencionadas se debe, en primer lugar, ejecutar la simulación, luego visualizar los elementos de campo y realizar un corte longitudinal como se muestra en la Figura 11.a, luego se localiza la cota más alta (máxima profundidad de falla a lo largo de la excavación) y realizar un corte transversal como lo muestra la Figura 11.b. En este corte transversal se miden las primeras 3 mediciones señaladas anteriormente ya que tanto el ancho inestable y el ángulo a fallar se miden a partir de la sección transversal con mayor inestabilidad.

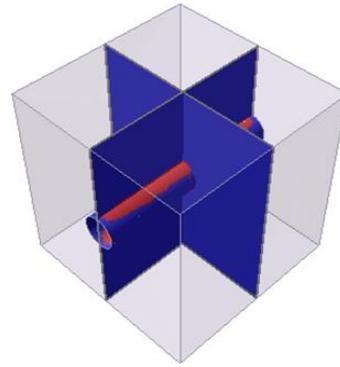
La distancia inestable del frente de avance se obtiene visualizando la sección longitudinal de la mitad de la excavación construida y se mide la distancia inestable representada por el color rojo lo cual indica desplazamientos en el macizo rocoso



a)



b)



**Figura 11: a) Corte longitudinal para visualizar la máxima profundidad de falla en 3 dimensiones.
b) Corte transversal luego de localizar la cota más alta en el corte longitudinal.**

Fuente: Elaboración Propia.

Es necesario destacar que a medida que se van ejecutando los modelos, se verifica aleatoriamente los resultados con el objetivo de detectar alguna anomalía en los resultados, pudiendo detectar problemas de manera temprana. Además, se calcula el volumen inestable el cual se define como el producto entre la profundidad de falla, el ancho inestable y se considera 1 metro lineal. Este valor, junto con la medición de profundidad de falla, son aquellos en donde se puede visualizar de mejor manera la influencia de cada parámetro en la generación de un evento destructivo como lo es un estallido de rocas.

A continuación, se muestra un ejemplo de las mediciones obtenidas a partir de las simulaciones ejecutadas en el software, se muestran las mediciones de profundidad de falla (Figura 12.a), el ángulo de falla (Figura 12.b), el ancho inestable (Figura 12.c) y la distancia inestable en el frente de avance (Figura 12.d). Estas mediciones se realizan para cada uno de los modelos ejecutados y se analizan en secciones posteriores.

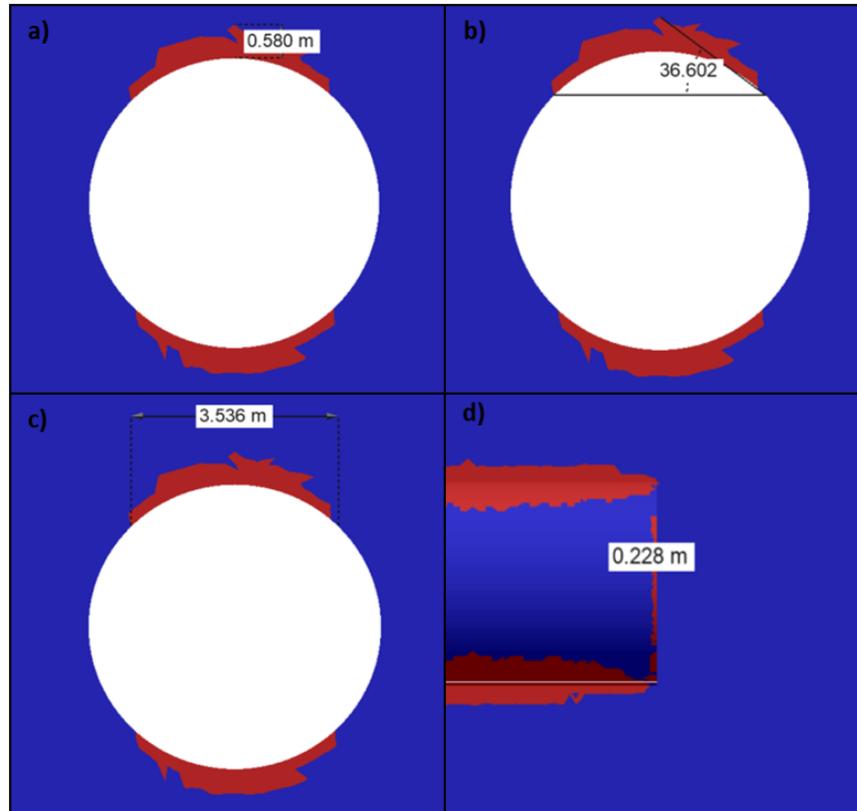


Figura 12: a) Medición de profundidad de falla. b) Medición del ángulo de falla. c) Medición del ancho inestable y d) Medición inestable en el frente de avance.

Fuente: Elaboración Propia.

4.5. Validación del modelo

La validación del modelo en palabras simples es asegurarse, mediante literatura empírica-analítica, que el modelo que se desea utilizar se acerca en gran parte a la realidad y se realiza una vez se hayan determinado y definido las especificaciones necesarias para el funcionamiento del modelo numérico. En este trabajo la validación se lleva a cabo mediante una comparación del primer modelo realizado con los métodos empírico-analítico de Martín (1999) y Diederichs (2018).

Esta validación deberá realizarse en el modelo base, y después, se entiende que los resultados deberían ser coherente gracias a la primera verificación.



5. Resultados

5.1. Modelos Numéricos

En las secciones anteriores se ha presentado el contexto del trabajo a realizar y se han definido las bases para determinar todos los parámetros importantes con los cuales se puede simular el ambiente y la geometría requerida, también se ha detallado la metodología para llevar a cabo este trabajo. En esta sección se presenta en detalle las principales consideraciones y suposiciones que se tuvieron durante la ejecución de la metodología de trabajo mostrando los principales parámetros de entrada para poder simular mediante el software Rs3 de Rocscience el fenómeno de estallido de rocas en túneles profundos. Para la elaboración del primer modelo, se tiene una excavación circular que se encuentra a una profundidad de 1500 metros en donde los esfuerzos in – situ se obtienen según la ecuación (3) mencionada en el marco teórico. Estos esfuerzos se muestran en la siguiente Tabla 7 con algunos valores considerados para el primer modelo. En donde el esfuerzo principal σ_1 se encuentra con orientación horizontal mientras que el esfuerzo menor σ_3 se encuentra con orientación vertical. Además, se consideran los valores promedio de los rangos mencionados en la Tabla 6. A continuación, se presentan los parámetros del primero modelo de simulación:

Tabla 7: Parámetros definidos para el primer modelo de simulación.
Fuente: Elaboración Propia.

Diámetro del túnel (m)	Profundidad (m)	Densidad de la roca (ton/m ³)	GSI	UCS (MPa)	E (MPa)	m_i	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	K
5	1500	2,75	72	195	40000	25	62	41	1,5

La roca andesita juega un rol importante a la hora de conocer sus propiedades intrínsecas. Es una roca altamente competente y resiste las altas magnitudes de los esfuerzos in – situ del ambiente tectónico de Chile.

La geometría circular se destaca por su simetría evitando concentraciones puntuales de esfuerzos y sus resultados se pueden comparar con lo propuesto por Martin et al., (1999). El modelo consta de un túnel circular situado en el centro de una caja denominada “External box” cuyos límites se definen según la función del decaimiento del esfuerzo inducido según la distancia en donde indica que los límites deben ser 5 veces el radio del túnel, las dimensiones de la geometría se adjuntan en la Figura 13.

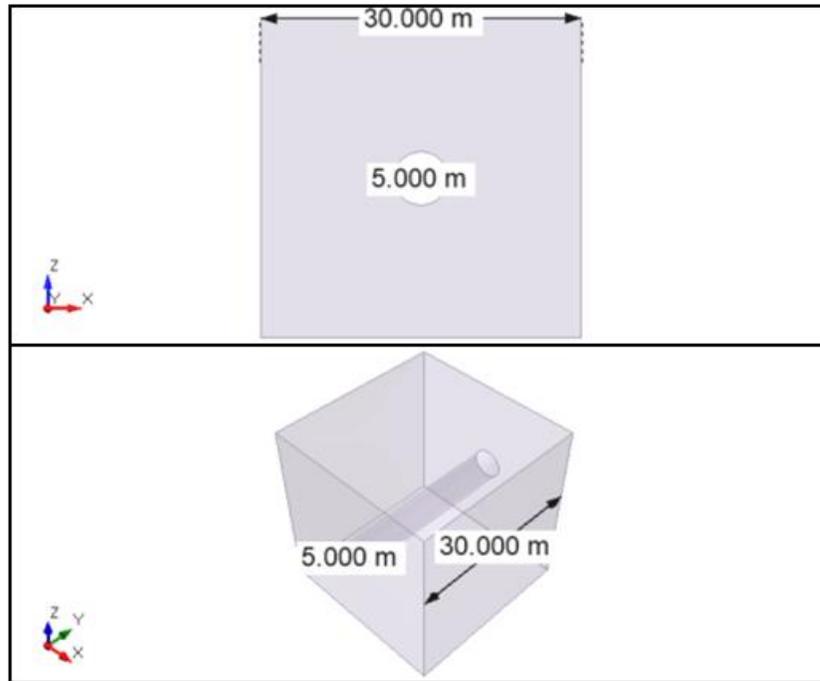


Figura 13: Geometría del ambiente de simulación.
Fuente: Elaboración Propia.

La profundidad del túnel se basa en lo mencionado por Vergara (2006) en donde existen excavaciones en dichas profundidades y que cada año la minería subterránea se vuelve más y más profunda llegando a tener excavaciones con profundidades de 2000 metros en Chile. Para el primero modelo y todas las otras iteraciones, se utiliza el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown en donde los parámetros peak y residuales ingresados al software son los recomendados según el enfoque DISL cuyos valores numéricos se presentan en la Tabla 8 los cuales permiten modelar la falla frágil que ocasiona el fenómeno de estallido de roca. Se debe determinar el valor de la resistencia a la compresión uniaxial “UCS”, esfuerzo de inicio de fracturas “CI” y la resistencia a la tracción “T” a partir de ensayos de laboratorios o información en terreno. Diederichs (2007) menciona algunas recomendaciones para determinar CI ante la falta de información en terreno, dichas recomendaciones consideran al CI entre 40% y 60% del valor del UCS.

Tabla 8: Parámetros peak y residual según el enfoque DISL.
Fuente: Elaboración Propia.

Enfoque	Peak		Residual	
	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
DISL	a_p	0,25	a_r	0,75
	s_p	0,0625	s_r	0,001
	m_p	1,354	m_r	9

Los parámetros importantes que son necesarios para poder llevar a cabo cada uno de los modelos son: la profundidad, esfuerzos in – situ (los cuales dependen de la profundidad a la que se encuentra el túnel y la densidad de la roca), densidad de la roca andesita junto con sus propiedades como la resistencia y deformabilidad, los esfuerzos principales, la razón de esfuerzos según el ambiente tectónico del lugar, etc. Los cuales se muestran en la Tabla 9 que se presenta a continuación:



Tabla 9: Rango de parámetros utilizados en este trabajo.
Fuente: Elaboración Propia.

Parámetro	Rango	En este estudio	Fuente
Profundidad (m)	1500 - 3000	1500,1750,2000,2250,2500,2750,3000	Vergara, (2006)
Densidad de roca (ton/m ³)	2,60 – 2,85	2,60; 2,65; 2,70; 2,75; 2,80; 2,85	Vergara, (2006)
Módulo de Poisson	0,2 – 0,3	0,20; 0,22; 0,24; 0,26; 0,28; 0,30	Gonzales de Vallejo, (2002)
GSI	65 - 78	65, 68, 71, 74, 77, 78	Vergara, (2006)
UCS (MPa)	120 - 270	120, 145, 170, 195, 220, 245, 270	Gonzales de Vallejo, (2002)
E (MPa)	30000 - 50000	20000, 24000, 28000, 32000, 34000, 36000, 40000	Gonzales de Vallejo, (2002)
σ_1 (MPa)	62 - 124	62, 72, 83, 93, 103, 113, 124	Ecuación (3)
σ_3 (MPa)	41 - 83	41, 48, 55, 62, 69, 76, 83	Ecuación (3)

Ya que se está trabajando en la influencia de los parámetros anteriormente mencionados se considera un modelo inicial con alta probabilidad de ocurrencia de estallidos de rocas. A partir de este modelo se varía uno por uno los parámetros en estudio dejando el resto de los factores constantes según Tabla 9. A medida que se va avanzando en la recopilación de los resultados, se observa que existe una mejor forma de comparar y analizar los resultados de mejor manera. Para esto, se varía la profundidad a la que se analiza cada parámetro, es decir, se van a realizar los modelos mostrados en la Figura 14 a una profundidad de 1500 metros, para una profundidad de 1750, 2000, 2250, 2500, 2750 y 3000 metros. De esta manera se obtendrá una visualización gráfica más clara de la influencia de cada uno de los parámetros en estudio. La resistencia a la compresión uniaxial se varía cada 25 (MPa), el GSI cada 3, la densidad de roca cada 0,05(ton/m³), el módulo de Poisson cada 0,02 y por último el módulo de Young se varía cada 4000 (MPa).

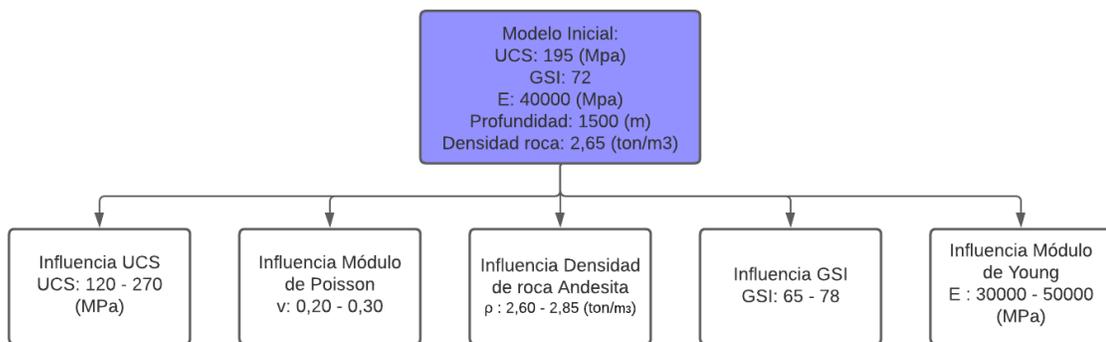


Figura 14: Modelos realizados para analizar la influencia de los parámetros en estudio a una profundidad de 1500 metros.
Fuente: Elaboración Propia.



Se realiza una simulación en donde se tiene un material elastoplástico con una excavación subterránea sometido a grandes esfuerzos in - situ con la finalidad de obtener un ambiente inestable en donde se observe una gran probabilidad de ocurrencia de un estallido de roca, es ahí donde parece interesante analizar y medir la profundidad del material a fallar, la distancia del frente de avance cuando se construye la mitad de la excavación y también el ángulo que denominaremos “ángulo a fallar”.

Los esfuerzos aplicados en los ambientes simulados son de alta magnitud en relación con la resistencia del macizo rocoso andesítico considerado en este trabajo, su orientación y nivel de anisotropía considera el ambiente tectónico convergente de Chile el cual considera el esfuerzo principal mayor en dirección horizontal, el esfuerzo menor en dirección vertical considerando un factor K igual a 1.5.

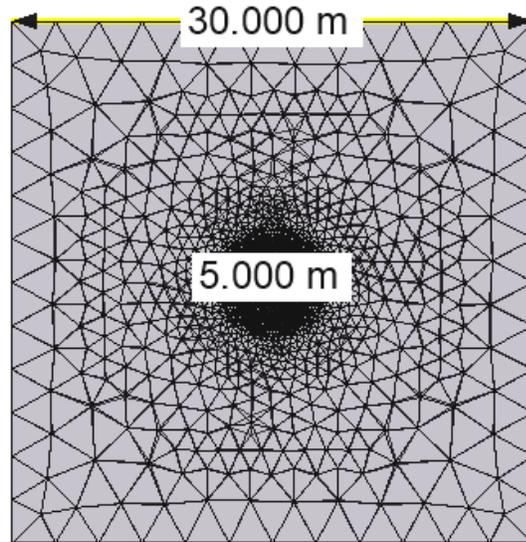
Un elemento esencial dentro de la modelación numérica corresponde al mallado, el cual debe ser adecuado tanto para la geometría de la excavación que se está utilizando como también de acuerdo con el grado de precisión a considerar en el análisis de los resultados, se debe considerar una mayor discretización en aquellos elementos de mayor interés como por ejemplo el perímetro alrededor de la excavación ya que es la superficie por la cual ocurre el fenómeno de estallidos de rocas, las propiedades del mallado empleado para discretizar el modelo se presentan en la Tabla 10 cuya discretización es más intensa en el perímetro de la excavación tal como se muestra en la Figura 15 y menos intensa a medida que nos alejamos del contorno. Se define de esta manera ya que resulta interesante observar con mayor precisión los resultados en dicha región.

**Tabla 10: Configuración del mallado de los modelos en el software RS3.
Fuente: Elaboración Propia.**

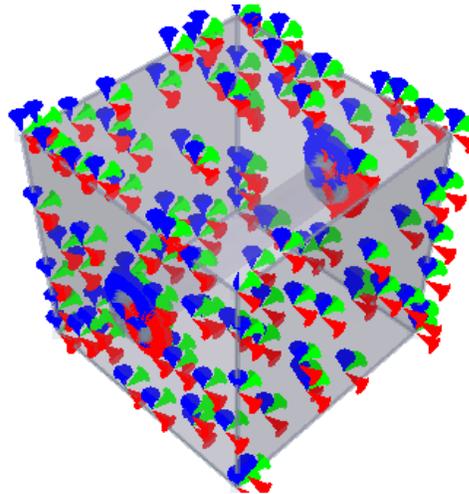
Configuración del mallado	
Tipo de malla	Graduada
Tipo de elemento	Triangular de 4 nodos

Para las condiciones de borde, el software posee una opción para considerar constante todos los parámetros introducidos como inputs cuando se refiere al ambiente fuera del external box, para esto se aplica “Auto Restrain Underground” lo cual sería aplicar las restricciones subterráneas automático lo que bloquea los desplazamientos en las 3 direcciones (Ver Figura 16), esta herramienta se aplica con la finalidad de representar las condiciones de borde de campo lejano de mejor manera. Se deben aplicar las condiciones en los bordes de la geometría del modelo de tal manera que el material que se encuentra fuera de los límites del “External Box” sea considerado igual que el material del macizo rocoso simulado. El tipo de condición de borde se escoge de manera de representar las condiciones físicas de campo lejano lo mejor que se pueda. Los desplazamientos en el límite externo del modelo quedan restringidos en las direcciones “x”, “y” y “z” lo cual implica que sus nodos asociados a estos límites no podrán moverse libremente en dichas direcciones, tendrán desplazamientos igual a 0.

Esta simulación está sujeta a un número finito de iteraciones que busca la convergencia de los datos y el equilibrio de la solución numérica, para este caso se deja la cantidad de iteraciones predeterminedada con 500 iteraciones, para mayores detalles en los resultados o analizar elementos con mayor precisión o una discretización de la geometría más profunda se puede aumentar la cantidad de iteraciones en la sección de configuraciones. Una vez finalizada la simulación se obtiene la solución numérica, la cual debe ser analizada e interpretada mediante distintas herramientas de visualización de datos como cortes longitudinales y transversales a la excavación y visualización de la plasticidad en el macizo rocoso, se rescatan las mediciones útiles para hacer la comparación entre los distintos factores a estudiar y luego se verifica que no exista algún error o desviación en los resultados.



**Figura 15: Modelo numérico considerando el mallado o "discretizado" considerando las propiedades de la Tabla 10.
Fuente: Elaboración Propia.**



**Figura 16: Modelo numérico considerando restricciones "Auto Restrain Underground".
Fuente: Elaboración Propia.**



5.2. Influencia de los parámetros geomecánicos

El objetivo principal de esta sección es presentar los resultados compilados y compararlos para poder ver cómo afectan en la generación de estallidos de rocas.

5.2.1. Influencia de la resistencia a la compresión uniaxial “UCS”

En el Gráfico 1 se muestra el gráfico elaborado por Martín (1999) que relaciona la profundidad de falla con el máximo esfuerzo tangencial alrededor de la excavación, y considera tanto el criterio de falla de Martín (1999) y aquel propuesto por Diederichs (2018), los cuales se muestra en color morado y rojo respectivamente, en donde el factor “BR” se define como la razón de ruptura y es equivalente con la relación (“Rf/r”) propuesta por Martín (1999), también se observa el set de datos obtenidos a partir del software y las otras curvas punteadas representan las líneas de tendencia de los resultados obtenidos para la variación del parámetro “UCS” en donde se ve de forma clara como cambian considerablemente las líneas de tendencia, a medida que aumenta la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso, la profundidad de falla medida es considerablemente menor. Además, a partir del gráfico se destaca que el set de datos compilados se acerca a la curva determinada por Diederichs (2018)

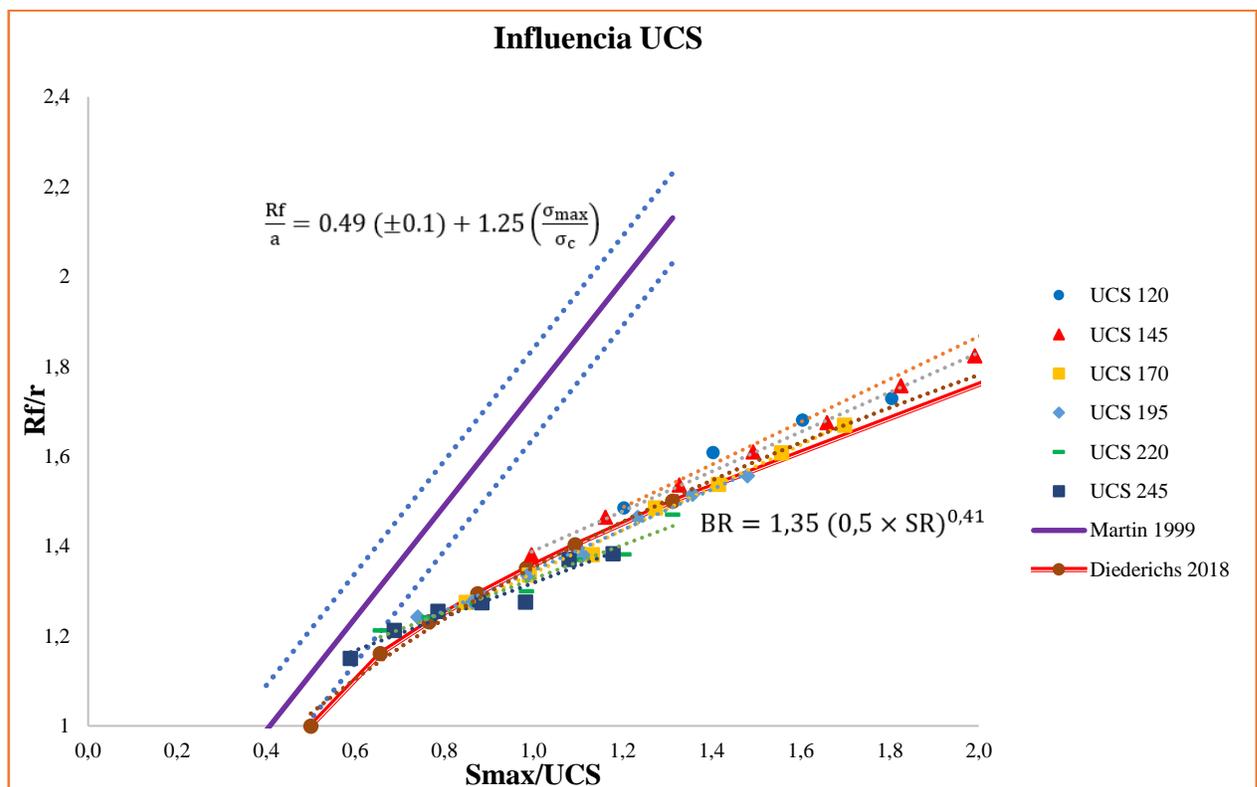


Gráfico 1: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "UCS".

Fuente: Elaboración Propia.



En la Tabla 11, muestra algunas mediciones obtenidas a partir de la variación del parámetro UCS según el factor de multiplicación a una profundidad de 1500 (m), el factor obtenido es una relación obtenida en base a medición actual con respecto a la mayor medida obtenida para ese parámetro y tiene directa relación con la influencia del parámetro que se está analizando. Se observa que a medida que se aumenta el valor del “UCS” la profundidad de falla disminuye drásticamente. Al considerar un factor multiplicador de 1,6 veces el valor inicial propuesto se observa que la profundidad de falla disminuye a la mitad y cuando se duplica el valor inicial de “UCS” la profundidad de falla medida disminuye a un tercio del valor inicial. Algo similar ocurre cuando se analiza el volumen propenso a eyectar, a medida que se aumenta el valor de “UCS” el volumen inestable se reduce considerablemente, con estas observaciones se ve la clara influencia de este parámetro. Al considerar un factor de multiplicación de 1,4 el volumen inestable se reduce a la mitad en comparación con el valor inicial, con un factor de 1,6 se reduce a un tercio y por último cuando se duplica el valor de “UCS” el volumen inestable obtenido es un sexto del valor inicial.

Tabla 11: Resultados de la influencia del parámetro "UCS"
Fuente: Elaboración Propia

1500 (m)	Valor UCS (Mpa)	Factor de Multiplicación	Profundidad de Falla (m)	Factor medido	Volumen Inestable (m ³)	Factor medido
Valor Inicial (MPa)	120	1,0	1,21	1,0	5,95	1,0
Rango de Variación	145	1,2	0,95	0,79	4,40	0,74
	170	1,4	0,69	0,57	2,86	0,48
	195	1,6	0,61	0,50	2,14	0,36
	220	1,8	0,53	0,44	1,61	0,27
	245	2,0	0,38	0,31	1,05	0,18

5.2.1.1. Profundidad de Falla al variar el “UCS”

En este estudio también se elaboran gráficos de barra para comparar cuanto varían las mediciones obtenidas a partir del software, para cada profundidad a la que se simula la excavación. En el Gráfico 2 se observa de forma clara que a medida que se aumenta el valor de UCS, disminuye considerablemente la profundidad de falla. Esta variación se intensifica a medida que aumenta la profundidad a la que se realizan las simulaciones, lo que evidencia una clara influencia de este parámetro, además se destaca la importancia de la profundidad a la que se encuentra la excavación (y por ende al ambiente de esfuerzos in situ) además de lo que influye la resistencia del macizo rocoso, en consecuencia, el peor escenario que se puede tener es una excavación a 3000 metros de profundidad con un macizo rocoso no competente (Baja resistencia).

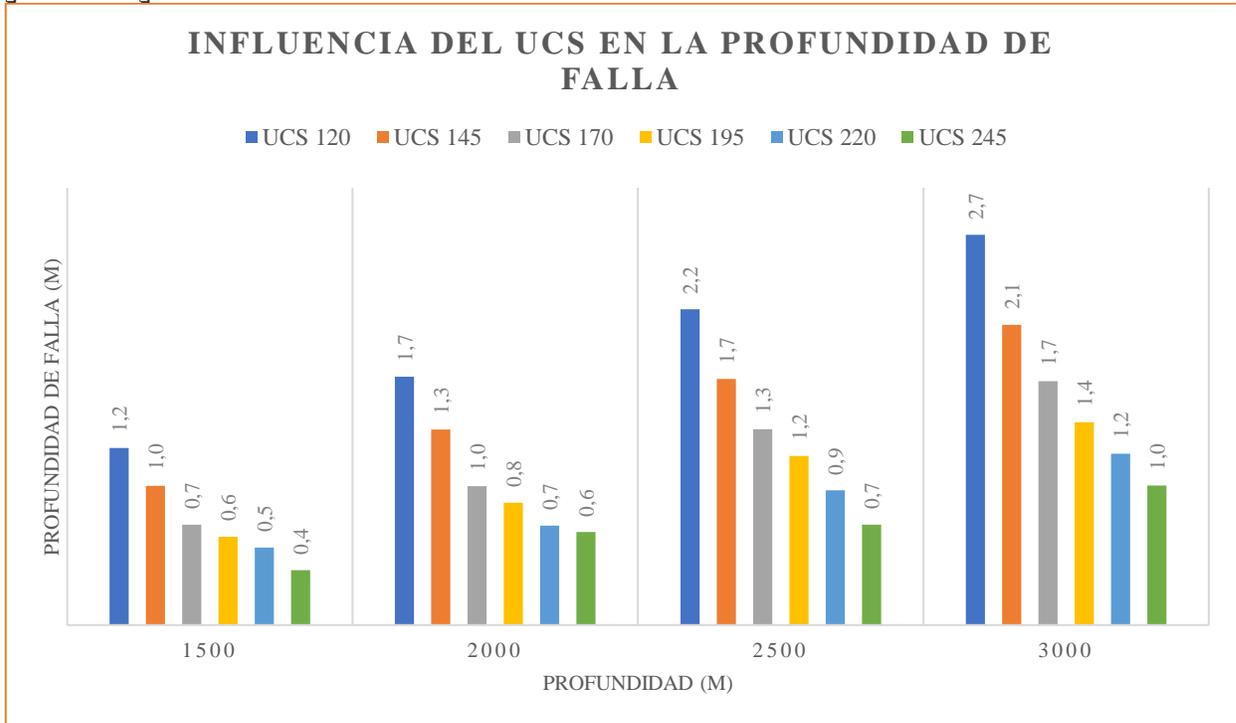


Gráfico 2: Visualización de la influencia del "UCS" en la medición de profundidad de falla.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.1.2. Volumen inestable al variar el "UCS"

En el Gráfico 3 se muestra el cálculo del volumen inestable obtenido a medida que se varía el UCS en donde el volumen a fallar varía de forma considerable llegando a sextuplicar la cantidad de metros cúbicos inestables a medida que se disminuye la resistencia del macizo rocoso en la simulación. Este comportamiento evidencia la importancia de la resistencia del macizo rocoso a la hora de analizar la inestabilidad en la excavación, en donde la mayor diferencia entre el máximo y mínimo volumen inestable ocurre a una profundidad de 2500 metros cuya diferencia en el volumen posible a eyectar es alrededor de 7,6 (m³).

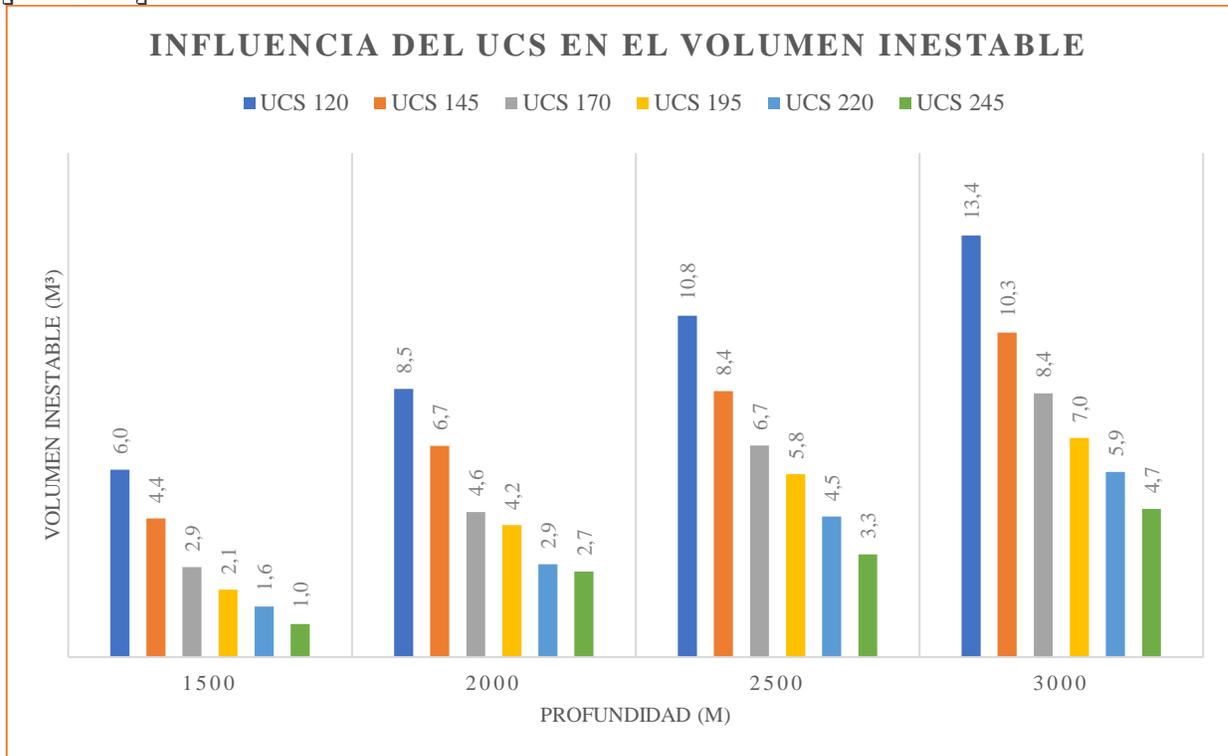


Gráfico 3: Visualización de la influencia del "UCS" en el volumen de roca inestable.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2. Influencia del Índice de resistencia Geológica “GSI”

Tal como se muestran los resultados para la influencia del parámetro UCS en la sección anterior, en esta sección se muestran los resultados obtenidos al variar el Índice de resistencia Geológica o más conocido como “GSI”. En primer lugar, se muestra el Gráfico 4, donde se presentan gráficamente los resultados obtenidos a partir de la variación del parámetro GSI, se identifica que los resultados se parecen más a la curva propuesta por Diederichs (2018), y se observa que las pendientes de cada una de las curvas son relativamente semejantes, lo cual indica que las mediciones obtenidas no presentan variación o más bien dichas variaciones son menores y no es posible visualizarlas mediante un gráfico.

En la Tabla 12 que muestra las principales mediciones obtenidas a partir de los modelos simulados, donde se observa una leve variación tanto en la medición de profundidad de falla como en el volumen inestable, no varía considerablemente. Se produce una leve variación en la medición de profundidad de falla cuando se aumenta en un 5% el valor del GSI (Inicialmente un GSI igual a 65 posterior GSI igual a 68 manteniendo el resto de los parámetros constantes), se observa como estas mediciones alcanzan una máxima variación de 0,06 (m), lo cual indica la poca influencia del GSI en el aumento o disminución de la profundidad de falla, de la misma manera ocurre el volumen inestable calculado, no se obtiene una variación considerable a medida que se aumenta o disminuye el valor de GSI. No se observa algún patrón en este comportamiento ya que al aumentar un 5% el valor del GSI inicial, la medición de profundidad de falla disminuye, luego, cuando se considera un factor de 1,14 respecto al valor inicial de GSI, la medición de profundidad de falla es idéntica al considerar un factor de 1,0; 1,18 y 1,20.

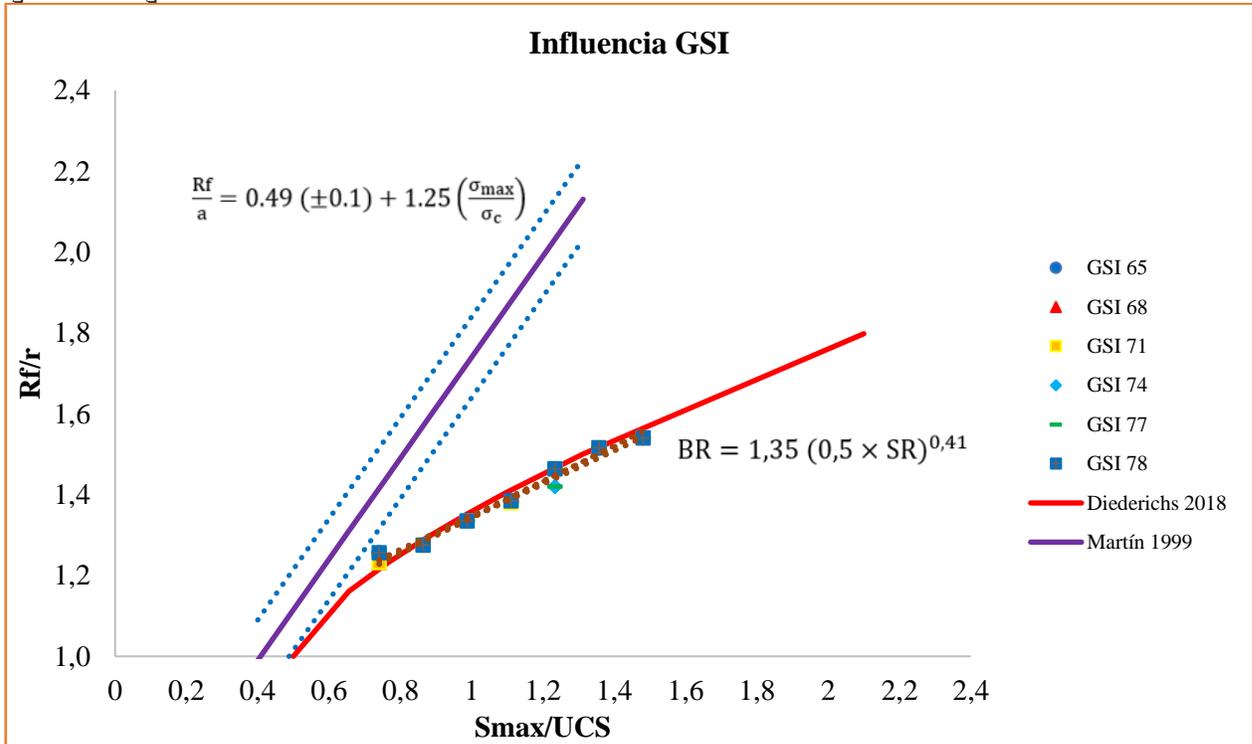


Gráfico 4: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "GSI".
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 12: Resultados de la influencia del parámetro "GSI"
Fuente: Elaboración Propia

1500 (m)	Valor GSI	Factor de Multiplicación	Profundidad de Falla (m)	Factor medido	Volumen Inestable (m ³)	Factor medido
Valor Inicial	65	1,00	0,64	1,0	2,26	1,00
Rango de Variación	68	1,05	0,58	0,9	2,05	0,9
	71	1,09	0,58	0,9	2,05	0,9
	74	1,14	0,64	1,0	2,27	1,00
	77	1,18	0,64	1,0	2,26	1,00
	78	1,20	0,64	1,0	2,26	1,00

5.2.2.1. Profundidad de Falla al variar el “GSI”

En el Gráfico 5, se muestra un gráfico de barras elaborado a partir de las mediciones de profundidad de falla obtenidas, a una profundidad de 1500 (m) se observa que a medida que se aumenta el GSI no se producen variaciones considerables, sin embargo, a mayores profundidades esta variación se intensifica levemente, luego, para una profundidad de 2500 metros la variación entre la profundidad de falla obtenida para un GSI



de 65 y otro modelo simulado con un GSI de 68 es alrededor de 0,2 (m), el doble de la máxima variación para una profundidad de 2000 (m) y el triple del valor para una profundidad de 1500 (m).

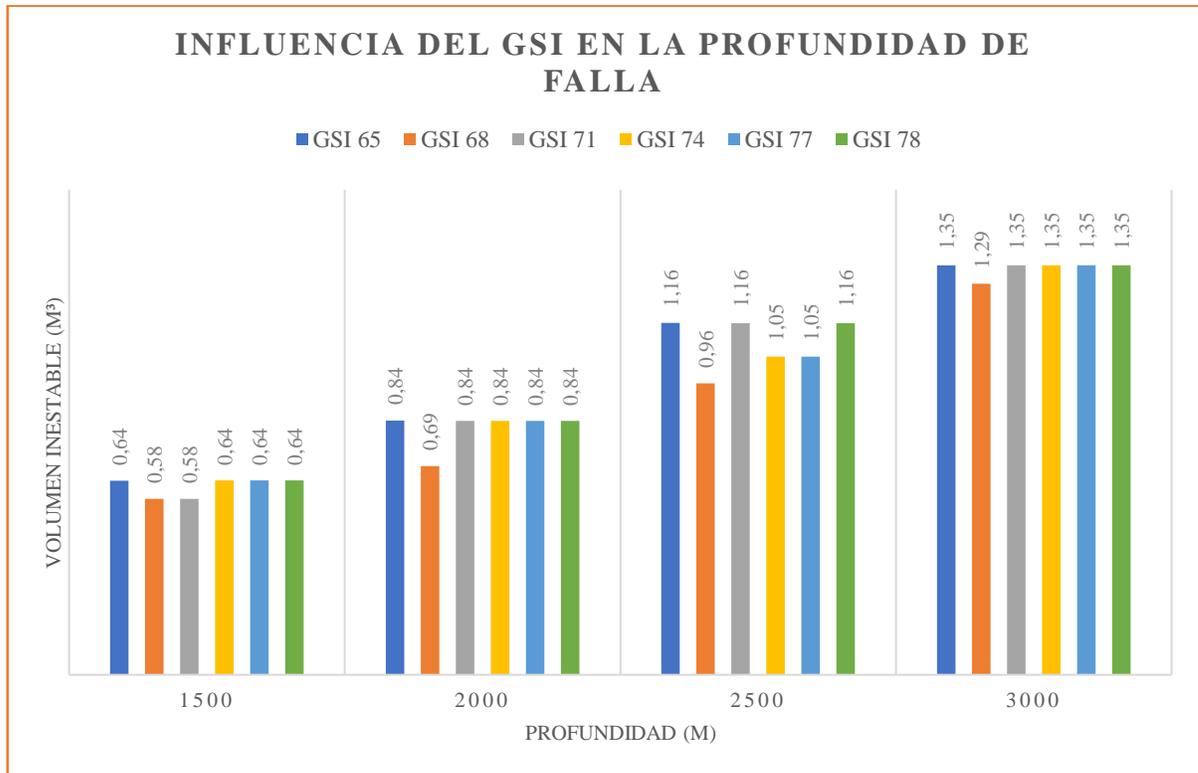


Gráfico 5: Visualización de la influencia del "GSI" en la medición de profundidad de falla.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2.2. Volumen inestable al variar el "GSI"

En el Gráfico 6 se muestra que el volumen inestable varía de forma mínima a medida que aumenta el GSI a una profundidad de 1500 metros. A una profundidad de 2500 metros, se observa una variación pequeña en el volumen de roca inestable y al analizar la variación del GSI a una profundidad de 3000 metros se observa un comportamiento similar a los modelos simulados a 1500 metros, donde se observa casi nula variación. La diferencia entre el máximo y mínimo volumen inestable a una profundidad de 3000 (m) alcanza los 0,3 (m³). Cabe destacar que el aumento en la profundidad a la que se encuentra la excavación produce un aumento en la inestabilidad de la excavación, este aumento es mayor que la variación producida al aumentar o disminuir el valor del GSI, por lo que deben analizarse por separado. No se observa alguna relación directa entre el aumento del GSI con el aumento o disminución de la medición de profundidad de falla, aumenta y disminuye arbitrariamente.

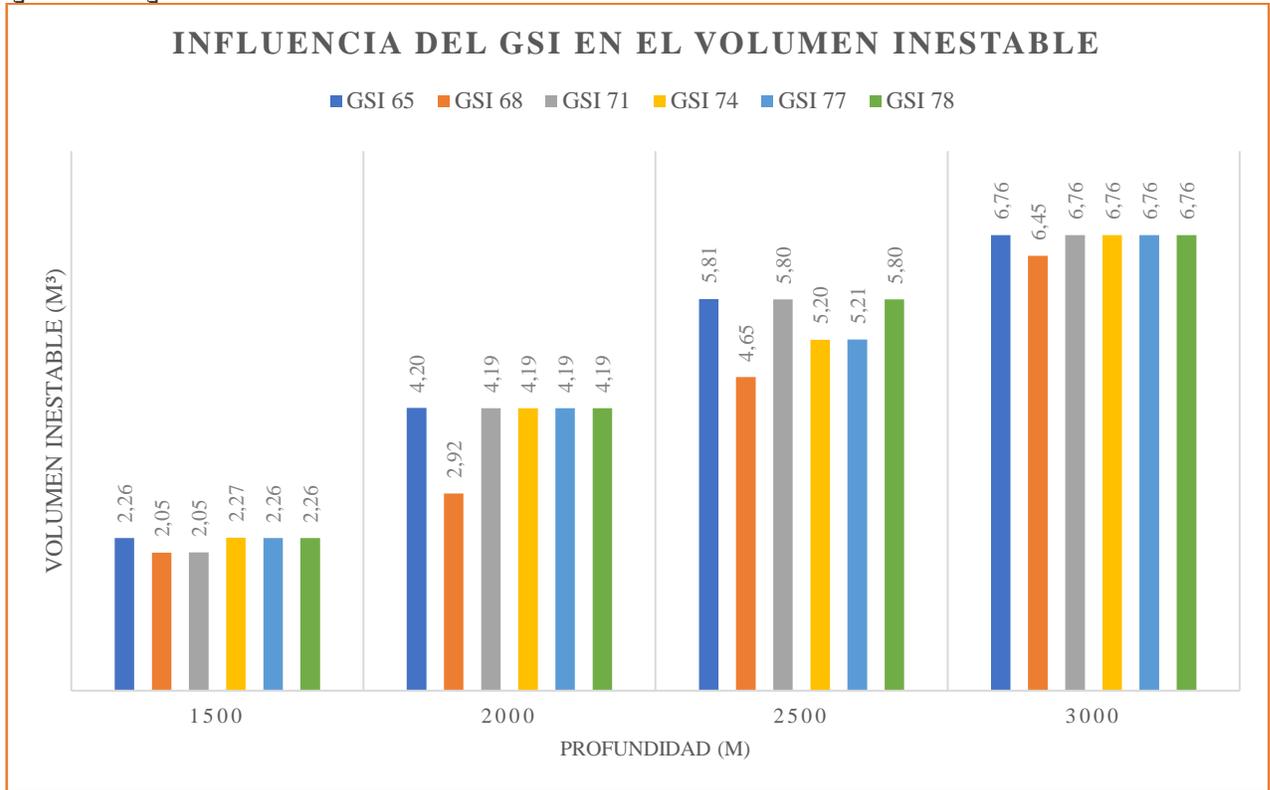


Gráfico 6: Visualización de la influencia del "GSI" en el volumen de roca inestable.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.3. Influencia de Densidad de la Roca

Continuando con el análisis de la variación de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso y de igual manera como se hizo con los parámetros anteriores, se ejecutan las simulaciones en donde se varía el parámetro de la Densidad de roca, En el Gráfico 7, se tiene el gráfico que muestra la comparación entre los métodos empírico-analíticos utilizados en este estudio y las mediciones obtenidas. Se observa que este set de datos se adapta de mejor manera a la curva descrita por Diederichs (2018) al igual que los parámetros anteriores.

Se presenta la Tabla 13, que muestran las mediciones obtenidas para profundidad de falla y volumen inestable en donde se observa que cuando se aumenta en un 10% la densidad de la roca, la profundidad de falla también aumenta en un 10%. Algo similar se observa para el volumen inestable, cuando se aumenta la densidad de la roca en un 10%, el volumen aumenta considerablemente un 40%. Este parámetro si tiene influencia en el aumento de la profundidad de falla, sin embargo, influye menos que el parámetro "UCS", y se puede observar en los factores obtenidos. Cuando se obtiene una mayor variación entre los factores obtenidos, dicho parámetro tiene una mayor influencia. El UCS demostró variar sus resultados hasta un factor de 0,3 mientras que para la densidad de la roca varía hasta un 0,9 veces para la profundidad de falla.

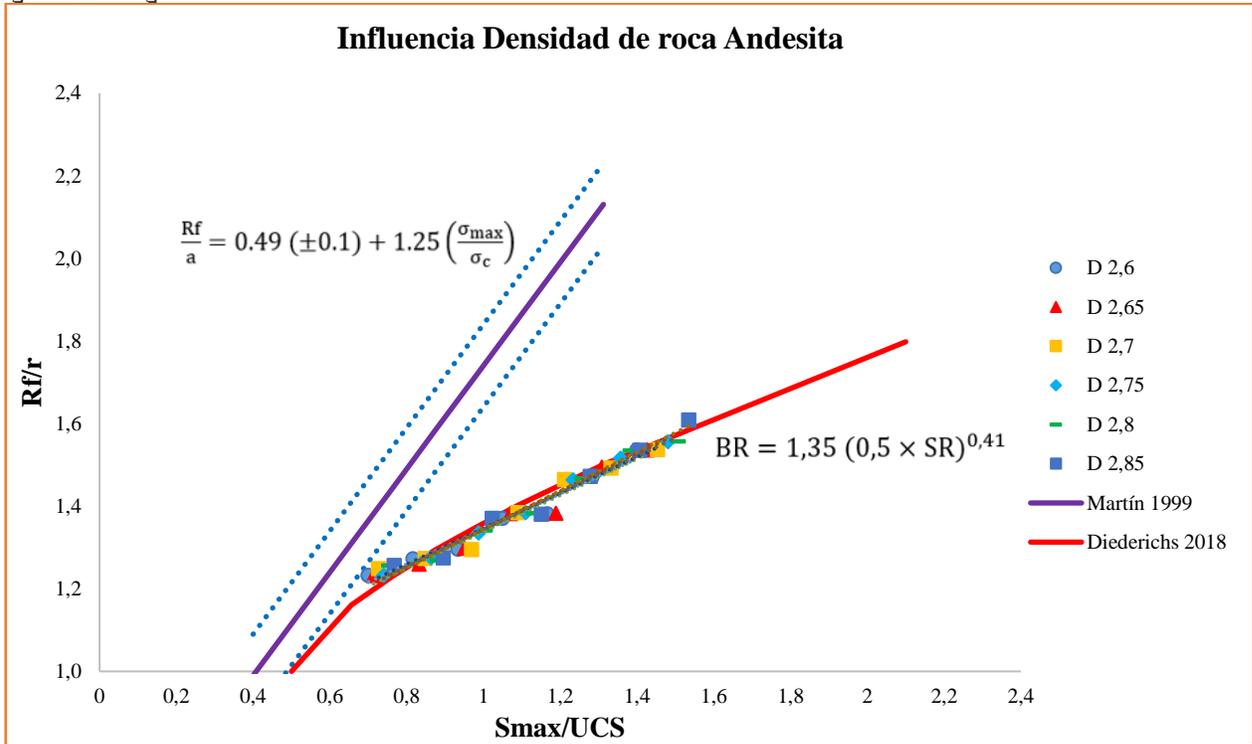


Gráfico 7: Visualización comparativa entre el método de Martín y Diederichs (2018) para estudiar la influencia de la "Densidad de roca".
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 13: Resultados de la influencia del parámetro "Densidad de Roca"
Fuente: Elaboración Propia

1500 (m)	Densidad de Roca (ton/m ³)	Factor de Multiplicación	Profundidad de Falla (m)	Factor medido	Volumen Inestable (m ³)	Factor Medido
Valor Inicial	2,60	1,00	0,58	0,9	1,91	0,72
Rango de Variación	2,65	1,02	0,58	0,9	2,05	0,77
	2,70	1,04	0,62	0,97	2,20	0,82
	2,75	1,06	0,58	0,9	2,06	0,77
	2,80	1,08	0,64	1,00	2,27	0,85
	2,85	1,10	0,64	1,00	2,67	1,00

5.2.3.1. Profundidad de Falla al variar la "Densidad de la roca"

En el Gráfico 8 se tiene un gráfico resumen que muestra la influencia que tiene este parámetro en la variación de la profundidad de falla en un ambiente de inestabilidad. Se observa que para la profundidad de 1500 metros existe una mínima variación de la profundidad de falla y a medida que aumentamos la densidad se presentan variaciones similares al GSI en cuanto a magnitud y también coincide en que algunas mediciones resultan iguales, sin embargo, se logra observar que a medida que aumenta la densidad, las mediciones tienden a aumentar, lo cual se intensifica a medida que se aumenta la profundidad de la excavación. A 1500



(m) se tiene una diferencia de tan solo 0,06 (m) entre la máxima y mínima profundidad de falla medida. Para mayores profundidades se observa una mayor variación que alcanza los de 0,2 metros a una profundidad de 2000 y 2500 metros.

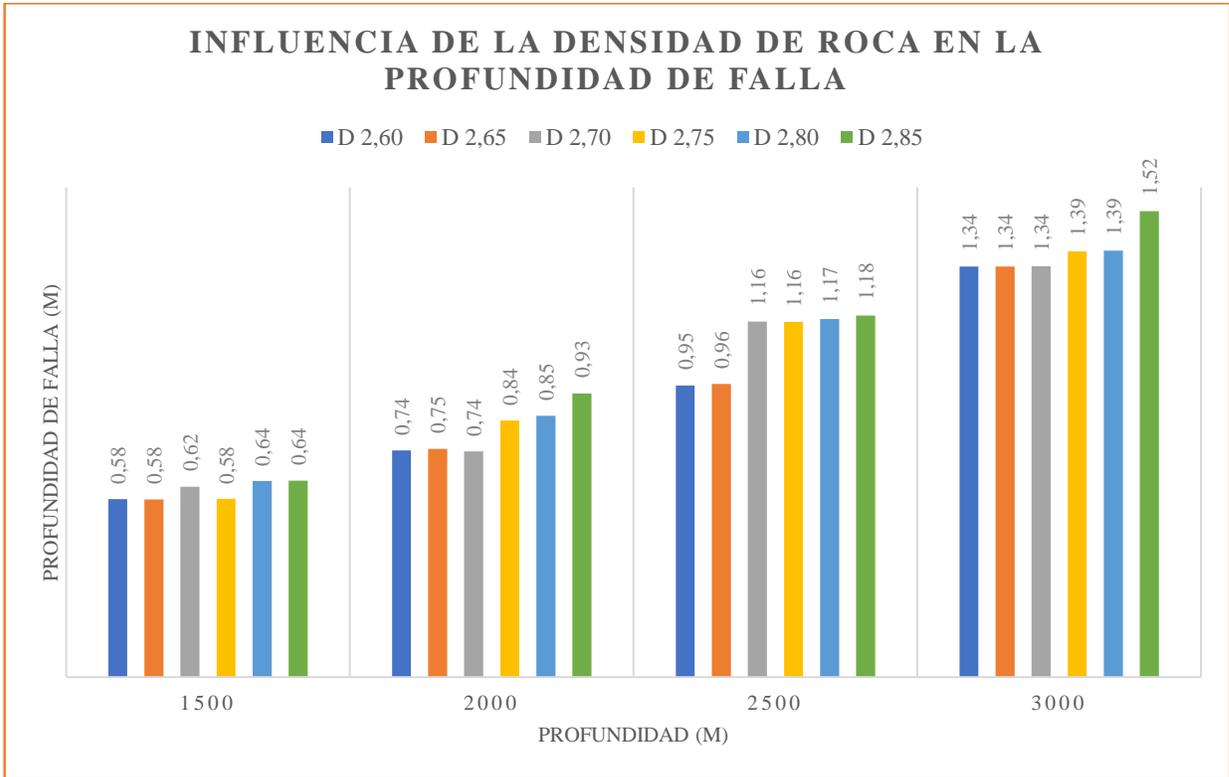


Gráfico 8: Visualización de la influencia de la "Densidad de roca" en la medición de profundidad de falla.

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.3.2. Volumen inestable al variar la "Densidad de roca"

En el Gráfico 9 se muestra como varía el volumen propenso a fallar a medida que aumenta la densidad de la roca, en donde se muestra un patrón que no ocurre con el GSI, a medida que la densidad de roca aumenta, el volumen calculado también aumenta levemente, esto ocurre para todas las profundidades analizadas. Se muestran variaciones similares a las observadas para el parámetro anterior, en donde la diferencia entre el máximo y mínimo volumen inestable obtenido ronda los 0,7 (m³) a 1500 (m), y la máxima diferencia ocurre cuando se analizan estos modelos a una profundidad de 2500 (m) en donde el volumen varía 1,1 (m³) al aumentar la densidad desde 2,65 a 2,70 (ton/m³)

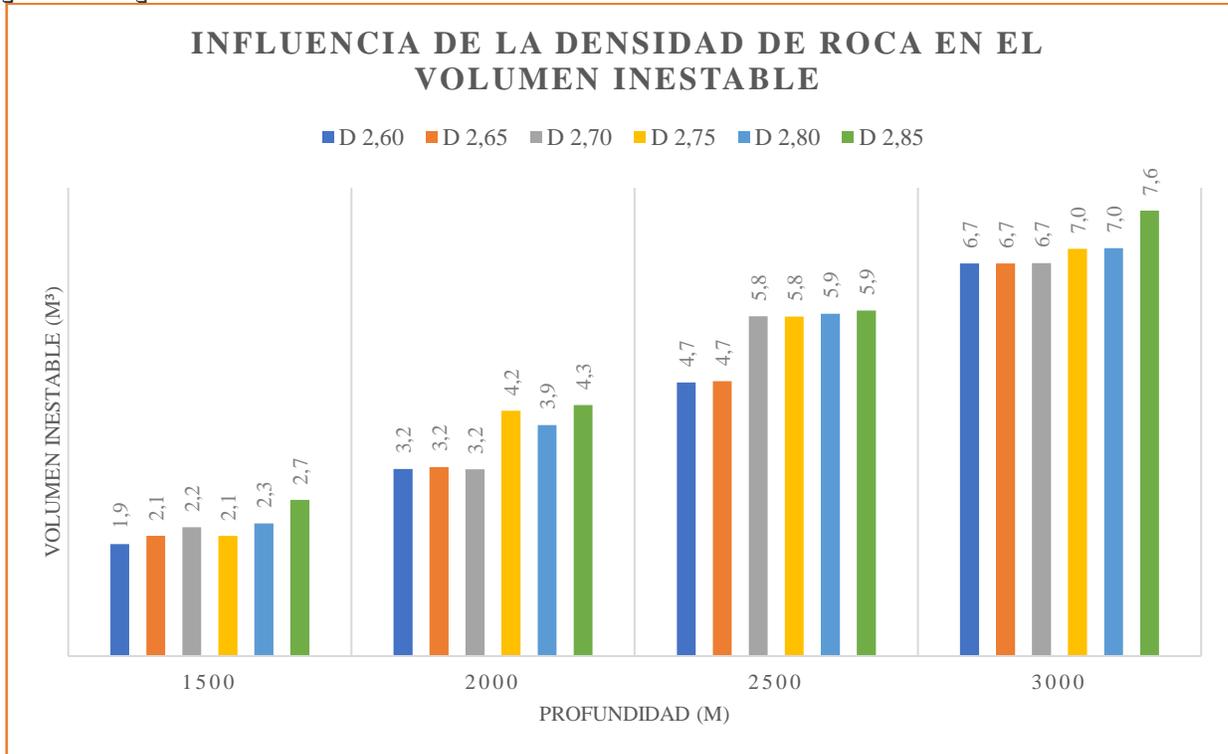


Gráfico 9: Visualización de la influencia de la "Densidad de roca" en el volumen de roca inestable.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4. Influencia del Módulo de Poisson

Los parámetros anteriormente analizados se agrupan en los denominados parámetros geomecánicos del macizo rocoso y son aquellos que deberían tener una mayor influencia, ya que, como se menciona en secciones anteriores, están directamente relacionados con las propiedades intrínsecas del macizo, a continuación, se analiza la influencia de los parámetros elásticos (comenzando con el Módulo de Poisson), los cuales tienen directa relación con la rigidez y deformabilidad de la masa rocosa. Se espera que estos parámetros no tengan una influencia considerable.

En primer lugar, en el Gráfico 10 se muestra un gráfico comparativo que se elabora a partir de los resultados obtenidos a partir de la variación del Módulo de Poisson en donde se observa una casi nula variación entre sus líneas de tendencia muy parecido a los gráficos considerando la variación de los parámetros "GSI" y "Densidad de la roca" lo que implica que a medida que se varía el Módulo de Poisson, el modelo tiende a comportarse muy similar uno con otro como se había pensado desde un principio. También se muestra que a medida que aumenta el Módulo de Poisson la curva se desplaza muy leve hacia abajo, lo que indica una leve disminución de la profundidad de falla. Esta variación es demasiado pequeña en comparación con el parámetro "UCS". Los resultados con los cuales se elabora el Gráfico 10 se encuentra en la sección de Anexos

En la Tabla 14 se muestran las mediciones obtenidas a partir de los modelos simulados, en donde se puede observar una variación casi nula entre los resultados obtenidos en dichas iteraciones, incluso en la medición de profundidad de falla se llega a la misma medición para más de un mismo modelo, lo que indica poca influencia de este parámetro a una profundidad de 1500 (m).

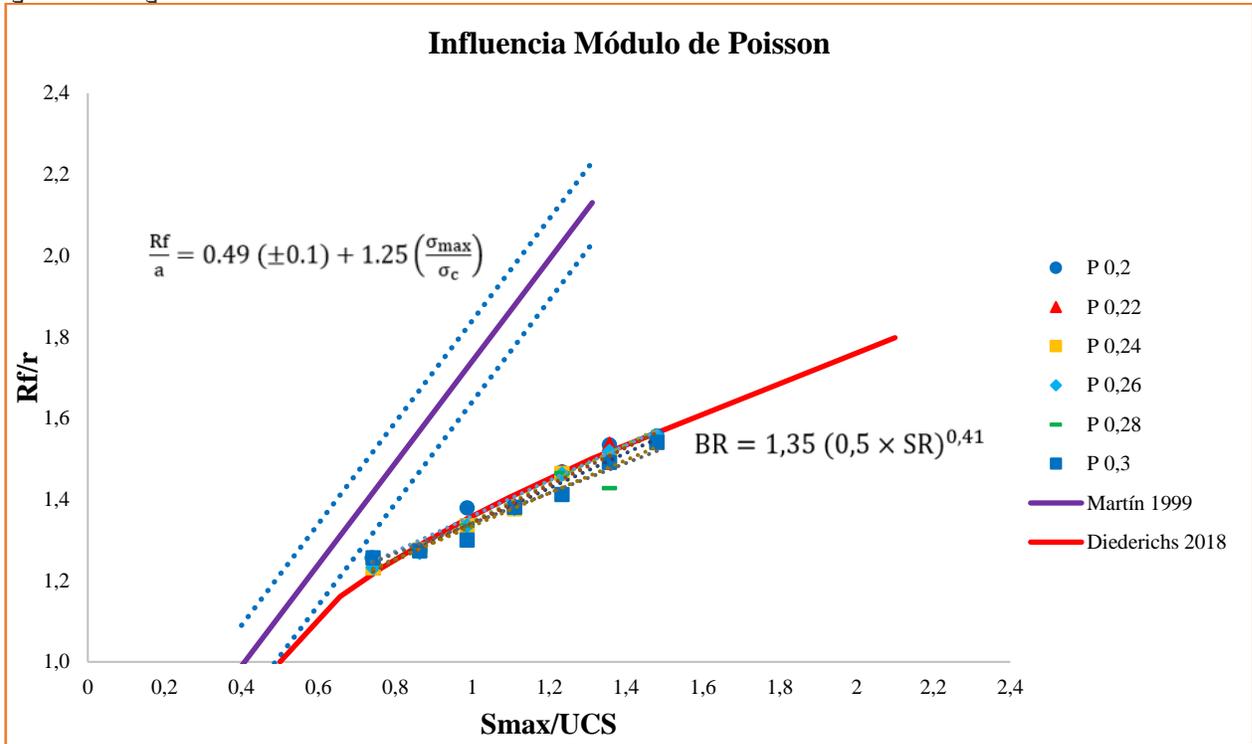


Gráfico 10: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "Módulo de Poisson".
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14: Resultados de la influencia del parámetro "Módulo de Poisson"
Fuente: Elaboración Propia

1500 (m)	Valor Módulo de Poisson	Factor de Multiplicación	Profundidad de Falla (m)	Factor medido	Volumen Inestable (m ³)	Factor medido
Valor Inicial	0,20	1,0	0,64	1,0	2,27	1,0
Rango de Variación	0,22	1,1	0,58	0,9	2,05	0,9
	0,24	1,2	0,58	0,9	2,04	0,9
	0,26	1,3	0,58	0,9	2,05	0,9
	0,28	1,4	0,64	1,0	2,27	1,0
	0,30	1,5	0,64	1,0	2,26	1,0

5.2.4.1. Profundidad de Falla al variar el "Módulo de Poisson"

En el Gráfico 11, se observa que a una profundidad de 1500 metros los resultados varían de forma mínima inclusive existen 3 mediciones idénticas. Cuando se considera un módulo de Poisson de 0,22 y se aumenta hasta 0,26 no presenta variación en la profundidad de falla del macizo rocoso inestable. Considerando una profundidad de 2000 metros se observa como la profundidad de falla no varía significativamente en dichos modelos simulados. Cabe destacar que estas variaciones que se producen entre las profundidades de falla son mínimas, no son comparable con otros parámetros en donde se duplica o triplica la medición de la profundidad de falla como ocurre en el caso del UCS. Como se ha mencionado anteriormente, la gran diferencia que se observa en las profundidades de falla ocurre cuando se aumenta la profundidad a la que se



encuentra la excavación, esto ocurre para todos los parámetros analizados e indica una clara influencia de la profundidad a la que se encuentra la excavación en el aumento de la magnitud de un estallido de roca y en el volumen de roca a eyectar. Además, se observa una leve tendencia a disminuir la medición de profundidad de falla cuando se aumenta el Módulo de Poisson en un 10%, esto ocurre para todas las profundidades.

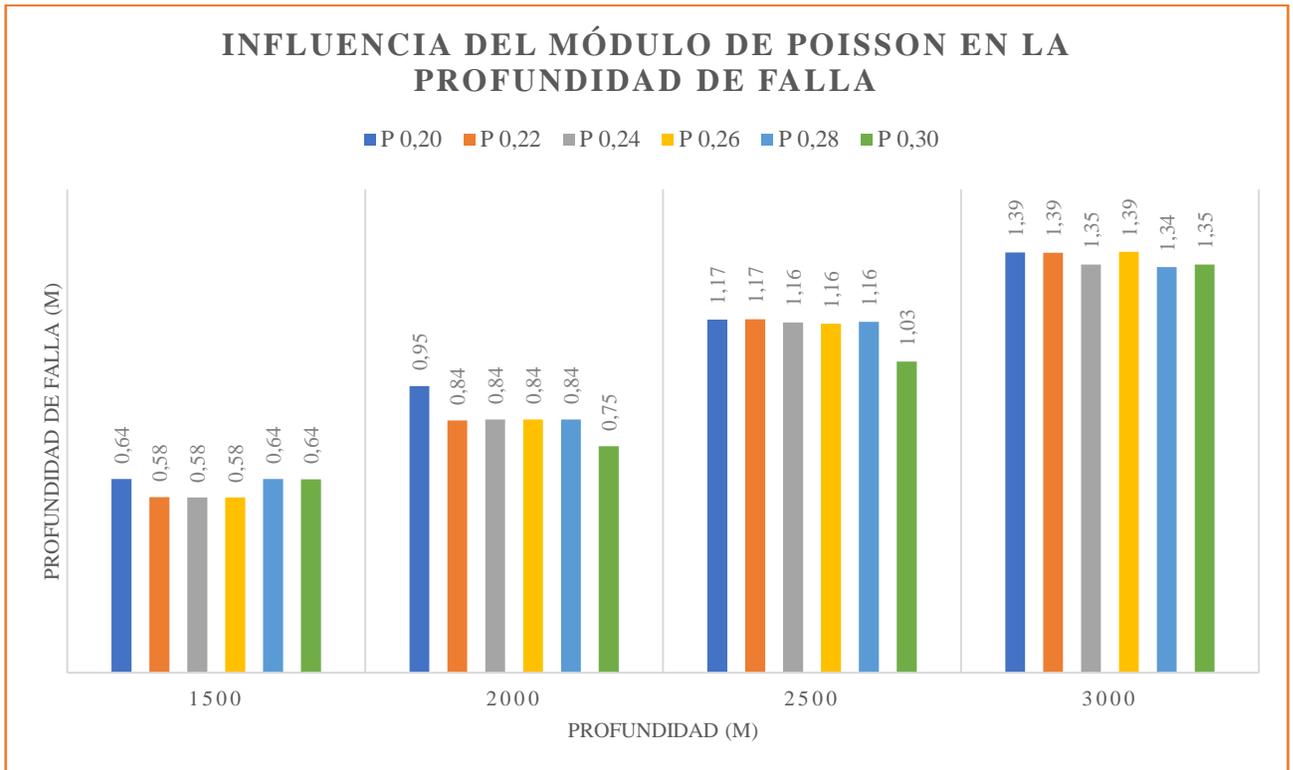


Gráfico 11: Visualización de la influencia del "Módulo de Poisson" en la medición de profundidad de falla.

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4.2. Volumen inestable al variar el "Módulo de Poisson"

Con respecto al volumen inestable, presenta mínimas variaciones en comparación con los parámetros geomecánicos analizados anteriormente, en el Gráfico 12 se observa que a una profundidad de 1500 metros, la variación entre el máximo y mínimo volumen inestable es de tan solo 0,12 (m³), esta diferencia se intensifica a medida que aumentamos la profundidad de la excavación, llegando al valor de 0,9 (m³) a los 2000 (m), lo cual se debe a que cuando se aumenta el valor del Módulo de Poisson en un 10% se obtiene una baja profundidad de falla.

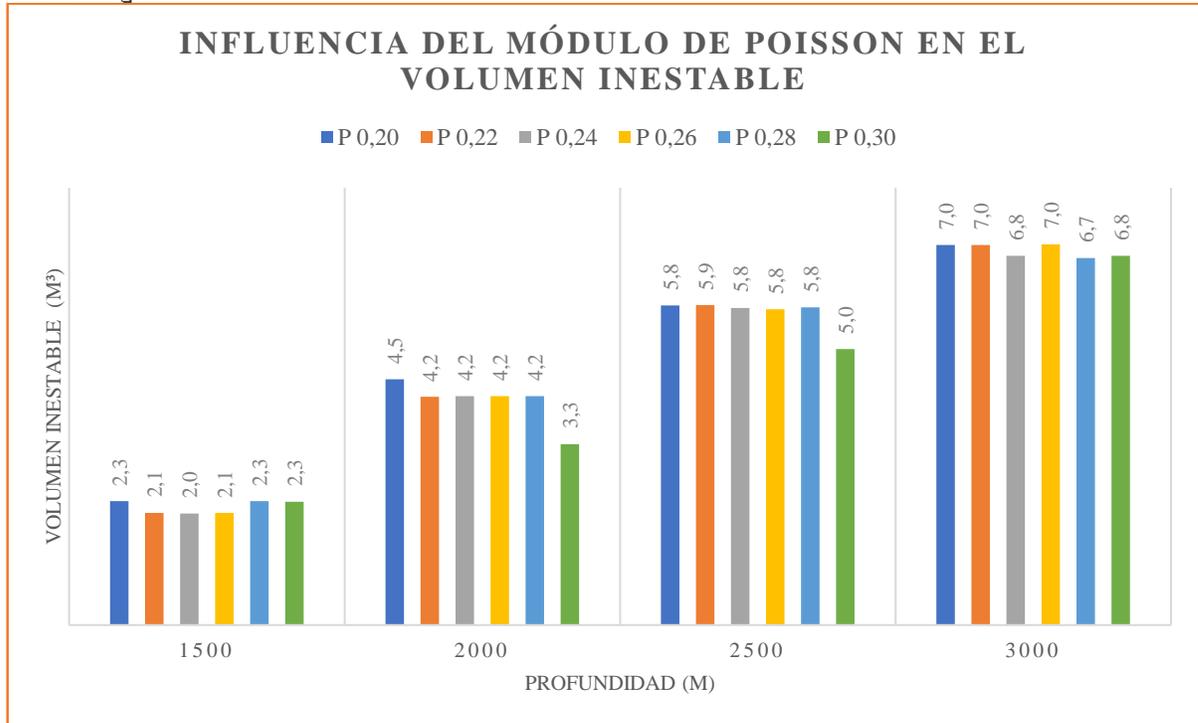


Gráfico 12: Visualización de la influencia del "Módulo de Poisson" en el volumen de roca inestable.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.5. Influencia del Módulo de Young

En el Gráfico 13 se muestra el gráfico realizado a partir de los resultados obtenidos de variar el parámetro Módulo de Young en donde se observa, una variación bastante leve en sus líneas de tendencia, lo que significa que la variación de la profundidad de falla a medida que se varía este parámetro no es de gran consideración. Siempre es bueno complementar, en este caso, el análisis visual de los gráficos con la comparación numérica ya que de esta forma el fundamento se robustece.

En la Tabla 15 se muestran las principales mediciones obtenidas a partir de la variación del módulo de Young, en donde se observa que, la profundidad de falla es exactamente la misma para cada uno de los modelos simulados, de igual manera ocurre con la medición de los ángulos de falla, varían de forma mínima. Esto indica que el Módulo de Young no importa considerarlo a la hora de analizar la estabilidad de la excavación subterránea, ya que a medida que se aumenta o disminuye el módulo de Young del macizo rocoso, la medición de la profundidad de falla no cambia.

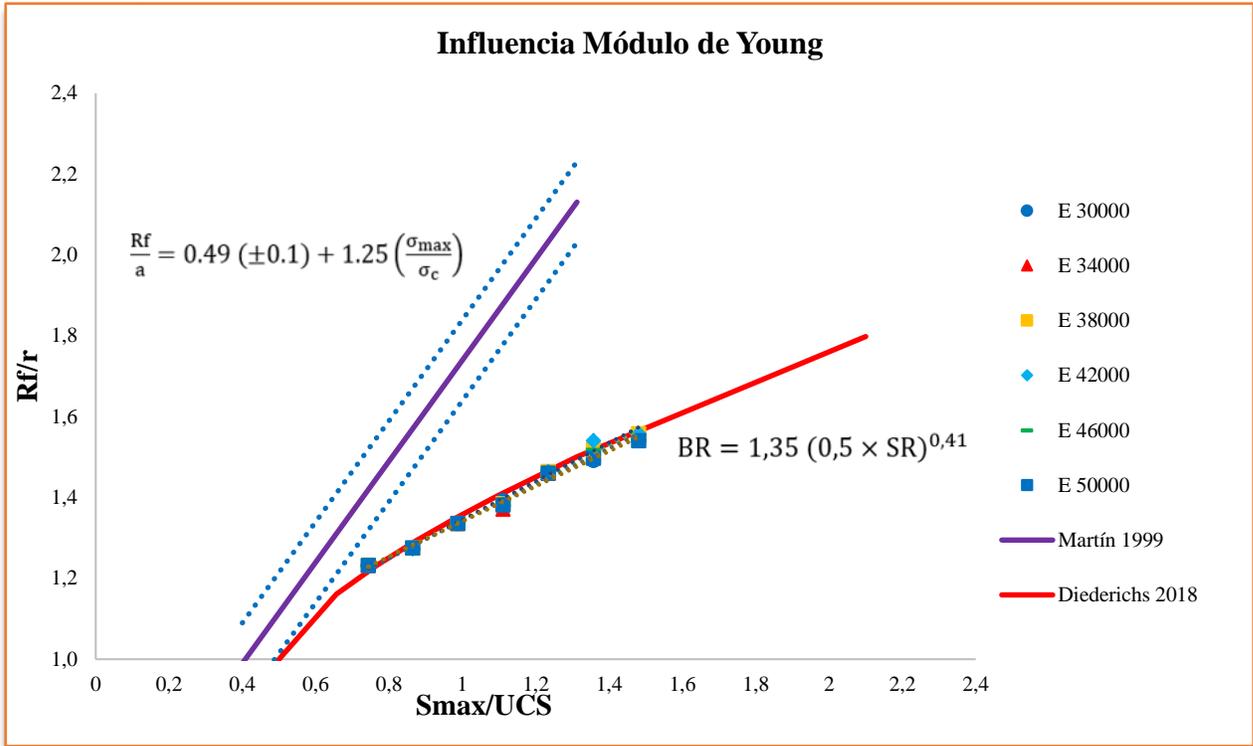


Gráfico 13: Visualización comparativa entre el método de Martín (1999) y Diederichs (2018) para estudiar la influencia del "Módulo de Young".
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 15: Resultados de la influencia del parámetro "Módulo de Young"
Fuente: Elaboración Propia

1500 (m)	Valor Módulo de Young (MPa)	Factor de Multiplicación	Profundidad de Falla (m)	Factor medido	Volumen Inestable (m ³)	Factor Medido
Valor Inicial	30000	1,00	0,58	1,0	2,05	1,0
Rango de Variación	34000	1,13	0,58	1,0	2,05	1,0
	38000	1,27	0,58	1,0	2,06	1,0
	42000	1,40	0,58	1,0	2,05	1,0
	46000	1,53	0,58	1,0	2,05	1,0
	50000	1,67	0,58	1,0	2,05	1,0

5.2.5.1. Profundidad de Falla al variar el "Módulo de Young"

En el Gráfico 14 se muestran las mediciones obtenidas de profundidad de falla, en donde se observa claramente que las mediciones son exactamente idénticas a medida que el módulo de Young aumenta inclusive a mayores profundidades, destacando únicamente en donde se evalúa la variación de dicho parámetro a una profundidad de 3000 metros en donde se observa una única variación que alcanza 0,04 (m). Durante el análisis de cada uno de los parámetros, se destaca la influencia de la profundidad, se ha observado que a medida que se realiza una excavación a mayores profundidades (mayores esfuerzos in – situ) la



profundidad de falla aumenta considerablemente, por ejemplo, al variar el Módulo de Young no cambia las mediciones de profundidad de falla (no influye) pero si se aumenta la profundidad se observa que la profundidad de falla si aumenta.

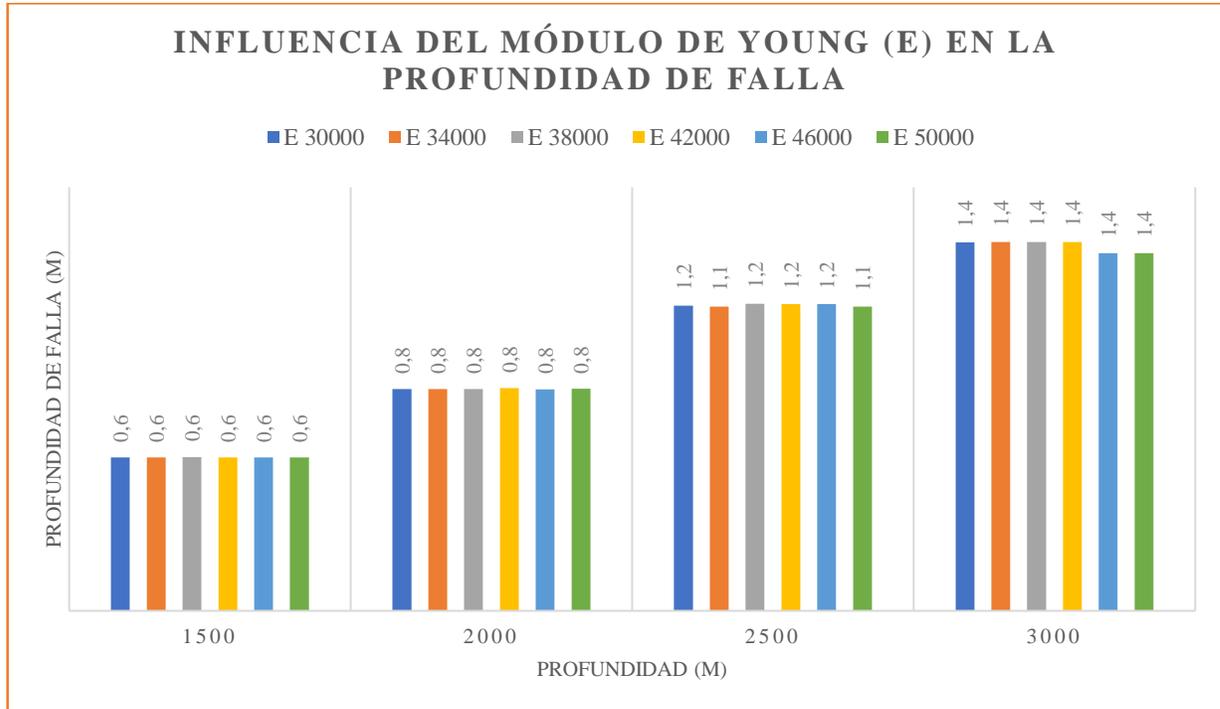


Gráfico 14: Visualización de la influencia del "Módulo de Young" en la medición de profundidad de falla.

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.5.2. Volumen inestable al variar el "Módulo de Young"

En cuanto al volumen inestable (Ver ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.), presenta un comportamiento similar con la nula variación en el volumen posible a fallar, los volúmenes inestables obtenidos para cada uno de los modelos tanto a 1500, 2000 y 2500 metros son bastante similares considerando que este dato se obtiene mediante la multiplicación de otras mediciones, confirma lo sospechado desde un principio acerca de la poca influencia que muestran los parámetros elásticos, sobre todo el Módulo de Young, en comparación con los parámetros geomecánicos de la roca como el UCS, GSI y la Densidad de roca.

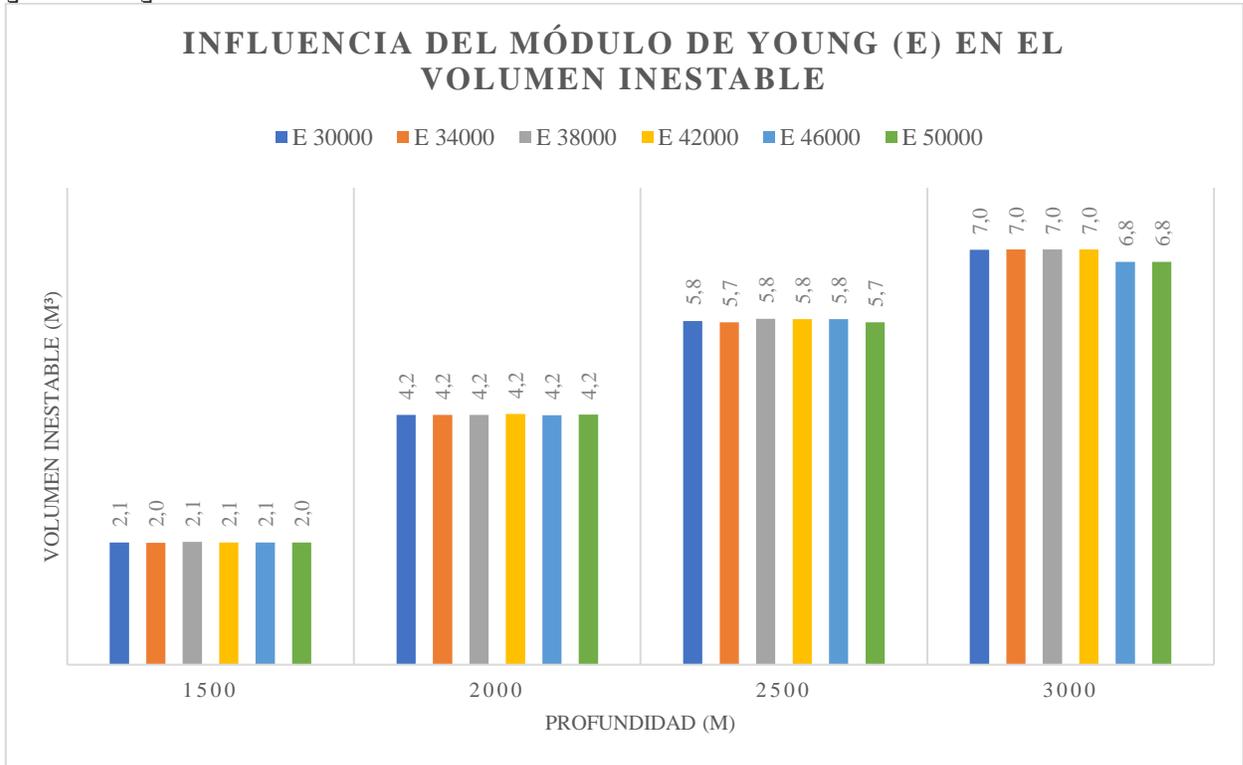


Gráfico 15: Visualización de la influencia del "Módulo de Young" en el volumen de roca inestable.
Fuente: Elaboración Propia.



5.2.6. Resumen de la influencia de los parámetros

Anteriormente se han presentado los resultados obtenidos a partir de las simulaciones ejecutadas, se desea determinar cuál de los parámetros analizados en este trabajo influye más en la magnitud de un estallido de rocas. La medición de profundidad de falla es un buen indicador para determinar la influencia de cada parámetro. El Gráfico 16, muestra un resumen de las máximas variaciones de profundidad de falla para cada uno de los parámetros estudiados, en donde se destaca la resistencia del macizo rocoso “UCS” y muestra que a medida que el UCS disminuye, la profundidad de falla se puede llegar a triplicar. Esta gran variación en la medición de la profundidad de falla ocurre solamente para el “UCS”.

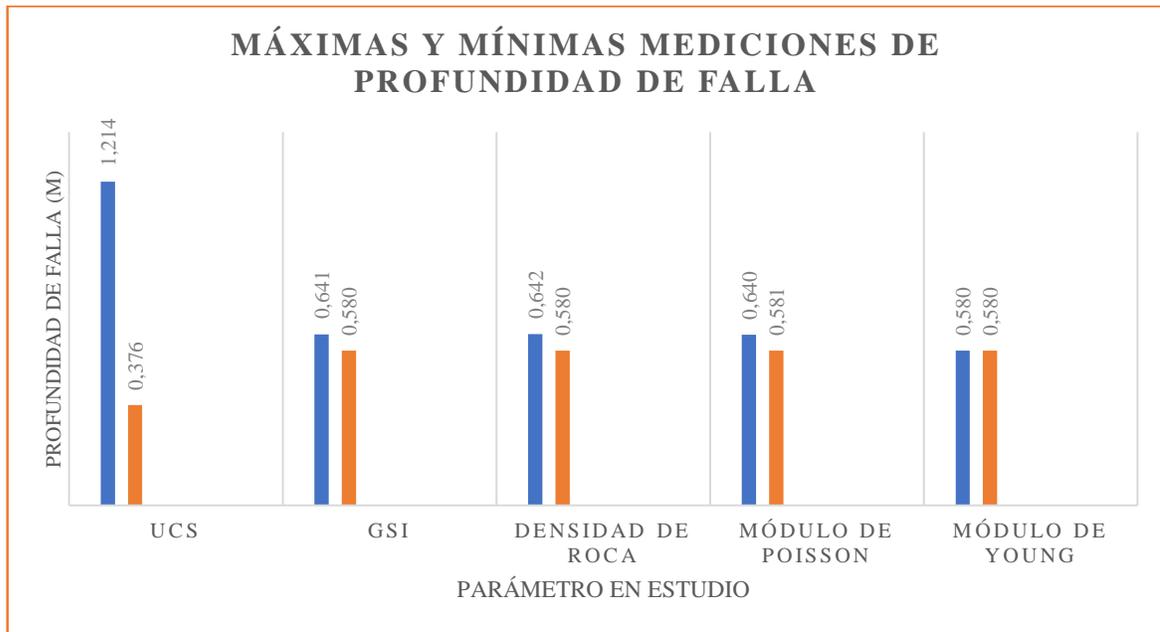


Gráfico 16: Visualización de las máximas y mínimas mediciones de profundidad de falla para cada uno de los parámetros analizados.

Fuente: Elaboración Propia.

Con la cantidad de información compilada desde el software resulta imposible desaprovechar dicha información realizando únicamente un análisis visual de los gráficos, por lo que se realiza un análisis cuantitativo a una profundidad de 1500 metros, considerando las mediciones de profundidad de falla y el cálculo del volumen inestable lineal. En la Tabla 16 se muestran los resultados obtenidos a partir de variar el parámetro “UCS”, en donde nos enfocaremos en las columnas de variación porcentual de la profundidad de falla y del volumen inestable. El 100% representa la máxima profundidad de falla medida para ese parámetro y el resto de los valores indica el porcentaje relativo a la máxima profundidad de falla. De igual manera con la variación porcentual del volumen inestable, el 100% corresponde al máximo volumen inestable calculado para el “UCS” mientras que el resto de los valores indica el porcentaje con respecto al máximo valor. Cabe destacar que el máximo valor de profundidad de falla se da con el menor valor de UCS que se considera en este estudio, el cual es 120 (MPa), cuya profundidad de falla ronda los 1,21 (m) mientras que para el máximo valor de UCS considerado en este estudio su profundidad de falla es de 0,38 (m) el cual representa una variación porcentual de 82% en donde 1,21 (m) es el 100% y 0,38 (m) es tan solo un 31% de la máxima profundidad de falla del grupo. Estos resultados confirman lo comentado con los gráficos anteriores en donde se muestra al parámetro UCS con una gran influencia tanto en la profundidad de falla medida como en el cálculo del volumen inestable.



Tabla 16: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del UCS.
Fuente: Elaboración propia.

UCS (MPa)	Profundidad (m)	Profundidad de falla (m)	Ángulo de falla	Ancho inestable (m)	Volumen inestable (m ³)	Distancia Frente (m)	Variación profundidad de falla (%)	Variación Volumen inestable (%)
120	1500	1,2	52,7	4,9	5,9	1,24	100	100
145	1500	0,9	47,1	4,6	4,4	1,15	79	74
170	1500	0,7	40,8	4,1	2,8	0,00	57	48
195	1500	0,6	37,3	3,5	2,1	0,00	50	36
220	1500	0,5	34,4	3,0	1,6	0,00	44	27
245	1500	0,4	29,6	2,7	1,0	0,00	31	18

A continuación, se tiene la Tabla 17 en donde se muestran los principales resultados obtenidos a partir de variar el parámetro GSI, muy por el contrario del parámetro UCS, las mediciones obtenidas para profundidades de falla son casi las mismas, la diferencia entre la máxima y la mínima profundidad de falla medida es de alrededor de 6 centímetros, de la misma manera con el ancho inestable el cual es prácticamente el mismo para cada variación. En donde el 100% representa la máxima profundidad de falla medida (0,64 (m))- Además, el volumen inestable varía poco si lo comparamos con la variación obtenida para el UCS, la diferencia entre el máximo y el mínimo volumen inestable es de alrededor de 0,2 (m³), sigue siendo un volumen considerable si se trata de un volumen potencial a desprender de forma violenta.

Tabla 17: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del GSI.
Fuente: Elaboración Propia.

GSI	Profundidad (m)	Profundidad de falla (m)	Ángulo de falla	Ancho inestable (m)	Volumen inestable (m ³)	Distancia Frente (m)	Variación profundidad de falla (%)	Variación Volumen inestable (%)
65	1500	0,62	37,5	3,5	2,2	0,00	100	100
68	1500	0,58	36,6	3,5	2,0	0,00	90	90
71	1500	0,28	36,3	3,5	2,0	0,00	90	91
74	1500	0,62	37,7	3,5	2,2	0,00	100	100
77	1500	0,62	37,6	3,5	2,2	0,00	100	100
78	1500	0,62	37,8	3,5	2,2	0,00	100	100

En la Tabla 18, se muestran las mediciones y cálculos importantes acerca de la variación del parámetro “Densidad de la roca”, se observa que para la profundidad de falla es similar a lo observado en análisis del parámetro anterior, en donde la diferencia entre la máxima y mínima medición es tan solo 6 centímetros, sin embargo, cuando se analiza el volumen inestable se aprecia una diferencia, no es tan mínima la diferencia porcentual del volumen inestable, en donde la diferencia entre el máximo y mínimo volumen inestable lineal es de 0,83 (m³). Si bien es cierto la variación del volumen de estos últimos dos parámetros no supera el metro cúbico lineal, es un gran volumen cuando se trata de una posible eyección violenta. Al comparar los parámetros geomecánicos evaluados en este trabajo (“UCS”, “GSI” y “Densidad de la roca”) se observa que la resistencia del macizo rocoso posee una directa y marcada influencia en cuanto a generación de un estallido de roca y al aumento o disminución de su magnitud. Le siguen la densidad de roca y el GSI, en donde los resultados muestran pequeñas variaciones del orden de centímetros y bastante similares.



**Tabla 18: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia de la densidad de roca.
Fuente: Elaboración Propia.**

Densidad de la Roca Andesita (ton/m ³)	Profundidad (m)	Profundidad de falla (m)	Ángulo de falla	Ancho inestable (m)	Volumen inestable (m ³)	Distancia Frente (m)	Variación profundidad de falla (%)	Variación Volumen inestable (%)
2,6	1500	0,58	36,2	3,2	1,9	0,00	90	72
2,65	1500	0,58	36,3	3,5	2,0	0,00	90	77
2,7	1500	0,60	30,4	3,5	2,2	0,00	97	83
2,75	1500	0,58	36,2	3,5	2,0	0,00	91	77
2,8	1500	0,62	37,8	3,5	2,2	0,00	100	85
2,85	1500	0,62	40,0	4,1	2,6	0,00	100	100

Continuando con los parámetros elásticos del macizo rocoso, en la Tabla 19 se muestran los resultados obtenidos a partir de variar el parámetro Módulo de Poisson, y se observa que la profundidad de falla varía de forma mínima con la variación del módulo de Poisson, siendo la diferencia entre la máxima y mínima profundidad de falla alrededor de 6 centímetros lo cual indica que este parámetro no afecta de gran forma al aumento o disminución de la profundidad de falla en un evento de estallido de roca, además existen . Del mismo modo con el volumen inestable, en donde la diferencia entre máximo y mínimo volumen inestable es de tan solo 0,23 (m³).

**Tabla 19: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del Módulo de Poisson.
Fuente: Elaboración Propia.**

Módulo de Poisson	Profundidad (m)	Profundidad de falla (m)	Ángulo de falla	Ancho inestable (m)	Volumen inestable (m ³)	Distancia Frente (m)	Variación profundidad de falla (%)	Variación Volumen inestable (%)
0,2	1500	0,62	37,7	3,5	2,2	0,00	100	100
0,22	1500	0,58	36,6	3,5	2,0	0,00	91	90
0,24	1500	0,58	36,8	3,5	2,0	0,00	91	90
0,26	1500	0,58	36,5	3,5	2,0	0,00	91	90
0,28	1500	0,62	37,8	3,5	2,2	0,00	100	100
0,3	1500	0,62	37,8	3,5	2,2	0,00	100	100

En la Tabla 20 se muestran los resultados obtenidos a partir de la variación del parámetro Módulo de Young desde los 30000 a los 50000 (MPa) en donde se observa una nula variación con respecto a la medición de la profundidad de falla, es decir, se obtuvieron la misma medición de profundidad de falla a medida que se varía el Módulo de Young lo cual quiere decir que para este caso dicho factor no afecto en el aumento o disminución de dicha medida. Con respecto al volumen inestable se presenta una variación imperceptible de 0,001 (m³) entre el máximo y mínimo volumen calculado.



**Tabla 20: Tabla resumen con los resultados obtenidos. Para la influencia del Módulo de Young.
Fuente: Elaboración Propia.**

Módulo de Young (MPa)	Profundidad (m)	Profundidad de falla (m)	Ángulo de falla	Ancho inestable (m)	Volumen inestable (m ³)	Distancia Frente (m)	Variación profundidad de falla (%)	Variación Volumen inestable (%)
30000	1500	0,58	36,3	3,5	2,0	0,00	100	100
34000	1500	0,58	36,5	3,5	2,0	0,00	100	100
38000	1500	0,58	36,4	3,5	2,0	0,00	100	100
42000	1500	0,58	36,5	3,5	2,0	0,00	100	100
46000	1500	0,58	36,6	3,5	2,0	0,00	100	100
50000	1500	0,58	36,6	3,5	2,0	0,00	100	100

Finalmente, en la siguiente Tabla 21, se muestra un resumen general que muestra el porcentaje de variación entre la máxima y mínima profundidad de falla medida para cada parámetro en donde se pretende resumir todo lo mostrado anteriormente, destacando la influencia del parámetro “UCS” que obtiene una variación de 69% entre la máxima y mínima medición de profundidad de falla (siendo el 100% la máxima medición), luego le sigue la densidad de roca con una variación porcentual de 9,7%, posteriormente el GSI con un 9,5% y, como era de esperar, los parámetros elásticos influyen de menor manera siendo el Módulo de Poisson aquel parámetro que varía un 9,2% y el Módulo de Young no presenta variación en las mediciones a medida que se aumenta o disminuye este parámetro.

**Tabla 21: Influencia de los parámetros analizados expresado en porcentaje.
Fuente: Elaboración Propia**

Parámetro	Máxima medición de profundidad de falla (m)	Mínima medición de profundidad de falla (m)	Variación máxima y mínima medición (m)	Variación porcentual (%)
UCS	1,214	0,380	0,834	69,0
GSI	0,641	0,580	0,061	9,5
Densidad de roca	0,642	0,580	0,062	9,7
Módulo de Poisson	0,640	0,581	0,059	9,2
Módulo de Young	0,580	0,580	0	0



6. Discusión

En este trabajo de título se obtienen importantes mediciones a partir del software Rs3 de rocscience, una de ellas es la profundidad de falla. Esta medición es una de las más importantes ya que con ella es posible analizar la influencia de cada uno de los parámetros, donde se espera que una mayor variación entre la profundidad de falla implique una mayor influencia de dicho parámetro en un estallido de roca. En la actualidad existen variados modelos que permiten determinar la profundidad de falla, los más utilizados son los modelos formulados por Martin et al (1999) y Diederichs (2018) que se utilizan en este estudio. Los resultados muestran que, para todos los casos, las curvas se asemejan a lo propuesto por Diederichs (2018), sin embargo, no es posible precisar entre el “Límite de Spalling” (medida de profundidad de falla) y el “Límite de Perturbación” (considera toda la zona en donde el macizo rocoso se ve afectado debido a la redistribución de esfuerzos pudiendo generar microgrietas que afecten sus propiedades resistentes). Esto debido únicamente a que el software no tiene disponible dicha visualización integrada como la tiene el software Rs2.

A medida que se aumenta el valor del “UCS” en los modelos simulados, las profundidades de fallas medidas disminuyen considerablemente, lo cual tiene sentido ya que a medida que se tiene un macizo rocoso más resistente se debería obtener una menor profundidad de falla dado que el macizo rocoso es más competente. Todos los modelos realizados en este estudio son inestables lo que coincide con lo propuesto por Martín (1999) quien señala que la inestabilidad ocurre cuando el índice de daños ($\delta_{\text{máx}}/\delta_c$) mayor a 0,4.

Con respecto al parámetro “GSI”, se observa que no presenta un comportamiento que siga algún patrón, más bien presenta mediciones aleatorias, lo cual demuestra poca influencia y tiene sentido ya que el enfoque “DISL” considera de forma implícita este parámetro (no como lo hace Hoek & Brown). Además, se presenta una anomalía a la hora de visualizar los resultados, ya que a una profundidad de 1500 metros, no se observan mayores desviaciones en las mediciones de profundidad de falla, sin embargo, al aumentar la profundidad se muestra una variación de hasta 0,2 (m), luego a 3000 metros, la variación vuelve a ser 0,06 (m), lo cual puede indicar que el aumento de la variación de profundidad de falla esté relacionado con otros factores que alteren los resultados tales como la incorrecta calibración del modelo a esas profundidades o factores propios del software. Además, resulta interesante considerar el caso en donde el GSI tiene un valor de 68 a una profundidad de 2000 metros, en donde se muestra una gran disminución en el volumen inestable, ya que, a esa profundidad, se obtiene el mismo volumen inestable para todos los demás valores de GSI. Esto puede suceder por diferentes factores considerando algún error en la medición, una discretización no adecuada a esa profundidad o incluso el modelo pudo no terminar de ejecutarse, pero de igual manera arrojar resultados incompletos como ocurrió un par de veces durante etapas preliminares.

La densidad de la roca resulta interesante ya que se observa que a medida que se aumenta este parámetro las mediciones de profundidad de falla y volumen inestable aumentan levemente, presentan cierto grado de variación ya que las mediciones obtenidas aumentan y disminuyen, sin embargo, tienen una tendencia general a aumentar la profundidad de falla y el volumen inestable a medida que se aumenta la densidad, esto se intensifica si se aumentara de forma considerable la densidad de la roca (sobre un 10% respecto al valor inicial) y también cuando la excavación es más profunda. Esto se obtiene debido a que la densidad de la roca está directamente relacionada con los esfuerzos in – situ según la ecuación (3) presentada en el Marco Teórico.

Como se tenía previsto, los resultados muestran que los parámetros geomecánicos se imponen por sobre los parámetros elásticos analizados en este trabajo, donde el factor que más influye es el “UCS” mientras que el “Módulo de Young” es aquel parámetro que por más que varíe, las mediciones obtenidas son idénticas unas con otras.

En un análisis en 2D también se podría estimar la profundidad de falla para cada uno de los modelos, sin embargo, la secuencia del desarrollo de la falla frágil, tanto en el frente de avance como el perímetro del túnel, se puede analizar y medir utilizando el software en 3D como se realiza en este trabajo, siendo un



análisis más completo ya que se estudia la inestabilidad no solo en una sección transversal del túnel, sino que a lo largo de toda la excavación.

En este trabajo se comienza utilizando únicamente el enfoque DISL para la elaboración de cada uno de los modelos, los cuales se comparan y analizan entre sí. Estas comparaciones cuantitativas y cualitativas no impiden que salgan otras preguntas, por ejemplo, ¿Este enfoque utilizado es una mejor herramienta para estimar profundidad de falla con respecto al criterio de falla propuesta por Hoek & Brown? Para dar respuesta breve a ello se hace un pequeño apartado en este trabajo en donde se pretende comparar únicamente el parámetro de la resistencia a la compresión uniaxial “UCS” considerando el enfoque DISL y por otro lado utilizar los parámetros de entrada propuestos por las ecuaciones (7) (8) y (9) y analizarlo mediante el gráfico propuesto por Martín et al., (1999) el cual se muestra en el Gráfico 17.

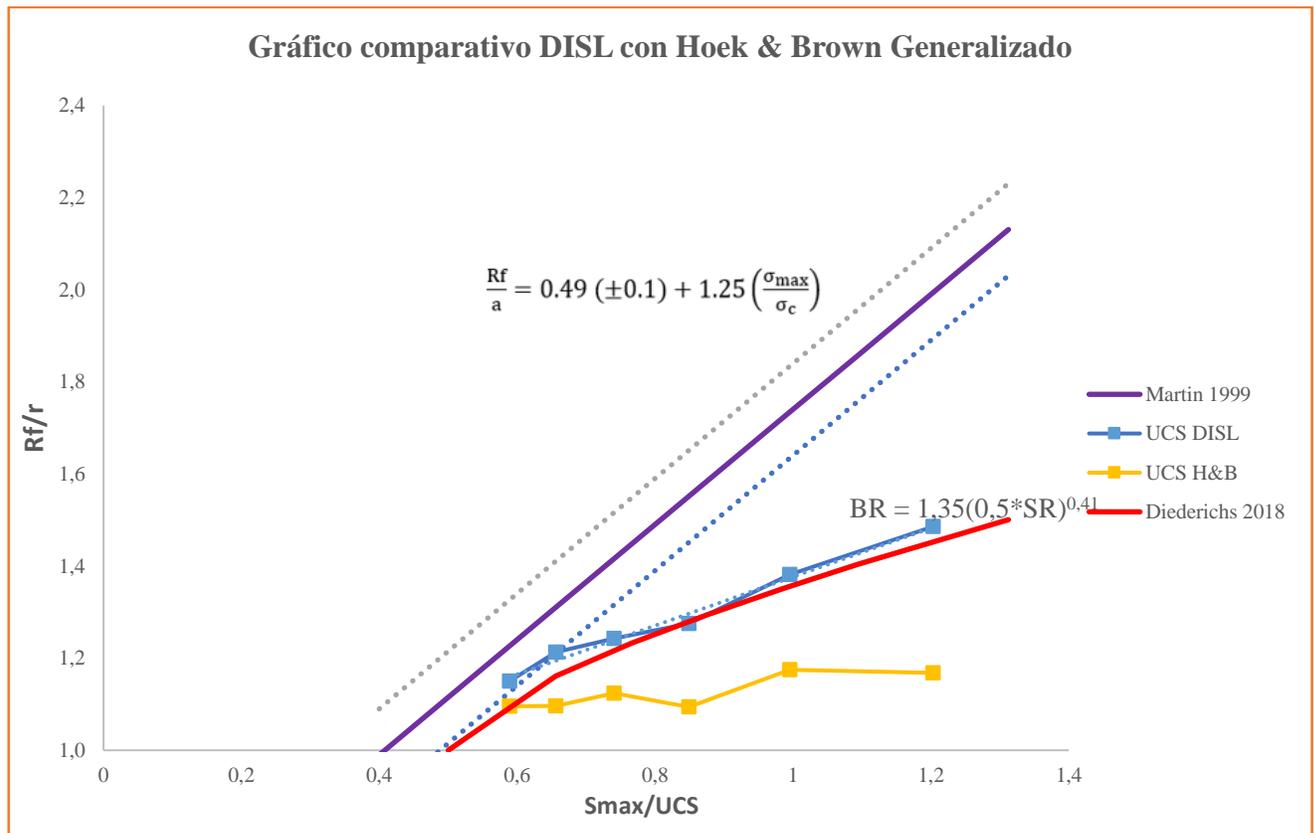


Gráfico 17: Visualización comparativa entre el enfoque "DISL" y el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado.

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, el Gráfico 17 muestra una comparación únicamente entre la variación del parámetro UCS, que ha sido el que ha presentado una considerable y clara variación tanto de la profundidad de falla como en el volumen inestable. A partir de esta ilustración se puede observar cómo se obtienen diferentes pendientes al analizar sus líneas de tendencia, donde se muestra una pendiente más empinada y similar al criterio de falla propuesto por Diederichs (2018) cuando se siguen las recomendaciones del enfoque DISL, considerando estos datos, el enfoque DISL quien propone simular la falla frágil, con parámetros “m”, “s” y “a” definidos, tiende a estimar de mejor manera la medición de profundidad de falla en comparación con el criterio de falla de Hoek para grandes profundidades. El autor de este enfoque señala que los análisis muestran que el uso de un criterio de falla del macizo rocoso con parámetros de fricción ($m > 0$) significativamente subestima



la profundidad de la falla frágil, para este caso se tienen los modelos numéricos utilizando el criterio generalizado de Hoek & Brown cuyo parámetro “m” ronda el valor 9. También señala que el uso de los parámetros frágiles proporciona un buen acuerdo con las observaciones de campo. Los análisis que utilizan los parámetros de fragilidad también muestran que, en entornos de tensión intermedia, donde la falla por fragilidad inducida por la tensión está localizada, un túnel con techo plano es más estable que un túnel con techo arqueado. En los modelos simulados con el enfoque DISL se muestra un valor “m” mucho menor al otro modelo, este parámetro demuestra la directa relación con la fricción de la roca con el macizo. Para modelar falla frágil se recomienda el enfoque “DISL” quien considera los parámetros correctos de “a”, “s” y “m” para no subestimar las mediciones de profundidad de falla en túneles profundos con roca frágil.

Es importante señalar una gran diferencia a la hora de visualizar los resultados en el frente de avance, esta medición solo es posible obtenerla mediante un análisis en 3D, ya que muestra el frente de avance inestable a medida que se va construyendo la excavación. Cuando se mide la distancia inestable utilizando el enfoque DISL, esta medición era 0 (m) a la profundidad tanto de 1500, 1750 y 2000 metros para la mayoría de los modelos, a mayores profundidades se podía observar un frente de avance inestable en donde la mínima medición de frente de avance alcanza 0,85 (m). En cuanto a los resultados obtenidos utilizando los parámetros del criterio generalizado de Hoek y Brown, siempre se observan mediciones para un frente de avance inestable, por más pequeña sea la medición inestable. En los modelos simulados se tienen distancias inestables en el frente de avance desde 0,2 (m) hasta 0,9 (m).



7. Conclusiones

Los estallidos de rocas son fenómenos no deseados en minería subterránea, son dinámicos, súbitos y violentos, complejos de comprender debido a la cantidad de incertidumbre en sus parámetros de entrada y también a su impredecible localización. Hay distintas metodologías para su análisis y en este trabajo se emplean de manera conjunta métodos empíricos – analíticos y numéricos con el objetivo de analizar y comparar de distintas maneras la influencia de cada uno de los parámetros en la generación y/o incremento en la magnitud de un estallido de rocas en túneles profundos.

Resulta importante dedicar el tiempo y las pruebas necesarias en cuanto a la elaboración del primer modelo base con el cual se trabaja durante todo el proyecto, si alguno de los parámetros de entrada del ambiente que se desea simular son incorrectos, todos los resultados posteriormente obtenidos podrían estar subestimados o sobrestimados debido a este error. Se debe revisar cuidadosamente cada uno de los parámetros de entrada y buscar bibliografía para robustecer el fundamento a la hora de determinar los inputs a utilizar. Simular un fenómeno de estallido de rocas en minería subterránea puede ser determinante a la hora de realizar fortificaciones, análisis de estabilidad o a la gestión del riesgo geomecánico en minería subterránea.

En este trabajo se emplea el enfoque DISL propuesto por Diederichs (2018) el cual representa una herramienta sólida y robusta diseñada especialmente para la simulación del comportamiento de falla frágil en softwares de ingeniería convencional como RS3 de Rocscience, involucra la dependencia del confinamiento y de las propiedades peak y residual del macizo rocoso. Este enfoque resulta ser adecuado a la hora de estudiar la influencia de los parámetros geomecánicos que afectan en la magnitud de un estallido de rocas, se obtienen resultados coherentes y se permite visualizar de forma clara como varía la profundidad de falla a medida que se cambian los valores de entrada. En todos los parámetros analizados en este trabajo, los resultados muestran una clara semejanza con el criterio de falla propuesto por Diederichs (2018)

Además, se introduce la comparación entre este enfoque propuesto por Diederichs (2007) y el criterio de falla de Hoek and Brown generalizado, este análisis nos permite determinar que el enfoque DISL se acerca más a la curva propuesta por Diederichs (2018).

Se ejecutaron alrededor de 200 simulaciones diferentes en donde se incluye la variabilidad en los parámetros geomecánicos para la elaboración de este trabajo, los resultados son variados, sin embargo, todos los modelos coinciden en al menos 1 característica en común, son inestables. Dentro de esta inestabilidad, se obtienen mediciones interesantes de analizar como la profundidad de falla, además de otras mediciones con las cuales se puede estimar un volumen de roca inestable que es probable a eyectar. Con estos datos y resultados obtenidos, se puede determinar lo que ya se pensaba desde un comienzo, los parámetros geomecánicos del macizo rocoso tales como el UCS, GSI y Densidad de la roca son aquellos que tienen una mayor influencia en comparación con los parámetros elásticos Módulo de Young y Módulo de Poisson. Dentro de los parámetros geomecánicos hay que destacar la influencia del parámetro UCS ya que la variación tanto de la profundidad de falla como del volumen inestable es realmente considerable, llegando incluso a triplicar el volumen inestable cuando se varía la resistencia del macizo rocoso.

Durante la ejecución de los modelos, se observa que la magnitud de los esfuerzos in – situ (producto del aumento en la profundidad de la excavación) juega un rol fundamental e influye directamente en el aumento de la profundidad de falla, condicionan en gran medida el diseño que se debe considerar en la excavación ya que la redistribución de los esfuerzos podría generar y/o desencadenar algún evento no deseado en la excavación. Esto queda demostrado y se puede observar en los gráficos resumen presentados anteriormente que, a medida que se aumenta la profundidad a la que se realiza la excavación, las mediciones de profundidad de falla de los modelos también son mayores.

En base al análisis visual, porcentual y mediante el uso de gráficos que se ha mostrado a lo largo de este trabajo se llega a la conclusión que, dentro de todos los parámetros estudiados durante este trabajo de título, la resistencia a la compresión uniaxial (“UCS”) es aquel parámetro geomecánico que más influye en la



generación de un estallido de roca, seguido de la Densidad de la roca y luego el GSI, estos parámetros presentan un comportamiento similar que es claramente inferior que la influencia del UCS. Más atrás los parámetros elásticos poco tienen que ver con la generación de un estallido de roca, el Módulo de Poisson demostró realizar mínimas variaciones en la profundidad de falla y por último el Módulo de Young el cual no influye en la generación de un evento no deseado debido a que no presenta variación en la profundidad de falla a medida que se varía este parámetro.

De todas las mediciones recolectadas desde el software (profundidad de falla, ancho inestable, ángulo de falla y distancia inestable en el frente de avance) se destaca la profundidad de falla cuya medición es determinante a la hora de obtener el parámetro que más influye en un estallido de rocas. La profundidad de falla se relaciona directamente con la magnitud de este fenómeno y una mayor profundidad de falla implica un mayor volumen propenso a caer.

Finalmente, se proyecta para un futuro que una gran cantidad de yacimientos en el mundo experimente una transición en sus operaciones de producción, pasando de emplear métodos de explotación superficiales a emplear métodos subterráneos por su mayor eficiencia y sostenibilidad con el medio ambiente, o en su defecto, profundicen sus actuales desarrollos, incursionando en ambientes de roca dura y altos esfuerzos in situ. Dado este contexto es fundamental invertir tiempo y dinero en investigación de los mecanismos de falla frágil, ya sean estos iniciados de forma local o remota, pues serán cada vez más frecuentes.



8. Referencias

- Al Heib, M. (2012). "Numerical and Geophysical Tools Applied for the Prediction of Mine Induced Seismicity in French Coalmines". *International Journal of Geosciences*, N° 3, pp. 834-846.
- Barton Et Al. (1974)—Engineering Classification of Rock Mass For The Design of Tunnel Support | PDF | Strength Of Materials | Stress (Mechanics).
- Bieniawski, Z. T. (1974). *Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling*. éditeur non identifié.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. (2006). *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>
- C.D. Martin, P.K. Kaiser. (s. f.). Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. 1999, 136-151.
- Diederichs, M. S. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1082-1116. <https://doi.org/10.1139/T07-033>.
- Diederichs, M. (2018). Early assessment of dynamic rupture hazard for rockburst risk management in deep tunnel projects. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 118, 193-204. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/2018/v118n3a1>
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek–Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>
- González Antiman, F. (2021). Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica* (Pearson Educación, S. A.).
- Guerra, J. (s. f.). Karzulovic (2006) Métodos de calificación geotécnica de macizos rocosos.
- He, M., Xia, H., Jia, X., Gong, W., Zhao, F., & Liang, K. (2012). Studies on classification, criteria and control of rockbursts. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(2), 97-114. <https://doi.org/10.3724/SP.J.1235.2012.00097>.
- Hoek & Diederichs (2006). (s. f.). Empirical estimation of rock mass modulus.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980a). Blasting in underground excavations. *Underground Excavations in Rock*, 367-381.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2001). El criterio de rotura de Hoek-Brown—Edición 2002 *Hoek-Brown failure criterion—2002 Edition*.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, 32(11), 45-51.
- Kaiser, P. K. (1996). *Canadian Rockburst Support Handbook: 1996*. Geomechanics Research Centre.



- Labuz, J. F., & Zang, A. (2012). Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>
- Li, J., Cai, Y., Li, X., & Zhang, L. (2019). Simulating realistic geological stratigraphy using direction-dependent coupled Markov chain model. *Computers and Geotechnics*, 115, 103147. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103147>
- Marinos, P., Marinos, V., & Hoek, E. (2007). The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses. En *Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining* (pp. 13-21). <https://doi.org/10.1201/NOE0415450287.ch2>
- NME, N. M. y E. (s. f.). *Revista nueva minería* septiembre 2019.
- Perras, M., & Diederichs, M. (2015). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>
- Rojas, E. (2017). “Aspectos geotécnicos y desarrollo tecnológico en el control de la explosión de rocas en el desarrollo de Túneles”. Dirección Geomecánica Divisional, Codelco, Chile.
- Russo, G. (2014). An update of the “multiple graph” approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 41, 74-81.
- Vazaios, I., Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2019). Assessing fracturing mechanisms and evolution of excavation damaged zone of tunnels in interlocked rock masses at high stresses using a finite-discrete element approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.02.004>
- VERGARA ARAYA, R. M. (s. f.). Análisis de la resistencia y la estabilidad de pilares de la mina diablo regimiento, Yacimiento el Teniente.
- Veyrat, S. Galera, J.M., Sancho, M., Andersson, H., Thoese, W., y Rietschel, C. (2017). “Experiencias para mitigación de estallidos de roca: Proyecto Hidroeléctrico Cheves (Perú)”, *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, ISSN 1136-4785, N°. 257, 2017, págs. 22-33.
- Wang, H., Cui, P., & Carling, P. (2021). Wang et al 2021. *Earth Science Frontiers*, 28, 140-167.
- Wang, Y., & Kabwe, E. (2015). Review on Rockburst Theory and Types of Rock Support in Rockburst Prone Mines. *Open Journal of Safety Science and Technology*, 5(4), 720-726. <https://doi.org/10.4236/ojsst.2015.54013>
- Zhang, W., Feng, X.-T., Yaxun, X., Feng, G., Yao, Z.-B., Hu, L., & Niu, W.-J. (2020). A rockburst intensity criterion based on the Geological Strength Index, experiences learned from a deep tunnel. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79. <https://doi.org/10.1007/s10064-020-01774-2>



9 Anexos

A continuación, se adjuntan las tablas con las cuales se elaboran los gráficos de Martín 1999.

Variación del "UCS"				
UCS (MPa)	Profundidad (m)	Prof. de Falla (m)	Smax/Sc	Rf/r
120	1500	1,21	1,20	1,49
	1750	1,52	1,40	1,61
	2000	1,70	1,60	1,68
	2250	1,82	1,80	1,73
	2500	2,17	2,01	1,87
	2750	2,43	2,21	1,97
	3000	2,68	2,41	2,07
145	1500	0,95	1,00	1,38
	1750	1,16	1,16	1,46
	2000	1,34	1,33	1,54
	2250	1,53	1,49	1,61
	2500	1,69	1,66	1,68
	2750	1,89	1,83	1,76
	3000	2,06	1,99	1,82
170	1500	0,69	0,85	1,28
	1750	0,84	0,99	1,34
	2000	0,95	1,13	1,38
	2250	1,21	1,27	1,49
	2500	1,34	1,42	1,54
	2750	1,52	1,56	1,61
	3000	1,67	1,70	1,67
195	1500	0,61	0,74	1,24
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,39	1,48	1,56
220	1500	0,53	0,66	1,21
	1750	0,61	0,77	1,24
	2000	0,68	0,88	1,27
	2250	0,75	0,98	1,30
	2500	0,93	1,09	1,37
	2750	0,96	1,20	1,38
	3000	1,18	1,31	1,47
245	1500	0,38	0,59	1,15
	1750	0,53	0,69	1,21
	2000	0,64	0,79	1,26
	2250	0,69	0,88	1,27
	2500	0,69	0,98	1,28
	2750	0,93	1,08	1,37
	3000	0,96	1,18	1,38

Variación del "GSI"				
GSI	Profundidad (m)	Prof. de Falla (m)	Smax/Sc	Rf/r
65	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54
68	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54
71	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54
74	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,97	1,11	1,39
	2500	1,05	1,23	1,42
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54
77	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,67	0,86	1,27
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,05	1,23	1,42
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54
78	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,35	1,48	1,54



Variación de la "Densidad de Roca"				
Densidad (ton/m ³)	Profundidad (m)	Prof. de Falla (m)	Smax/Sc	Rf/r
2,60	1500	0,58	0,70	1,23
	1750	0,68	0,82	1,27
	2000	0,74	0,93	1,30
	2250	0,93	1,05	1,37
	2500	0,95	1,17	1,38
	2750	1,18	1,28	1,47
	3000	1,34	1,40	1,54
2,65	1500	0,58	0,71	1,23
	1750	0,65	0,83	1,26
	2000	0,75	0,95	1,30
	2250	0,96	1,07	1,38
	2500	0,96	1,19	1,38
	2750	1,24	1,31	1,49
	3000	1,34	1,43	1,54
2,70	1500	0,62	0,73	1,25
	1750	0,68	0,85	1,27
	2000	0,74	0,97	1,29
	2250	0,96	1,09	1,38
	2500	1,16	1,21	1,46
	2750	1,23	1,33	1,49
	3000	1,34	1,45	1,54
2,75	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,39	1,48	1,56
2,80	1500	0,64	0,75	1,26
	1750	0,67	0,88	1,27
	2000	0,85	1,01	1,34
	2250	0,96	1,13	1,38
	2500	1,17	1,26	1,47
	2750	1,34	1,38	1,53
	3000	1,39	1,51	1,56
2,85	1500	0,64	0,77	1,26
	1750	0,69	0,90	1,28
	2000	0,93	1,02	1,37
	2250	0,95	1,15	1,38
	2500	1,18	1,28	1,47
	2750	1,34	1,41	1,54
	3000	1,52	1,53	1,61

Variación del "Módulo de Poisson"				
Poisson	Profundidad (m)	Prof. de Falla (m)	Smax/Sc	Rf/r
0,20	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,95	0,99	1,38
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,17	1,23	1,47
	2750	1,34	1,36	1,53
	3000	1,39	1,48	1,56
0,22	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,33
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,17	1,23	1,47
	2750	1,34	1,36	1,54
	3000	1,39	1,48	1,56
0,24	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,94	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,24	1,36	1,50
	3000	1,35	1,48	1,54
0,26	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,68	0,86	1,27
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,30	1,36	1,52
	3000	1,39	1,48	1,56
0,28	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,07	1,36	1,43
	3000	1,34	1,48	1,54
0,30	1500	0,64	0,74	1,26
	1750	0,68	0,86	1,27
	2000	0,75	0,99	1,30
	2250	0,95	1,11	1,38
	2500	1,03	1,23	1,41
	2750	1,23	1,36	1,49
	3000	1,35	1,48	1,54



Variación de la "Módulo de Young"				
Módulo de Young (MPa)	Profundidad (m)	Prof. De Falla (m)	Smax/Sc	Rf/r
30000	1500	0,58	0,70	1,23
	1750	0,68	0,82	1,27
	2000	0,74	0,93	1,30
	2250	0,93	1,05	1,37
	2500	0,95	1,17	1,38
	2750	1,18	1,28	1,47
	3000	1,34	1,40	1,54
34000	1500	0,58	0,71	1,23
	1750	0,65	0,83	1,26
	2000	0,75	0,95	1,30
	2250	0,96	1,07	1,38
	2500	0,96	1,19	1,38
	2750	1,24	1,31	1,49
	3000	1,34	1,43	1,54
38000	1500	0,62	0,73	1,25
	1750	0,68	0,85	1,27
	2000	0,74	0,97	1,29
	2250	0,96	1,09	1,38
	2500	1,16	1,21	1,46
	2750	1,23	1,33	1,49
	3000	1,34	1,45	1,54
42000	1500	0,58	0,74	1,23
	1750	0,69	0,86	1,28
	2000	0,84	0,99	1,34
	2250	0,96	1,11	1,38
	2500	1,16	1,23	1,46
	2750	1,29	1,36	1,52
	3000	1,39	1,48	1,56
46000	1500	0,64	0,75	1,26
	1750	0,67	0,88	1,27
	2000	0,85	1,01	1,34
	2250	0,96	1,13	1,38
	2500	1,17	1,26	1,47
	2750	1,34	1,38	1,53
	3000	1,39	1,51	1,56
50000	1500	0,64	0,77	1,26
	1750	0,69	0,90	1,28
	2000	0,93	1,02	1,37
	2250	0,95	1,15	1,38
	2500	1,18	1,28	1,47
	2750	1,34	1,41	1,54
	3000	1,52	1,53	1,61