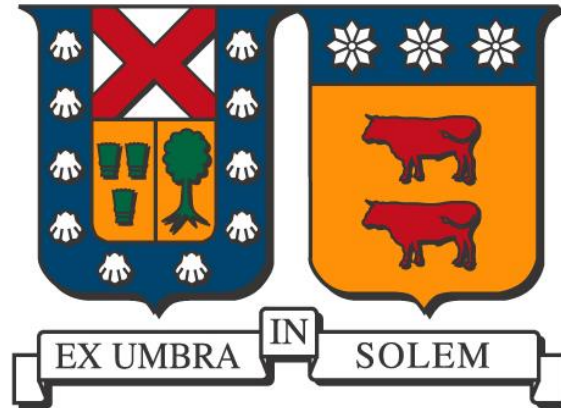


**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA**

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA METALÚRGICA Y DE MATERIALES

SANTIAGO – CHILE



**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS  
GEOMÉTRICOS EN LA EVALUACIÓN DE  
ESTALLIDOS DE ROCAS EN UN TÚNEL  
PROFUNDO POR MEDIO DEL SOFTWARE RS3**

Presentado por:

**BRYAN ORELLANA RODRÍGUEZ**

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

Profesor Guía:

DRA. ADELINE DELONCA

Profesor Co-Referente:

ING. VICTOR ENCINA

JUNIO 2022



*A mi familia y amigos.*



## ÍNDICE

<b>UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA.....</b>	<b>1</b>
<b>Resumen .....</b>	<b>7</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>8</b>
<b>1. Introducción.....</b>	<b>9</b>
<b>2. Objetivo general .....</b>	<b>10</b>
<b>3. Objetivos específicos .....</b>	<b>10</b>
<b>4. Alcances.....</b>	<b>10</b>
<b>5. Marco Teórico .....</b>	<b>11</b>
5.1. Definición de Macizo Rocoso .....	11
5.2. Clasificación del Macizo Rocoso .....	12
5.3. Método del índice de resistencia geológica GSI .....	13
5.4. Criterio de Falla de Hoek & Brown. ....	14
5.5. Fenómeno de Estallidos de Rocas .....	17
5.5.1. Definición.....	17
5.5.2. Clasificación de Estallidos de Roca .....	17
5.6. Modelos para Evaluar los Estallidos de Rocas.....	19
5.6.1. Profundidad de Falla de Martin (1999) .....	20
5.6.2. Profundidad de Falla de Diederichs (2007).....	21
5.6.3. Enfoque DISL de Diederichs (2007, 2016 y 2018).....	23
<b>6. Metodología.....</b>	<b>25</b>
<b>7. Desarrollo Metodología.....</b>	<b>26</b>
7.1. Caracterización del Ambiente de Simulación .....	26
7.2. Elaboración Modelo Numérico en RS3.....	29
7.2.1. Construcción de la Geometría o Forma del Gálibo. ....	29
7.2.2. Propiedades del Material y Enfoque Geológico.....	32
7.2.3. Definición de Esfuerzos, Mallado y Condiciones de Borde.....	33
7.2.4. Simulación, Resultados e Interpretaciones RS3.....	34
7.3. Casos simulados .....	35
7.4. Resultados y análisis .....	36
<b>8. Resultados y Análisis.....</b>	<b>39</b>
8.1. Variación de la dimensión del gálibo y su efecto en los estallidos de rocas. ....	39
8.2. Variación de la forma del gálibo y su efecto en los estallidos de rocas. ....	44
8.3. Variación de la tasa de excavación y su efecto en los estallidos de rocas.....	48



8.4.	Variación de la profundidad, la razón de los esfuerzos y sus efectos en los estallidos de rocas.	53
<b>9.</b>	<b>Resumen de Resultados en la Influencia de los Parámetros.</b>	<b>59</b>
<b>10.</b>	<b>Discusiones</b>	<b>62</b>
<b>11.</b>	<b>Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>65</b>
<b>12.</b>	<b>Referencias</b>	<b>66</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b>	<b>Efecto escala evidenciado desde Roca Intacta hasta Macizo Rocoso.</b>	<b>12</b>
<b>Figura 2:</b>	<b>Cuadro para evaluar el índice de resistencia geológica GSI. Fuente: Recuperado desde Marinos &amp; Hoek, 2000.</b>	<b>14</b>
<b>Figura 3:</b>	<b>Envoltorio del criterio de falla generalizado de Hoek &amp; Brown. Fuente: Modificado de Hoek &amp; Brown, 1980</b>	<b>16</b>
<b>Figura 4:</b>	<b>Formas de estallido de roca por deformación, donde (a) y (b) corresponde al fracturamiento de la roca intacta, (c) al pandeo y (d) a la eyección de bloques o cuñas. Fuente: (Li et al., 2019)</b>	<b>19</b>
<b>Figura 5:</b>	<b>Modelo analítico de profundidad de falla propuesto por Martin et.al (1999). Recuperado de Martín et.al (1999)</b>	<b>21</b>
<b>Figura 6:</b>	<b>Profundidad de falla para un túnel circular donde CI corresponde al inicio de fracturas o Crack Initiation. Fuente: Recuperado de Diederichs, 2018.</b>	<b>22</b>
<b>Figura 7:</b>	<b>Profundidad de falla de Diederichs 2007. Fuente: Recuperado desde Diederichs, 2018</b>	<b>23</b>
<b>Figura 8:</b>	<b>Diagrama de Metodología utilizada. Fuente: Elaboración Propia.</b>	<b>26</b>
<b>Figura 9:</b>	<b>Metodología de desarrollo del problema FEM en el software RS3. Fuente: Elaboración propia.</b>	<b>29</b>
<b>Figura 10:</b>	<b>Comparación de la región de falla por diferencia de forma y dimensión del gálibo. Fuente: Martín et. al.,1999</b>	<b>30</b>
<b>Figura 11:</b>	<b>Variación del parámetro "forma del gálibo" con sus dimensiones. a) Circular 5[m], b) Arco 5x5[m], c) Cuadrado 5x5[m], d) Circular base herradura 10x14 [m], e) Herradura 5x5 [m] f) Elipsoidal 10x15[m].</b>	<b>30</b>
<b>Figura 12:</b>	<b>Zona de influencia de una excavación. Fuente: Brady &amp; Brown, 2005</b>	<b>31</b>
<b>Figura 13:</b>	<b>Geometría completa del problema para el modelo base. Fuente: software RS3.</b>	<b>31</b>
<b>Figura 14:</b>	<b>Discretización del mallado en el Modelo Base. Izquierda: 2D, Derecha: 3D.</b>	<b>33</b>
<b>Figura 15:</b>	<b>Condiciones de bordes, aplicadas al modelo base en el software RS3. Izquierda: 2D, Derecha: 3D.</b>	<b>34</b>
<b>Figura 16:</b>	<b>Resumen de los modelos simulados en el software RS3 con la variación por parámetro de estudio. Fuente: Elaboración Propia.</b>	<b>36</b>
<b>Figura 17:</b>	<b>Representación de la obtención de la profundidad de falla, el ángulo a fallar y el ancho. Izquierda: Gálibo diámetro 10[m] en geometría completa, Derecha: Zoom izquierda.</b>	<b>37</b>
<b>Figura 18:</b>	<b>Representación de la obtención de la profundidad de falla en el frente de avance. Izquierda: gálibo diámetro 10 [m] Longitudinal en geometría completa. Derecha: Zoom izquierda.</b>	<b>37</b>
<b>Figura 19:</b>	<b>Representación de la obtención del largo de la falla en el frente de avance completo. Izquierda: gálibo diámetro 10 [m] longitudinal en geometría completa, Derecha: Zoom izquierda.</b>	<b>38</b>
<b>Figura 20:</b>	<b>Modelos de predicción de profundidad de falla de Martin et al., 1999 y Diederichs, 2007.</b>	<b>38</b>



<b>Figura 21: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la dimensión del gálibo.</b> .....	40
<b>Figura 22: Profundidad de falla en el borde del túnel, por variación la dimensión del gálibo en profundidad.</b> .....	40
<b>Figura 23: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la dimensión del gálibo en profundidad.</b> .....	41
<b>Figura 24: Volumen inestable por variación de la dimensión del gálibo en profundidad.</b> .....	41
<b>Figura 25: Evidencia de posible cuña o falla plana en forma del gálibo no suavizada (gálibo cuadrado).</b> .....	44
<b>Figura 26: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la forma del gálibo.</b> .....	45
<b>Figura 27: Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de la forma del gálibo en profundidad.</b> .....	45
<b>Figura 28: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la forma del gálibo en profundidad.</b> .....	46
<b>Figura 29: Volumen inestable por variación de la forma del gálibo en profundidad.</b> .....	46
<b>Figura 30: Profundidad de Falla en cada Tasa de Excavación.</b> .....	48
<b>Figura 31: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la tasa de excavación.</b> .....	49
<b>Figura 32: Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de la tasa de excavación en profundidad.</b> .....	50
<b>Figura 33: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la tasa de excavación en profundidad.</b> .....	50
<b>Figura 34: Volumen inestable por variación de la tasa de excavación en profundidad.</b> .....	51
<b>Figura 35: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la tasa de excavación.</b> .....	53
<b>Figura 36: Evidencia de total Falla para <math>K=3,5</math> y <math>K=4</math> desde los 2500 [m] de profundidad.</b> .....	54
<b>Figura 37: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para <math>K</math>.</b> .....	55
<b>Figura 38: Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de <math>K</math> en profundidad.</b> .....	55
<b>Figura 39: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de <math>K</math> en profundidad.</b> .....	56
<b>Figura 40: Volumen inestable por variación de <math>K</math> en profundidad.</b> .....	56

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1: Metodologías y modelos utilizados en el desarrollo de la memoria de título. Fuente: Elaboración Propia</b> .....	11
<b>Tabla 2: Parámetros de resistencia máxima y residual del Enfoque DISL propuesto por Diederichs. Fuente: Recuperado desde Perras &amp; Diederichs, 2016.</b> .....	24
<b>Tabla 3: Recopilación de características del entorno utilizadas en este estudio. Fuente: Elaboración Propia</b> .....	28
<b>Tabla 4: Parámetros de resistencia máxima o peak y residuales del enfoque DISL propuesto por Diederichs y los valores utilizados en este estudio. Fuente: Recuperado desde Perras &amp; Diederichs, 2016.</b> .....	32
<b>Tabla 5: Configuración de mallado en software RS3. Fuente: Recuperado desde RS3.</b> .....	33
<b>Tabla 6: Resumen de casos a simular para un mismo entorno o modelo base en la variación de cada parámetro en estudio.</b> .....	35
<b>Tabla 7: División excavación por avance de extracción. Fuente: Elaboración Propia</b> .....	36



<b>Tabla 8: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación del diámetro o dimensión del gálibo, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.....</b>	<b>42</b>
<b>Tabla 9: Resumen de la influencia de la variación del diámetro del gálibo en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel. ....</b>	<b>43</b>
<b>Tabla 10: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la forma del gálibo, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la Ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.....</b>	<b>47</b>
<b>Tabla 11: Resumen de la influencia de la variación de la forma del gálibo en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel. ....</b>	<b>48</b>
<b>Tabla 12: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la tasa de excavación, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la Ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.....</b>	<b>52</b>
<b>Tabla 13: Resumen de la influencia de la variación de la tasa de excavación en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel. ....</b>	<b>53</b>
<b>Tabla 14: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la razón de esfuerzos K, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.....</b>	<b>57</b>
<b>Tabla 15: Resumen de la influencia de la variación de K en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel. ....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 16: Resultados de la variación de todos los parámetros de estudio en 1500 [m] incluyendo los factores relativos estimados con la ecuación 17 con escala de colores escalonada desde naranja (menores factores relativos) a verde (mayores factores relativos).....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 17: Resultados de la variación de todos los parámetros de estudio en 3000 [m] incluyendo los factores relativos estimados con la ecuación 17 con escala de colores escalonada desde naranja (menores factores relativos) a verde (mayores factores relativos).....</b>	<b>60</b>
<b>Tabla 18: Orden de parámetros de estudio en cuanto a su sensibilidad a la profundidad de falla en el borde del túnel y frente de avance, y al volumen inestable.....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 19: Agrupación de resultados de Tabla 16 y 17, considerando caso cercano a la realidad con <math>K = 1,5</math> con la aplicación de la Ecuación 17 y escala de color escalonada de Naranja a Verde. .</b>	<b>64</b>



## Resumen

Debido a la intensa explotación de recursos minerales, cada año, la minería subterránea se vuelve más profunda, es por eso, que la probabilidad de un estallido de roca aumenta. Diferentes autores han estudiado este fenómeno con respecto a cómo localizarlos o cómo mitigar su ocurrencia para disminuir sus daños, sin embargo, hace falta estudiar el efecto de las características geométricas del túnel en más detalles.

En este trabajo se emplea un método numérico de elementos finitos para simular, modelar y analizar mediante el software RS3 el efecto en el desencadenamiento de un estallido de roca, debido a la variación de los parámetros de estudio de un túnel (profundidad, razón de esfuerzos  $K$ , tasa de excavación, y la forma y dimensión del gálibo). Para modelar un estallido de roca se utiliza el enfoque “DISL” propuesto por Diederichs (2007, 2018) utilizando el criterio de falla generalizado no lineal de Hoek & Brown. Representa el comportamiento de fragmentación frágil modificando los parámetros máximos y residuales de la resistencia de la roca, evidenciando diferentes profundidades de falla. Los principales resultados evaluados corresponden a los mecanismos de falla y plastificación. Estos resultados permiten realizar un análisis de sensibilidad de cada parámetro geométrico en la ocurrencia de un estallido de roca.

Los resultados obtenidos evidencian la importancia de la condición de esfuerzos in-situ, relacionada directamente con su propia razón de esfuerzos  $K$ , siendo este parámetro el más influyente en la generación de estallidos de roca. También se destaca la forma del gálibo, encontrándose el gálibo cuadrado con las mayores profundidades de falla y el elipsoidal con las menores. Los parámetros que siguen en cuanto a su influencia en la ocurrencia de un estallido de roca son: la tasa de excavación y las dimensiones del gálibo.

Finalmente, con base en los resultados, es posible validar el uso del enfoque DISL para estimar la profundidad de falla asociada a un estallido de roca y entregar recomendaciones relacionadas al análisis de sensibilidad realizado con los parámetros de estudio en la ocurrencia de un estallido de roca.



## Abstract

Due to the intense exploitation of mineral resources, every year underground mining gets deeper where the probability of a rockburst increases. Different authors have studied this phenomenon with respect to how to locate them or how to minimize their occurrences to reduce their damage, however, it is necessary to study the effect of the geometric characteristics of the tunnel in more detail.

In this work, a finite element numerical method is used to simulate, model and analyze, using RS3 software, the effect on the triggering of a rockburst due to the variation of the study parameters of a tunnel (depth, stress ratio, excavation rate, and the shape and dimension of the tunnel). To model this phenomenon, the "DISL" approach proposed by Diederichs (2007, 2018) is used, which uses the nonlinear generalized failure criterion of Hoek & Brown and represents the behavior of brittle fragmentation by modifying the maximum parameters and residuals of the resistance of the rock evidencing different fault depths. The main results evaluated correspond to the failure mechanisms, plastification and failure depth. These results allow performing a sensitivity analysis of each geometric parameter in the occurrence of a rockburst.

The results obtained show the importance of the in-situ stress condition, directly related to its own stress ratio  $K$ , this parameter being the most prominent in the generation of rockbursts. The shape of the tunnel is also highlighted, finding the square tunnel with the greatest fault depths and the ellipsoidal with the smallest. The parameters that follow in terms of their influence on the occurrence of rockburst are the rate of excavation and the dimensions of the tunnel.

Finally, based on the results, it is possible to validate the use of the DISL approach to estimate the depth of failure associated with a rockburst and provide recommendations about this phenomenon, related to the sensitivity analysis performed with the study parameters in the occurrence of rockburst.



# 1. Introducción

La minería en Chile ha tomado una importancia fundamental, tanto local como mundialmente, y debido al agotamiento de recursos superficiales, es que toma importancia la ingeniería minera con el fin de desarrollarse en cuanto a infraestructura y producción, provocando que la minería subterránea aumente en tamaño y profundidad, así como lo demuestra la gran minería chilena: división el Teniente y Chuquibambilla.

La ingeniería minera subterránea profunda, se presenta en un ambiente de esfuerzos elevados, con problemas de control del terreno (Nordlund, 2013), tal como los estallidos de rocas. Al ser una actividad peligrosa, es una amenaza para la seguridad de los activos mineros y del personal en las obras, por lo cual, es de vital importancia la comprensión de este fenómeno. En la actualidad, se sigue estudiando, debido a que es un fenómeno complicado, influenciado por las incertidumbres y complejidades de las condiciones geomecánicas y geométricas, además de los esfuerzos in-situ, esfuerzos inducidos y más.

Un estallido de roca se define como un daño a una excavación que ocurre repentinamente o de manera violenta gatillando un evento sísmico (Kaiser et al., 1995). Existe un vínculo claro entre los estallidos de roca y la minería profunda. A medida que la minería migra hacia la profundidad, el esfuerzo in-situ se vuelve mayor con relación a la resistencia de la roca, y de esta forma la probabilidad de ocurrencia del fenómeno también aumenta (Kaiser & Cai, 2012). Como los estallidos de roca son causados por concentraciones de altos esfuerzos en los bordes de las excavaciones, exceden su resistencia. Normalmente se cumple que el esfuerzo principal mayor debe acumularse justo en el borde de la excavación, y que el macizo rocoso que la rodea genere un entorno de carga frágil, para que la roca falle, localmente, de manera inestable y violenta.

Para el propósito de controlar el terreno en las excavaciones propensas a estallidos de rocas, es necesario comprender los mecanismos de daño por explosión y seleccionar los soportes adecuados para brindar seguridad del personal, activos mineros, la estabilidad física de la labor y la continuidad operacional del proyecto. Por lo tanto, es necesario desarrollar medidas de seguridad que reduzcan los efectos dañinos causados por los estallidos de rocas, permitiendo gestionar los riesgos de forma oportuna y así mitigar sus impactos sobre la continuidad operacional del proyecto. (Mitra & Saharan, 2005)

En la presente memoria de título, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros de estudio de un túnel profundo en 3D, con la finalidad de asignar una valoración de cada parámetro analizado y ser una ayuda en la optimización de las pruebas realizadas en campo y laboratorio al momento de evaluar un estallido de roca. Específicamente, los parámetros de estudio considerados son la forma y dimensión del gálibo, la profundidad a la que se somete el túnel, considerando además el cambio de distribución de los esfuerzos principales ( $K$ ) y finalmente, analizar la tasa de excavación del propio túnel. Se realizan los modelos en el software RS3 de RocScience, simulando la ocurrencia de los estallidos de rocas alrededor del túnel.



## 2. Objetivo general

Evaluar la influencia de los parámetros de estudio sobre la intensidad de un estallido de roca usando modelos numéricos en 3D (RS3 Rocscience).

## 3. Objetivos específicos

- Estimar la intensidad de un estallido de roca, considerando la profundidad de falla generada en un túnel profundo.
- Introducir en los modelos numéricos variabilidad en los parámetros de estudio como lo son la tasa de variación del túnel, la forma y dimensión del gálibo, junto con sus variaciones en profundidad y razón de esfuerzos principales ( $K$ ).
- Realizar un análisis de sensibilidad para identificar la influencia de la variabilidad de los parámetros de estudio en la generación de profundidad de falla.

## 4. Alcances

En el diseño y construcción de excavaciones subterráneas profundas existe un gran desafío por parte de los expertos. Existen diversas incertidumbres en los parámetros de entrada de los modelos de simulación de los fenómenos de estallidos de roca, como también su gestión del riesgo, costos y beneficios en disponer soportes a los túneles profundos, cumpliendo así con la seguridad, tanto de los activos mineros, como del personal en el lugar. Existen diferentes modelos propuestos por estas motivaciones, que describen el fenómeno a modo de simulaciones empíricas (Martin et al., 1999), analíticas (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000), y numéricas (Diederichs, 2018) que vinculan los niveles de riesgo, a partir de los parámetros de entrada correspondientes a la resistencia del macizo rocoso, resistencias de discontinuidades, los estados de esfuerzos in-situ, entre otros.

El modelado numérico es un método ampliamente utilizado para investigar los estallidos de roca. Hasta la fecha, se han logrado grandes hitos en la modelación de fenómenos físicos en la mecánica de rocas, debido al rápido desarrollo de la tecnología de información (TI) y los equipos informáticos. (Wang et al., 2021). Sin embargo, es necesario y significativo que se analicen las incertidumbres y complejidades de los parámetros iniciales de tales modelaciones numéricas, ya que, no se ha realizado hasta la fecha. Además, la influencia que podría tener la realización de estos modelamientos con la tecnología adecuada, como lo es RocScience 3D (RS3) aportaría a la optimización del trabajo.

Para analizar el estallido de rocas, se puede considerar el estudio del “spalling”, fenómenos que ocurren a menores esfuerzos o previos a un estallido de rocas. La hipótesis del trabajo es que un estallido de rocas se ve influenciado por las incertidumbres en los parámetros iniciales considerados en modelos numéricos. Por eso, es necesario determinar su influencia y obtener como producto final una valoración propia de los parámetros en un estallido de roca. Cabe destacar que este estudio tiene su base en la aplicación, tanto de modelos empíricos, como numéricos, donde los primeros son la base teórica y los segundos, la implementación de metodologías utilizadas que ayudarán a cumplir los objetivos y determinar los resultados de los modelos de simulaciones realizadas.

En la **Tabla 1** se detallan las metodologías utilizadas en el desarrollo de esta memoria de título y su aplicación directa en los modelos de simulaciones que se realizarán



**Tabla 1: Metodologías y modelos utilizados en el desarrollo de la memoria de título. Fuente: Elaboración Propia**

Metodología de estudio	Modelo utilizado	Aplicación en estudio
Modelos Empíricos	Criterios de falla de Hoek & Brown (2002).	Determinación de las propiedades tanto de la roca intacta como del macizo rocoso.
	Profundidad de falla de Martin (1999).	Validación de modelos generados.
Modelos Numéricos	Enfoque DISL propuesto por Diederichs (2016,2018).	Estimación de la falla frágil en el borde del túnel.
	Método de Elementos Finitos a través del Software RS3 de Rocscience	Generación de modelos numéricos.

## 5. Marco Teórico

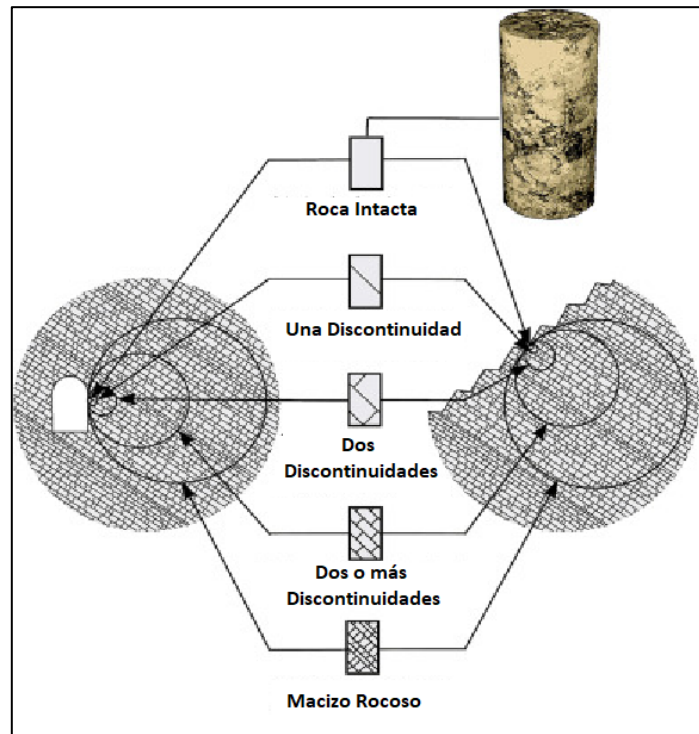
### 5.1. Definición de Macizo Rocosos

Las masas rocosas se presentan en la naturaleza afectadas por una serie de planos de discontinuidad o debilidad que separan bloques de matriz rocosa, formando los macizos rocosos (González de Vallejo, 2002). Debido a su naturaleza discontinua, es que se comporta como un medio complejo de estudiar, con presencia de discontinuidades sistemáticas con determinada orientación implicando una anisotropía, haciendo que el macizo rocoso cambie mientras estas discontinuidades se direccionen originando diferentes planos de debilidad, por otro lado, la presencia de diferentes mineralogías y/o litologías en conjunto con su grado de meteorización, contenido de agua y la propia presencia de discontinuidades hacen del macizo rocoso un medio heterogéneo.

El macizo rocoso puede ser caracterizado como un complemento entre roca intacta y la presencia de discontinuidades. A pesar de las características mencionadas con anterioridad, para efectos del estudio de la mecánica de rocas, en la mayoría de los criterios de clasificación, suponen comportamientos continuos e isótropos tanto de la roca intacta como del macizo rocoso. Clásicamente, se aplica la anterior simplificación a escala del macizo rocoso siempre y estos últimos estén lo suficientemente fracturados o posean roca intacta con al menos 2 o más familias de discontinuidades. Esto último, se conoce comúnmente como “efecto escala” donde a una escala microscópica de la roca se pueden evidenciar cambios en la estructura desde la roca intacta hasta el macizo rocoso evidenciando distintas combinaciones de roca intacta con familias de discontinuidades.

Además de las explicadas propiedades intrínsecas del macizo rocoso asociadas a las características de la matriz rocosa y de las discontinuidades, que en su mayoría definen en gran parte su comportamiento y resistencia (medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo), existen otros factores que afectan este comportamiento y cumplen un rol fundamental en este estudio, como lo son las estructuras tectónicas, los esfuerzos tensionales in situ y las condiciones hidrogeológicas como también los factores del ambiente que rodea al foco de estudio.

Para una mejor visualización de lo explicado en los párrafos anteriores, se adjunta la **Figura 1** evidenciando lo que ocurre en la transición desde la roca intacta hasta el macizo rocoso en una escala microscópica.



**Figura 1: Efecto escala evidenciado desde Roca Intacta hasta Macizo Rocoso.**

**Fuente: Recuperado desde Hoek & Brown, 2019**

## **5.2. Clasificación del Macizo Rocoso**

Las clasificaciones de los macizos rocosos se dan como objetivo de identificar los parámetros más importantes que influyen en el comportamiento de este mismo, al ser un medio complejo, en estos criterios de clasificación, se opta por dividir el macizo rocoso en distintos grupos que adopten comportamientos similares, así poder organizar y entender las características de cada uno de estos, identificando distintas clases de macizo rocoso, esto permite entregar información cuantitativa para el diseño ingenieril y proveer guías para uso en campo mejorando la comunicación de los ingenieros con sus pares.

Se utilizan sistemas de clasificación que otorgan puntuación al macizo rocoso, y así de manera cuantitativa, asociarlo a una categoría que mide su calidad geotécnica. Cabe destacar que los sistemas de clasificación dan resultados fiables solo para los macizos rocosos y circunstancias para las que han sido desarrollados. Es por esta razón, que se ha logrado un considerable éxito, al utilizar estos sistemas para interpolar la experiencia dentro de un grupo de minas estrechamente relacionadas en sus características de macizos rocosos (Brady & Brown, 2005). Actualmente los sistemas de clasificación más usados en la industria minera son (Karzulovic, 2006):

- Sistema de Laubscher o calificación del macizo rocoso según el índice MRMR (Laubscher, 1975)
- Sistema de Barton o calificación del macizo rocoso según el índice Q (Barton et al., 1974)
- Sistema de Bieniawski o calificación del macizo rocoso según el índice RMR (Bieniawski, 1973)
- Método del índice de resistencia geológica, GSI (Hoek, 1994)



Salvo el GSI, todos estos sistemas se desarrollaron con el propósito de evaluar la condición de estabilidad y requerimientos de fortificación de excavaciones subterráneas, y califican al macizo rocoso considerando la resistencia de los bloques de roca, la “blocosidad” asociando este término al grado de fracturamiento y/o espaciamiento de las estructuras presentes y la condición propia de las discontinuidades del macizo rocoso.

El GSI se desarrolló con el propósito de escalar la resistencia del macizo rocoso, por lo que difiere de los anteriores sistemas. ya que sólo se centra en la blocosidad y las condiciones de las discontinuidades en el macizo rocoso, dejando de lado la resistencia de la roca debido a que esta es uno de los parámetros de entrada del criterio de Hoek & Brown (H&B) que será explicada en posteriores apartados. En esta memoria de título, se utiliza tanto el criterio de H&B en conjunto con el GSI para determinar las resistencias y deformaciones del macizo rocoso que son útiles para cumplir con los objetivos de este trabajo.

### 5.3. Método del índice de resistencia geológica GSI

Hoek et al (1994,1995) introdujo un nuevo esquema de clasificación de macizos rocosos conocido como índice de resistencia geológica, GSI, por sus siglas en inglés de Geological Strength Index. El GSI fue desarrollado específicamente como un método cuantitativo para aquellas propiedades de un macizo rocoso discontinuo que influyen en su resistencia y deformabilidad.

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 (Brady & Brown, 2005). Esta libertad está controlada por las formas de las piezas de roca intacta, así como por la condición de las superficies que las separan. El GSI busca dar cuenta de estas dos características del macizo rocoso, su estructura como se representa por su bloque y grado de entrelazamiento y la condición de la superficie de las discontinuidades.

Este método puede ser estimado a partir de exposiciones visuales del macizo rocoso observando la **Figura 2** sumándole experiencia propia del examinador. En esta gráfica se puede observar que el GSI no incluye explícitamente una evaluación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta debido a que ésta es un parámetro de entrada en el propio criterio de falla de Hoek & Brown y evita una doble asignación como también al considerar el espaciamiento de las discontinuidades debido a que este queda implícito al evaluar la “blocosidad” del macizo rocoso. Por último, este método no considera asignaciones para condiciones de agua debido a que se utilizan esfuerzos efectivos en el criterio mencionado (Karzulovic, 2006).

El proceso de falla que controla la estabilidad de las excavaciones subterráneas en condiciones profundas de más de 1000 metros, está dominado por el inicio y la propagación de fracturas frágiles, por lo que considerar el uso del GSI para estimar su resistencia es poco efectivo ya que en estas circunstancias el valor se aproxima a 100 (Marinos et al., 2007). Es por esto último, que se ha puesto enfoque en diversos estudios que consideran vincular las fracturas frágiles al comportamiento del macizo rocoso, específicamente en los que conducen en desprendimientos y/o estallidos de rocas en estos ambientes, como los realizados por Perras & Diederichs, 2016, Diederichs, 2018 y Martin et al., 1999 que serán explicados en próximos apartados y utilizados para cumplir con los objetivos.



INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000))		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS					
<p>Estime el valor típico de <math>GSI</math> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades.</p> <p>NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar <math>33 &lt; GSI &lt; 37</math> es más realista que considerar <math>GSI = 35</math>. Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso.</p> <p>En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <math>GSI</math>.</p> <p>La presión del agua no se considera al evaluar el rango de <math>GSI</math>; ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.</p>		<p><b>MUY BUENA</b> Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas</p> <p><b>BUENA</b> Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas.</p> <p><b>REGULAR</b> Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas</p> <p><b>MALA</b> Pulidas, cajas meteorizadas, con pátinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos</p> <p><b>MUY MALA</b> Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pátinas o con rellenos de arcilla blanda</p>					
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD					
<p><b>INTACTA o MASIVA</b> Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.</p>	<p><b>BLOCOSA</b> Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre sí.</p>	<p><b>MUY BLOCOSA</b> Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.</p>	<p><b>BLOCOSA VETEADA</b> Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.</p>	<p><b>DESINTEGRADA</b> Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.</p>	<p><b>LAMINADA / CIZALLADA</b> Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre sí y que no definen bloques.</p>	<p>90</p> <p>80</p> <p>70</p> <p>60</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p>	<p>N/A</p> <p>50</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>20</p> <p>10</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p>
		<p>DISMINUYE LA CALIDAD</p> <p>DISMINUYE LA CALIDAD</p> <p>DISMINUYE LA CALIDAD</p> <p>DISMINUYE LA CALIDAD</p> <p>DISMINUYE LA CALIDAD</p> <p>DISMINUYE LA CALIDAD</p>					

Figura 2: Cuadro para evaluar el índice de resistencia geológica GSI. Fuente: Recuperado desde Marinos & Hoek, 2000.

### 5.4. Criterio de Falla de Hoek & Brown.

La resistencia del macizo rocoso se define a través de diversos criterios de falla. En este estudio en particular, debido a que se considera un macizo rocoso isótropo, o sea, sin un marcado control estructural, se utiliza el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown (Hoek & Brown, 2019), debido a su práctico uso en la determinación del “efecto escala”, en utilización el GSI, determinando la resistencia del macizo rocoso desde la resistencia de la roca intacta. Sin embargo, si se desea estudiar el comportamiento de las resistencias de discontinuidades u otras estructuras presentes en el macizo rocoso, el criterio de H&B no sería lo ideal y se podría emplear el criterio de falla de Mohr-Coulomb por ejemplo. Una gran diferencia del criterio de Mohr-Coulomb, es que el criterio de falla de Hoek & Brown define un criterio no lineal, el cual es válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales (Hoek & Brown, 1980).



El criterio de falla de Hoek & Brown se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown. Los autores intentaron relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, el RMR propuesto por Bieniawski (1976). Por otro lado, debido a su rápido adopción y a la ausencia de otras alternativas en la estimación de las resistencias de la roca, es que llegó a ser necesario reexaminar las relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que dicho criterio era aplicado a un amplio rango de problemas en el campo, introduciendo la idea para macizos “inalterados” y “alterados” por Hoek & Brown (Hoek & Brown, 1988).

El criterio es definido en términos de los esfuerzos principales como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

Donde:

$\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de la rotura

$\sigma_{ci}$  es la resistencia a la compresión uniaxial del material intacto

$m_i$ ,  $s$  y  $a$  son las constantes y están asociadas a la fricción y cohesión del material, donde  $s = 1$  para roca intacta.

Hoek trató la derivación de las resistencias cohesivas y de los ángulos de fricción equivalentes para diferentes situaciones prácticas. Es por esto por lo que introdujo el concepto de criterio de Hoek & Brown Generalizado en el que la forma de la curva de la tensión principal o la envolvente de Mohr podría ajustarse por medio de un coeficiente variable,  $a$ , en lugar del término de la raíz cuadrada de la Ecuación 1 (Hoek et al., 2001). Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR en el cual se basaron en el estudio para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas no era muy adecuado para macizos rocosos muy débiles, por lo que introdujeron el uso del GSI como se explicaba en el apartado anterior.

Finalmente, el criterio de Hoek & Brown generalizado para las situaciones mencionadas en el párrafo anterior queda determinado como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

Donde  $m_b$  es un valor reducido de la constante del material  $m_i$  y está definido por:

$$m_b = \frac{m_i e^{(GSI-100)}}{28-14D} \quad (3)$$

$s$  y  $a$  son constantes del macizo rocoso, definidas por las siguientes relaciones:

$$s = e^{\frac{(GSI-100)}{9-3D}} \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (5)$$

$D$  es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.



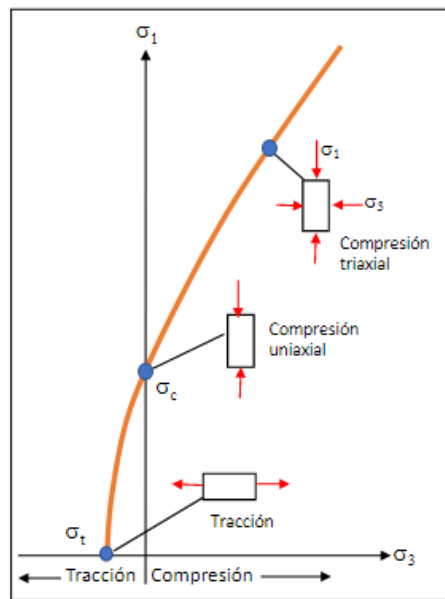
La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) se obtiene considerando  $\sigma_3' = 0$  en la Ecuación 2, dando así:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \quad (6)$$

Y siendo la resistencia a tracción ( $\sigma_t$ ) se obtiene realizando  $\sigma_3' = \sigma_1' = 0$  en la Ecuación 2, determinando así:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (7)$$

Para una mejor visualización de las relaciones derivadas del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown se presenta la **Figura 3** donde se puede evidenciar tanto la envolvente de rotura como los puntos que derivan de esta ecuación.



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

En cuanto a la deformabilidad del macizo rocoso la obtención se da en el ámbito de la mayor aplicabilidad en análisis numérico, determinados a través de datos empíricos de China y Taiwan (Hoek & Diederichs, 2006), 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:

$$E_{rm} = E_i \left( 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(60 + 15D - GSI)}{11}}} \right) \quad (8)$$

Como se ha expresado en apartados anteriores, y es de importancia volver a recalcarlo, es que este criterio no debe usarse cuando se posea un control estructural dominante, en simples palabras, no debe utilizarse cuando existan discontinuidades significativas en donde los bloques del macizo rocoso queden a disposición del deslizamiento. La influencia de un esfuerzo de corte predominaría por sobre las resistencias del macizo rocoso. Así, se recomienda utilizar este criterio cuando el macizo rocoso se encuentra moderado a fuertemente fracturado y su resistencia u control estructural es aproximadamente isotrópica.



Debido a la importancia de este estudio en analizar los comportamientos del macizo rocoso en altas profundidades, en donde la resistencia del macizo rocoso juega un papel fundamental en la determinación de las fallas frágiles que se originan en los bordes de los túneles, y normalmente ocasionan un estallido de rocas, es por esto último, que los estudios abarcan criterios para estimar la resistencia del macizo rocoso, su base corresponde a la del criterio de falla de Hoek & Brown (Hoek & Brown, 1980) en donde se introdujo como un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente adoptados por diversos autores que intentan predecir el daño otorgado por esta fractura frágil como lo son Martin et al., 1999 y Perras & Diederichs, 2016.

Cuando un macizo rocoso frágil se ve sometido a altos esfuerzos, superiores al esfuerzo de fluencia, las propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso comienzan a cambiar, especialmente cuando la resistencia máxima es alcanzada. Es en este punto, cuando la resistencia del macizo rocoso comienza a disminuir gradualmente hasta alcanzar un punto de resistencia residual luego de sufrir cambios en su estructura, este proceso se denomina plastificación y ocurre debido a la naturaleza frágil del macizo rocoso antes de alcanzar la rotura. Las propiedades residuales del macizo rocoso son definidas en base con los modelos utilizados para intentar predecir los estallidos de rocas mencionados en el párrafo anterior.

## **5.5. Fenómeno de Estallidos de Rocas**

### **5.5.1. Definición**

El fenómeno de estallido de roca apareció a principios del siglo XX en las minas de Sudáfrica. En la actualidad, distintas minas subterráneas profundas enfrentan el problema de los desprendimientos de rocas. Un estallido de roca es un evento sísmico inducido por la minería que afecta y causa destrucción a las excavaciones en la roca (Larsson, 2004). Es vital diferenciar entre evento sísmico y un estallido de roca. Un evento sísmico no necesariamente causa daños en las excavaciones, mientras que un estallido de rocas sí, inclusive, con daños de gravedad variable (Kabwe & Wang, 2015). Una buena definición de estallido de rocas ha sido propuesta por el programa de investigación de estallidos de rocas de Canadá, mencionando que “un estallido de roca corresponde a un daño a una excavación que ocurre de manera repentina o violenta y está asociado con un evento sísmico” (Lunder, 1994). Un evento sísmico puede ubicarse a cierta distancia de la generación del estallido de roca, o también puede superponerse con el fenómeno, como en el caso de los estallidos de roca por deformación. Por lo tanto, las causas de los estallidos de rocas, generalmente, se clasifican en: autoiniciados y desencadenados de forma remota aludiendo a la explicación anterior.

### **5.5.2. Clasificación de Estallidos de Roca**

Los estallidos de rocas son diversos y en este apartado se clasificarán los de mayor importancia.

- **Estallidos de roca según su forma de iniciación.**
  - o **Estallidos de roca autoiniciados por concentración de esfuerzos.**

Los estallidos de roca autoiniciados, en general, surgen de los esfuerzos cercanos al límite de una excavación y estos últimos, exceden la resistencia de un macizo rocoso, produciendo una falla inestable y violenta. La redistribución de esfuerzos consiste en aumentar su concentración en el mismo lugar, de manera inducida, atravesando el umbral de la resistencia del macizo rocoso.



La etapa de excavación de un túnel (avance) puede inducir el fenómeno de estallidos de rocas. En la etapa inicial de la mina, las causas habituales del fenómeno son concentraciones de esfuerzos altamente localizados cerca de túneles, pues, estos últimos están relativamente aislados entre sí. Finalmente, en la etapa posterior de la mina, múltiples aperturas de túneles y numerosos rebajes provocan mecanismos adicionales de derrumbe y generación de estallidos de roca. Esto mencionado, posee una estrecha relación con lo explicado en el párrafo anterior, ya que se vincula con la generación de esfuerzos inducidos en los túneles.

- **Estallidos de roca autoiniciados por la calidad del macizo rocoso.**

Así como la resistencia se degrada con el paso del tiempo, la pérdida de confinamiento también puede deteriorar la resistencia del macizo rocoso. Por ejemplo, los macizos rocosos altamente fracturados cuando son sometidos a altos esfuerzos tienen mayores probabilidades de fallar por corte generando estallidos de roca, porque sobrepasan la resistencia deteriorada. Se impone entonces, que la pérdida de estabilidad estructural, siendo un factor dependiente de la resistencia del macizo rocoso, también puede causar un estallido de rocas autoiniciado (Kabwe & Wang, 2015). En el caso de los macizos rocosos de una mejor calidad geotécnica, dispuestos en ambientes de gran magnitud de esfuerzos, tienden a fallar por tracción y/o corte, experimentando fenómenos de falla frágil como un estallido de roca.

- **Estallidos de roca iniciados de forma remota.**

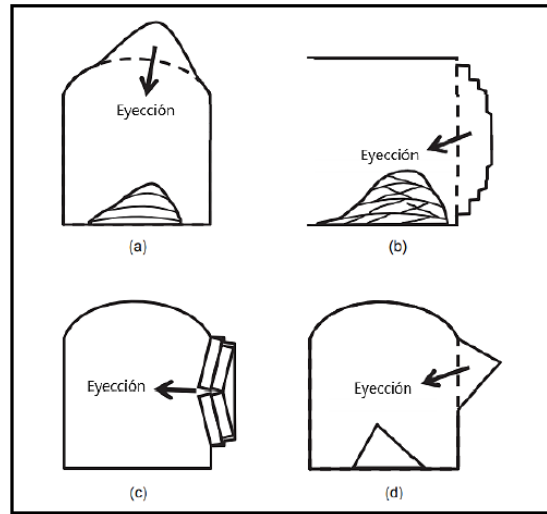
Los eventos sísmicos de gran magnitud provocan este fenómeno. En sus características, se puede comprobar que comúnmente ocurren en algunas minas de roca dura, generalmente después de que ha sido minada a gran escala y donde las estructuras geológicas se cruzan con rebajes y/o pilares, vinculadas comúnmente con los esfuerzos de cizalle presentes en las estructuras geológicas (He et al., 2012). Los eventos sísmicos son ondas que se manifiestan en grandes vibraciones, con esfuerzos dinámicos y pueden conducir tanto a la fractura de la masa rocosa como a la inestabilidad estructural.

- **Estallidos de roca por el tipo de deformación.**

En la excavación de túneles, el mecanismo más importante es el “estallido por deformación” de las paredes y el frente del túnel, con o sin control estructural y como resultado de la compleja trayectoria de los esfuerzos dentro del túnel (Diederichs, 2018). En este sentido, los cambios de esfuerzos, el almacenamiento de energía y los mecanismos de liberación son a menudo coincidentes y cercanos con respecto al límite del túnel.

Este tipo de estallido corresponde a uno de ruptura dinámica de una roca competente con altos esfuerzos inducidos alrededor del túnel. Además, la falla puede ser mitigada por los componentes estructurales, de composición (geológicos) y geométricos dentro del sistema roca-túnel.

Los estallidos de rocas por deformación pueden ocurrir en formas de fracturamiento de roca intacta, pandeos o eyección de bloques de roca. Estos pueden ocurrir simplemente por un fuerte control estructural y es posible visualizarlo en la **Figura 4** que describe cómo ocurre un estallido de roca por deformación. (Li et al., 2019)



**Figura 4: Formas de estallido de roca por deformación, donde (a) y (b) corresponde al fracturamiento de la roca intacta, (c) al pandeo y (d) a la eyección de bloques o cuñas. Fuente: (Li et al., 2019)**

Se conoce que la energía es importante para la roca y, para liberarla, primero deben almacenarla. Por un lado, el almacenamiento de energía está relacionado en principio con la resistencia y la rigidez. Las unidades más rígidas, son menos susceptibles a la deformación por lo que tienden a concentrar los esfuerzos, por el otro lado, las unidades blandas y más dúctiles actúan como un depósito de energía de deformación.

El indicador más acertado del potencial de almacenamiento de energía es la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca. Se ha demostrado que el UCS combinado con el indicador de fragilidad de UCS/T (T es la resistencia a la tracción uniaxial) proporciona un predictor simple del potencial de estallido por deformación (Diederichs, 2018). Cualquier mecanismo mediante el cual se incremente el volumen de roca disponible para la liberación simultánea de energía, aumentará el potencial de estallidos de deformación severa. Por lo tanto, los túneles grandes generarán más estallidos de deformación que los túneles más pequeños si la falla ocurre después de alcanzar el perfil final.

## 5.6. Modelos para Evaluar los Estallidos de Rocas.

Antes de definir los modelos utilizados en este estudio, se debe introducir el concepto de falla o fracturas frágiles. La falla frágil corresponde a la ruptura de una roca bajo esfuerzos, en oposición a una falla dúctil, la cual corresponde a la deformación de esta misma roca. Como se ha expresado en la definición de un estallido de roca, uno de los tantos desencadenantes es la concentración de esfuerzos alrededor de un túnel, y tiene una estrecha relación con la fractura frágil que se originaría. El esfuerzo tangencial máximo ( $\sigma_{max}$ ) al cual está sometido un túnel se puede precisar considerando los esfuerzos principales ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) según la siguiente ecuación (Martin et al., 1999):

$$\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (9)$$

Una fractura frágil comienza a efectuarse generalmente cuando el esfuerzo máximo  $\sigma_{max}$  en la pared o techo de una excavación alcanza entre un 40% a un 60% del UCS o  $\sigma_c$  (Diederichs, 2007) esto es denominado “spalling damage” o simplemente “spalling” que constituye un precursor de los estallidos de roca por deformación y se conforma como la generación de fracturas de extensión paralela a los límites de la excavación que ocasionan descompresión en estos límites. La generación de “spalling”



constituye un estallido de rocas propiamente tal, pero no siempre desencadena un derrumbe o explosión de roca violenta como un propio estallido de roca o rockburst.

Luego de la introducción al concepto de ruptura frágil, resulta complejo y desafiante predecir el momento en que tendrá lugar un estallido de rocas por deformación debido a su naturaleza violenta, y a que existen pocas tecnologías y conocimientos respecto al tema. Sin embargo, es posible estimar con un nivel de confianza aceptable su ubicación y magnitud considerando las características del macizo rocoso y el campo de esfuerzos in-situ (Li et al., 2019). De este desafío es que han surgido diversos modelos ya sean de riesgo, severidad y/o intensidad de la estimación de un estallido de rocas en cuanto a la incertidumbre existente tanto geomecánica como estructural o geométrica.

Los modelos utilizados en este estudio para cumplir con los objetivos tienen una base analítica y/o numérica. Estos corresponden a:

- Profundidad de falla de Martin (1999)
- Profundidad de falla de Diederichs (2007)
- Enfoque Damage Initiation Spalling Limit (DISL) propuesto por Diederichs (2016, 2018)

### 5.6.1. Profundidad de Falla de Martin (1999)

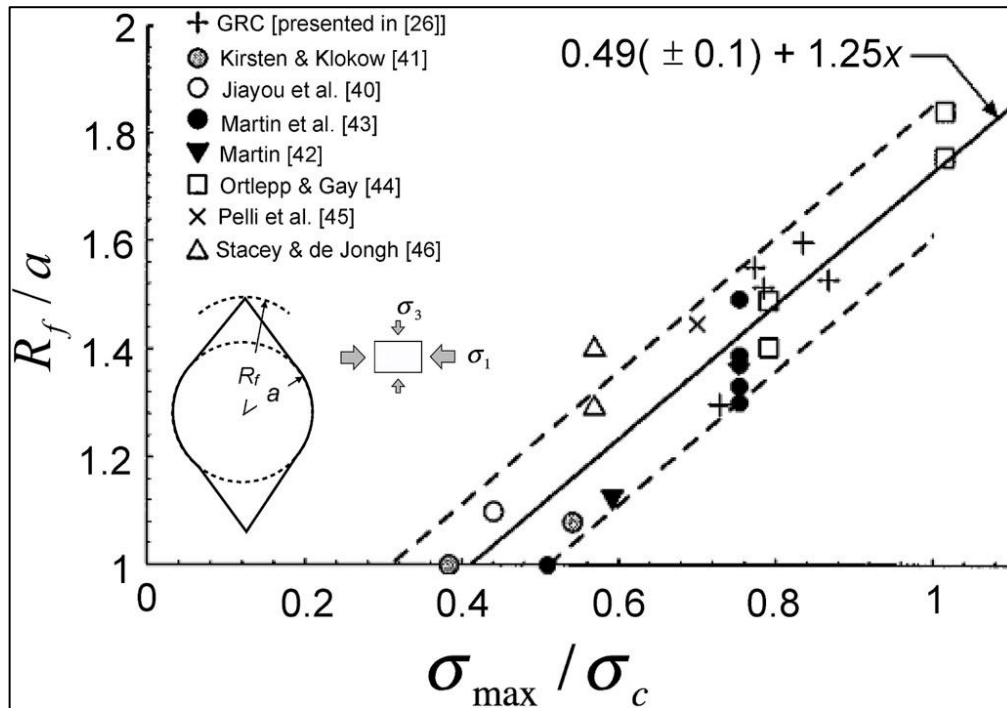
Para estimar la profundidad de falla frágil, Martin et al. (1999) en base con recopilaciones de datos de túneles disponibles demostró que existe una relación entre la profundidad falla que ocurre alrededor de una excavación, más allá de un perfil circular, y el esfuerzo tangencial máximo inducido ( $\sigma_{max}$ ) normalizado con respecto a la resistencia a la compresión uniaxial de laboratorio ( $\sigma_c$ ). Desde esta fecha, este enfoque ha sido repetido y confirmado por otros estudios sobre estabilidad de túneles en terrenos sometidos a grandes esfuerzos combinados con condiciones de macizos rocosos masivos a blocosos. (Delonca & Vallejos, 2020)

La profundidad de la falla frágil inducida por los esfuerzos alrededor de un túnel en un macizo rocoso masivo a moderado y fracturado, se puede aproximar mediante la siguiente relación lineal:

$$\frac{Rf}{r} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_c}\right) \quad (10)$$

Donde  $Rf$  corresponde a la profundidad de falla,  $r$  es el radio del túnel,  $\sigma_{max}$  es el esfuerzo tangencial máximo y  $\sigma_c$  es la resistencia a la compresión uniaxial.

Para una mejor visualización de lo explicado con anterioridad se adjunta la **Figura 5** donde es posible evidenciar las relaciones empíricas obtenidas.



**Figura 5: Modelo analítico de profundidad de falla propuesto por Martin et.al (1999). Recuperado de Martin et.al (1999)**

### 5.6.2. Profundidad de Falla de Diederichs (2007)

En la **Figura 6** se muestran casos históricos adicionales a los estimados por Martin et. al (1999), donde se estima la profundidad de falla y el riesgo en un túnel dependiendo de la relación entre el esfuerzo tangencial máximo y el inicio de fisuras o fracturas (*CI*). El autor, define *CI* como el inicio de fisuras o fracturas y corresponde normalmente a 40% – 50% del *UCS* para rocas cristalinas, pero si se desconoce el origen o la estructura de la roca presente en el macizo rocoso, se debe considerar como 50%*UCS*.

En la **Figura 7**, se muestran los resultados de un análisis numérico más riguroso y se puede utilizar para estimar la profundidad máxima de falla y la extensión angular de falla para un túnel circular. Este se conoce como la profundidad de falla frágil de Diederichs (2007) y determina las siguientes relaciones y un paso a paso para determinar la profundidad de falla frágil:

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

$$SR = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{CI} \quad (11)$$

4. Determinar la razón de los esfuerzos principales *K*.

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (12)$$

5. Calcular los factores de calibración:



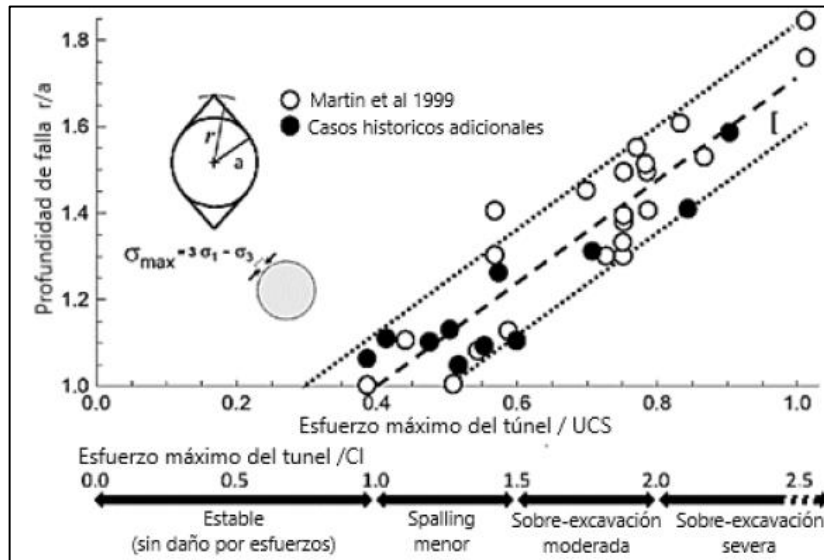
$$M = 0,4 \cdot K^{-0,27}; N = 0,65 \cdot K^{0,14} \quad (13)$$

6. Calcular la razón de ruptura:

$$BR = 1 + M(SR - 1)^N \quad (14)$$

7. Predicción de la profundidad de falla:

$$Df = BR \cdot R; \text{ donde } R = \text{Radio túnel} \quad (15)$$



**Figura 6: Profundidad de falla para un túnel circular donde CI corresponde al inicio de fracturas o Crack Initiation. Fuente: Recuperado de Diederichs, 2018.**

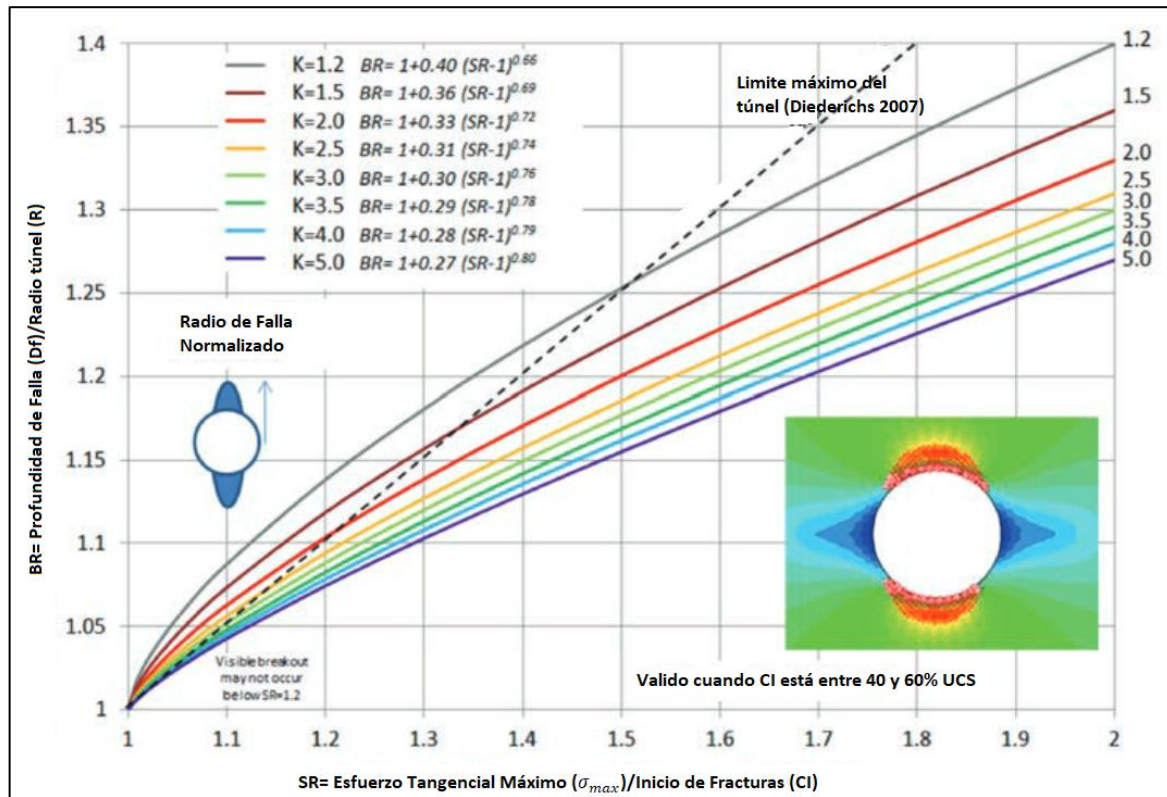


Figura 7: Profundidad de falla de Diederichs 2007. Fuente: Recuperado desde Diederichs, 2018

### 5.6.3. Enfoque DISL de Diederichs (2007, 2016 y 2018).

Diederichs (2007) desarrolló un método denominado “Enfoque DISL (Damage Initiation Spalling Limit)”, para representar el comportamiento de falla frágil en modelos numéricos utilizando la ecuación generalizada de Hoek & Brown como base, pero modificándola para el cálculo y la implementación de los parámetros de resistencia máxima y residual del macizo rocoso.

El “Enfoque DISL” requiere de los umbrales de inicio de fracturas o fisuras (CI), de resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la tracción ( $T$ ) como propiedades de entrada desde las pruebas de laboratorio de estos estudios. El índice CI, incorporado por el autor y mencionado en el apartado anterior (5.6.2), corresponde a aquella magnitud de esfuerzo bajo un confinamiento nulo para el cual inician las fracturas al interior del macizo rocoso, y se estima generalmente como un porcentaje del UCS (40% a 50% del UCS), si se desconoce el valor de este índice, se recomienda utilizar 50% UCS. A su vez, este índice corresponde al “inicio de daño” caracterizado por las resistencias máximas o UCS, mientras que también corresponde al umbral de transición para determinar los parámetros de resistencias residuales, determinando un “límite de Spalling” hasta la fractura o falla.

Los parámetros modificados con relación al criterio de Hoek & Brown, tanto para las resistencias máximas o inicio de daño y para las resistencias residuales o límite de spalling se resumen en la **Tabla 2**.



**Tabla 2: Parámetros de resistencia máxima y residual del Enfoque DISL propuesto por Diederichs. Fuente: Recuperado desde Perras & Diederichs, 2016.**

Modelo	Parámetros de Resistencia máxima o peak		Parámetros de Resistencia residual	
	Parámetro H&B modificado	Valor o Ecuación	Parámetro H&B modificado	Valor o Ecuación
DISL	$a_p$	0,25	$a_r$	0,75
	$s_p$	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a_p}}$	$s_r$	0,001
	$m_p$	$s_p \cdot \frac{UCS}{T}$	$m_r$	6-12

En particular, el “Enfoque DISL” considera una dependencia mínima del confinamiento para el umbral de “Inicio de daño” y la **resistencia del macizo rocoso máxima** queda definida por una cohesión elevada y baja fricción, logrando modelar el comportamiento de endurecimiento por deformación del macizo rocoso para confinamientos altos. En tanto, para el “Límite de Spalling” considera que depende directamente del desconfinamiento entorno a la excavación y que la resistencia del **macizo rocoso residual** queda definida por una fricción elevada y una pérdida de cohesión, logrando modelar el comportamiento de debilitamiento por deformación del macizo rocoso para confinamientos altos (Perras & Diederichs, 2016).

Finalmente, cabe destacar, que los parámetros modificados desde Hoek & Brown por Diederichs posee una estrecha relación con lo que ha evidenciado en el comportamiento del macizo rocoso expresado en el párrafo anterior y a su vez descrito por Hoek & Brown (Hoek et al., 2001) donde una pérdida de la cohesión se ve representada por una caída de los parámetros “s”, mientras que para las variaciones en la fricción del material, éste posee una relación directamente proporcional al parámetro “m”. De los parámetros evidenciados en la **Tabla 2**, en particular,  $m_r$  representa a la distribución del macizo rocoso desde su heterogeneidad hacia su homogeneidad, siendo los valores más pequeños representando un macizo heterogéneo (Perras & Diederichs, 2016).



## 6. Metodología

Para cumplir de forma óptima los objetivos de la presente memoria de título, se propone estudiar y analizar los parámetros que tienen influencia en la generación de estallidos de rocas (En los siguientes apartados se mencionarán como “parámetros de estudio”):

- **Dimensión del gálibo** en [m].
- Forma de construcción de la excavación. (**Forma del gálibo**: Circular, Cuadrado, Herradura, Circular Base Herradura y Elipsoidal).
- **Tasa de excavación** del túnel en [m/día].
- **Razón de esfuerzos principales (K)**.
- Variaciones en **profundidad** en [m].

El fenómeno de estallidos de rocas se estudia implícitamente a través de la aplicación de los métodos empíricos y numéricos que fueron explicados en el apartado anterior, y así determinar la caracterización y modelación del fenómeno en cuestión.

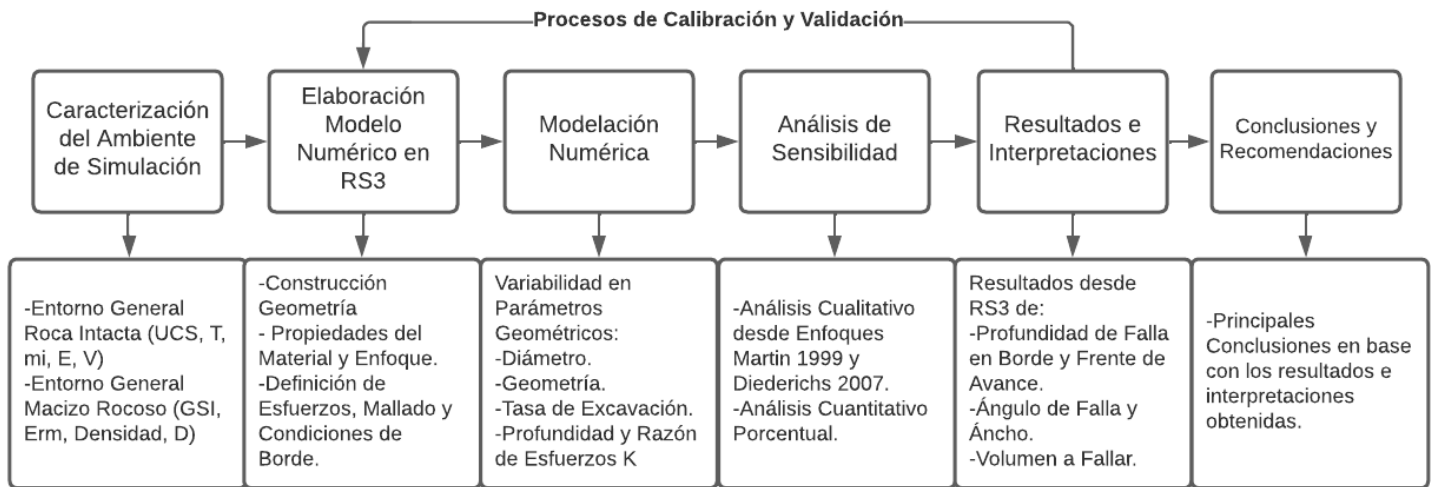
En primer lugar, la metodología de desarrollo comienza con describir el **ambiente de la simulación**, donde se precisan las propiedades intrínsecas del macizo rocoso, los esfuerzos in-situ y la geometría base, como también, diferentes parámetros que permitirán modelar y simular el fenómeno de estallido de rocas bajo consideraciones y recomendaciones propuestas por Diederichs (2007-2018) en el Enfoque DISL. Cabe destacar, que se integran parámetros en el ambiente de la simulación propios de bibliografía, utilizados en grandes proyectos de la minería (González de Vallejo, 2002, Vergara Araya, 2006 y otros) esto con el fin de obtener resultados, análisis y conclusiones de algo probado en la realidad.

En una segunda instancia, se desarrolla lo preliminar de **modelación numérica** del fenómeno de estallido de rocas, a través del software de elementos finitos en tres dimensiones (RS3) de RocScience, donde se ingresan las propias características del ambiente, las recomendaciones y consideraciones del modelo de Diederichs (2007-2018) determinando un modelo base, que servirá para **calibrar y validar** que estos parámetros ingresados entregan resultados consistentes con una apropiada convergencia en la determinación de esfuerzos inducidos y deformaciones alrededor del túnel.

Una vez se haya calibrado y validado el modelo base, se proceden a variar los distintos parámetros de estudio en el modelo numérico, ejecutando las simulaciones por casos y recuperando los principales **resultados** que permiten la construcción de un **análisis de sensibilidad** de los distintos parámetros de estudio y a su vez realizando un análisis cualitativo para entregar pautas y recomendaciones in-situ sobre la importancia de estos parámetros. Los resultados recuperados desde las distintas simulaciones corresponden a soluciones de deformaciones plásticas evidenciando un comportamiento dúctil alrededor del túnel (fractura frágil), lo cual se considera en la teoría un desencadenamiento de un estallido de rocas.

Durante la última etapa de la metodología, se procede a **procesar los resultados obtenidos** con el objetivo de identificar correlaciones relativas entre la variación de los distintos parámetros de estudio, y así generar un correcto análisis de sensibilidad y pautas in-situ de la importancia de estos parámetros entregando las correspondientes conclusiones y recomendaciones infundadas en los objetivos determinados en este estudio.

Es importante mencionar que la metodología propuesta está inmersa en un constante ciclo debido a la calibración y validación del modelo base, con el fin de mitigar errores de arrastre en los resultados obtenidos para su óptimo análisis posterior. Este ciclo de metodología y todas sus partes explicadas, se evidencia en la **Figura 8**:



**Figura 8: Diagrama de Metodología utilizada. Fuente: Elaboración Propia.**

Se procede a especificar en mayor detalle los procesos del diagrama mencionado con anterioridad que requieran mayor explicación en conjunto con sus ciclos mencionados de Calibración y Validación.

## 7. Desarrollo Metodología

### 7.1. Caracterización del Ambiente de Simulación

Para lograr simular de forma óptima las propiedades de los fenómenos de estallidos de rocas, la caracterización del ambiente de simulación resulta clave en la obtención de resultados que se asemejen a la realidad. Es así como se ha explicado en la teoría (apartado de marco teórico), los estallidos de rocas se originan a partir de macizos rocosos competentes y de alta resistencia, encontrados en ambientes de concentraciones de esfuerzos elevadas. Estas claves de propiedades del fenómeno en estudio, entrega información importante para la caracterización del ambiente de simulación como, por ejemplo, poseer un  $GSI > 55$  por la competencia del macizo rocoso, también, se requiere simular un ambiente inestable donde la consideración de los elevados esfuerzos y una minería desarrollada a gran profundidad, entregarían esta característica. Finalmente, la característica de una elevada resistencia corresponde a una geología o roca con un UCS alto.

Se precisan las propiedades del entorno en el cual un estallido de roca pueda originarse. Estas propiedades, precisan magnitud, orientación y anisotropía del campo de esfuerzos del macizo rocoso y como se desea que se generen zonas de desconfinamiento en torno a una excavación sometida a elevados esfuerzos (Vazaios et al., 2019) generarían la esperada fractura frágil propia del comienzo de un estallido de rocas. La magnitud de los esfuerzos in-situ alrededor de una excavación debe generar esfuerzos máximos ( $\sigma_{max}$ ) de al menos un 40% a 60% del UCS (Diederichs, 2007) para superar el límite de inicio de daño y a su vez que estos sean de una proporción elevada tal que logre superar la resistencia del macizo rocoso superando el límite de Spalling generando la fractura frágil. Finalmente, la anisotropía de esfuerzos está determinada por el parámetro “k” denominada razón de esfuerzos principales y esta depende de las condiciones del entorno geológico y en Chile, al ser un ambiente tectónico, esta razón supera los valores de 1,5 (Vazaios et al., 2019).

En cuanto a la propiedad de elevada resistencia, la matriz del macizo rocoso (roca intacta) debe ser altamente resistente (elevado módulo de Young “E”) tolerando una baja deformación (roca dura) para



simular de forma efectiva una fractura frágil. Como se ha indicado en el apartado de marco teórico para estallidos de rocas, la razón UCS/T debe ser alta para cumplir con la alta fragilidad de la roca. En Chile, la Andesita (González de Vallejo, 2002; Vergara Araya, 2006) es propia roca característica de ambientes subterráneos mineros, y por sus propiedades, cumple con las condiciones indicadas con anterioridad. Se han utilizado las propiedades características de esta roca (entregadas por los autores) en los modelos a simular y los esfuerzos en los entornos que estos autores simularon, resumiendo su propio  $GSI$ , resistencia a la compresión uniaxial  $UCS$ , resistencia a la tracción  $T$ ,  $m_i$  (Hoek&Brown), módulo de Young  $E$ , módulo de Poisson  $V$ , peso unitario  $\gamma$ , esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , su correspondiente razón de esfuerzos  $K$  e incluso su índice de daño por tronadura  $D$ .

Sobre la determinación de las propiedades de la roca intacta, estas deben ser escaladas al macizo rocoso como por ejemplo el módulo de Young del macizo rocoso  $E_{rm}$ . En este estudio en particular, las propiedades del macizo rocoso fueron determinadas por el propio enfoque que modela los estallidos de rocas (enfoque DISL) obteniendo las resistencias y deformaciones (máximas y residuales) del macizo rocoso según la **Tabla 2** a través de la aplicación de los parámetros de Hoek & Brown estas últimas características (enfoque DISL) utilizadas en este estudio serán mencionadas y especificadas en el siguiente apartado (elaboración modelo en RS3)

Todo lo anterior mencionado a excepción del enfoque DISL, en conjunto con los valores de las características del entorno utilizadas en este estudio se resumen en la **Tabla 3**:



**Tabla 3: Recopilación de características del entorno utilizadas en este estudio. Fuente: Elaboración Propia**

Entorno General Roca Intacta (Andesita)		
Parámetro	Valor	Fuente de Información
$UCS$ [Mpa]	120-320	Gonzales de Vallejos et al., 2002
$T$ [Mpa]	6-12	
$m_i$	25 ± 5	
$E$ [Gpa]	30-50	
$\nu$	0.20-0.30	
$UCS$ [Mpa]	220	Este Trabajo
$T$ [Mpa]	9	
$m_i$	25	
$E$ [Gpa]	40	
$\nu$	0,25	
Entorno General Macizo Rocoso		
Peso Unitario $\gamma$ $\left[\frac{ton}{m^3}\right]$	2.75-2.76	Vergara, 2006 (Andesita, CMET Diablo Regimiento)
$GSI$	65-78	
Profundidad [m]	1200-2400	
$\sigma_1$ [Mpa]	30-60	
$\sigma_3$ [Mpa]	20-40	
$K$	1,5	
$D$	0	
$E_{rm}$ [Mpa]	38427,64	
$\gamma$ $\left[\frac{ton}{m^3}\right]$	2,75	Este Trabajo
$GSI$	72	
Profundidad (Modelo Base) [m]	1500	
Profundidad (Variable) [m]	1500, 2000, 2250, 2500, 3000	
$\sigma_1$ [Mpa] (Variable)	62 a 330	
$\sigma_1$ (Modelo Base) [Mpa]	62	
$\sigma_3$ (Modelo Base) [Mpa]	41	
$K$ (Variable)	1,5; 2; 2,5; 3; 3,5; 4	
$K$ (Modelo Base)	1,5	
$D$	0	
$E_{rm}$ [Mpa]	38427,64	
<p><b>Notas.</b> <math>UCS</math>: Resistencia a la Compresión Uniaxial; <math>T</math>: Resistencia a la Tracción; <math>m_i</math>: Parámetro del Criterio de Hoek &amp; Brown; <math>E</math>: Módulo de Young; <math>\nu</math>: Modulo de Poisson; <math>D</math>: Índice de daño por tronadura del Macizo Rocoso; <math>E_{rm}</math>: Modulo de Young del Macizo Rocoso estimado con la ecuación (7); <math>\gamma</math>: Peso Unitario; <math>\sigma_1</math> y <math>\sigma_3</math>: Esfuerzos Principales; <math>K</math>: Razón de Esfuerzo.</p>		



## 7.2. Elaboración Modelo Numérico en RS3

El Software RS3 de Rocscience (por sus siglas en inglés “Rock and Soil 3- dimensional análisis program”), es un programa diseñado para analizar el estrés, la deformación, la estabilidad y el flujo de agua subterránea de excavaciones superficiales y subterráneas. Incluso, analiza las excavaciones civiles, geotécnicas y mineras más complejas utilizando un potente análisis de elementos finitos en 3D.

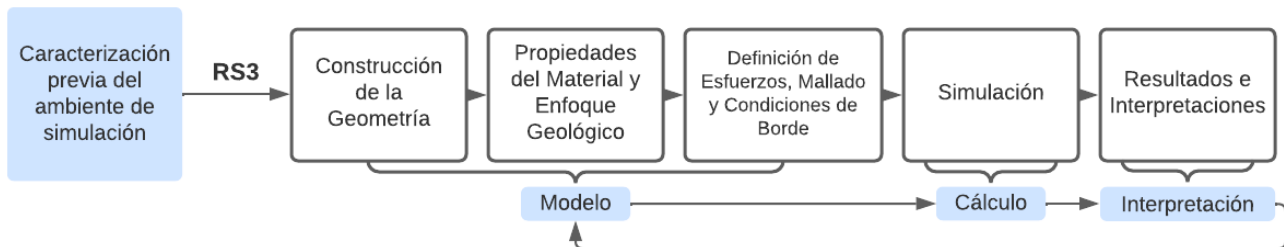
El software RS3 dispone de los siguientes módulos por separado, pero trabajan en conjunto para entregar una solución al problema de FEM:

-**Modelo:** corresponde al módulo de preprocesamiento, donde se incluyen y editan los límites del modelo, se ingresan los distintos inputs al modelo como lo son, propiedades de materiales a simular (condiciones del entorno), condiciones de esfuerzos y condiciones de bordes, modelos matemáticos o diferentes enfoques geológicos para resolver el problema y la creación de la malla de elementos finitos.

-**Cálculo:** corresponde al módulo encargado de resolver las ecuaciones/modelos matemáticos o diferentes enfoques geológicos estimados en el modelo y entregar una solución numérica del problema.

- **Interpretación:** corresponde al módulo encargado de la visualización de los resultados de la aplicación del cálculo (Esfuerzos inducidos, deformaciones, plastificaciones, etc).

A continuación se presenta un diagrama que identifica lo anterior mencionado y explica la metodología empleada en el propio software RS3, agregando el apartado anterior (caracterización del ambiente de simulación).

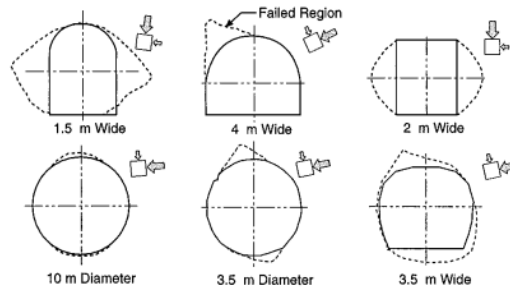


**Figura 9: Metodología de desarrollo del problema FEM en el software RS3. Fuente: Elaboración propia.**

Desde la **Figura 9** se define el proceso paso a paso de lo realizado en el estudio, para un mejor entendimiento de la metodología empleada en el desarrollo del problema en estudio.

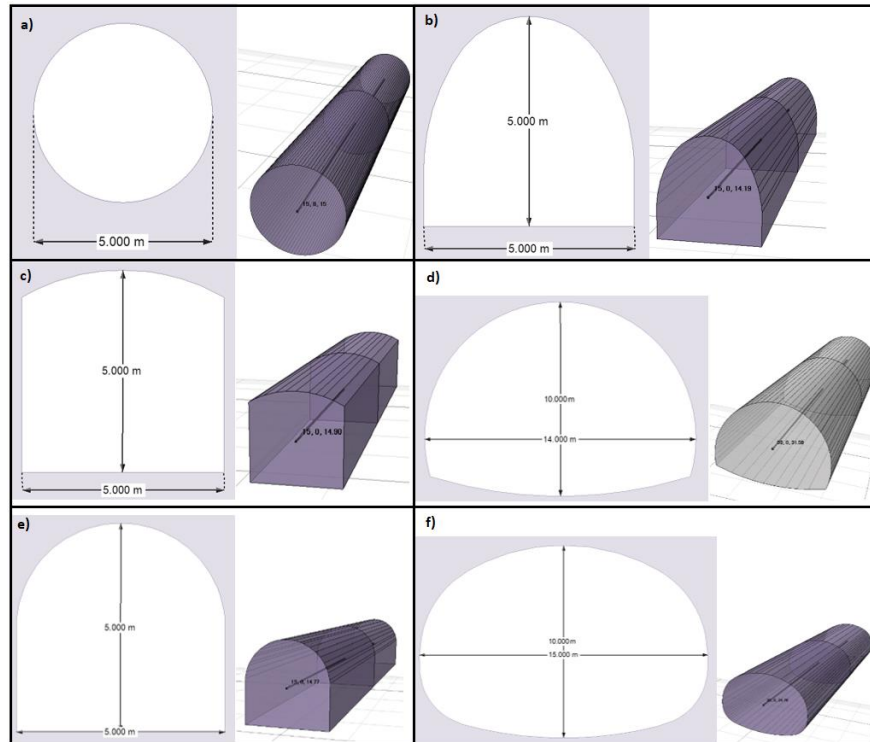
### 7.2.1. Construcción de la Geometría o Forma del Gálibo.

En el diseño de túneles existen variadas geometrías que se utilizan debido a la creencia de una óptima función de excavación, tiempo de operación, estado de los esfuerzos in-situ, entre otras variables, pero todo lo anterior, no ha sido comprobado hasta la fecha. Generalmente, los gálipos circulares son los que implican un menor riesgo en la estabilidad física en comparación a otras formas que conforman ángulos rectos, como se ha identificado en la condición de concentración de esfuerzos y la región de falla en distintos gálipos por Martin et al., 1999, en la **Figura 10**:



**Figura 10: Comparación de la región de falla por diferencia de forma y dimensión del gálibo.**  
**Fuente: Martin et. al.,1999**

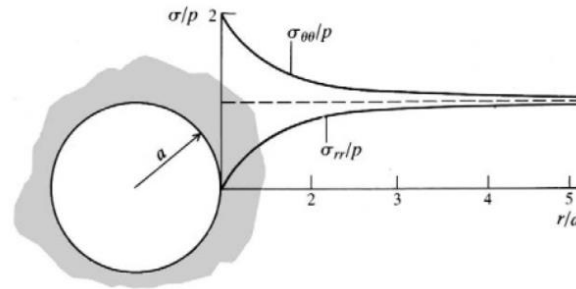
La forma del gálibo, al ser un factor para evaluar su variabilidad en la influencia de ocurrencia de un estallido de rocas, se debe hacer una diferenciación, en cuanto a la utilización de la geometría base a utilizar (modelo base), que servirá para realizar el proceso de calibración de los modelos y las formas del gálibo propias a variar. La geometría base mencionada, corresponde a la forma circular del gálibo, debido a su región de falla menor evidenciada en los estudios de Martin et.al, 1999, mientras que las formas del gálibo a variar, correspondiente a los parámetros de estudio, son determinadas con base en la bibliografía utilizada, que midió los impactos de los esfuerzos dependiendo de cada forma (Tiznado et al., 2018) y también a formas del gálibo propias entregadas por el Software RS3 como las más utilizadas en estos tipos de estudio, las cuales se explican en la **Figura 11**.



**Figura 11: Variación del parámetro "forma del gálibo" con sus dimensiones. a) Circular 5[m], b) Arco 5x5[m], c) Cuadrado 5x5[m], d) Circular base herradura 10x14 [m], e) Herradura 5x5 [m] f) Elipsoidal 10x15[m].**



En la construcción de la geometría se debe considerar las dimensiones del entorno del túnel dispuesto (límites exteriores), denominado “external box”, donde se precisa en función del decaimiento del esfuerzo inducido por la distancia como una zona de influencia, definida como un dominio sobre el que una excavación genera una perturbación significativa del estado tensional (Brady & Brown, 2005), como se puede apreciar en la **Figura 12**:



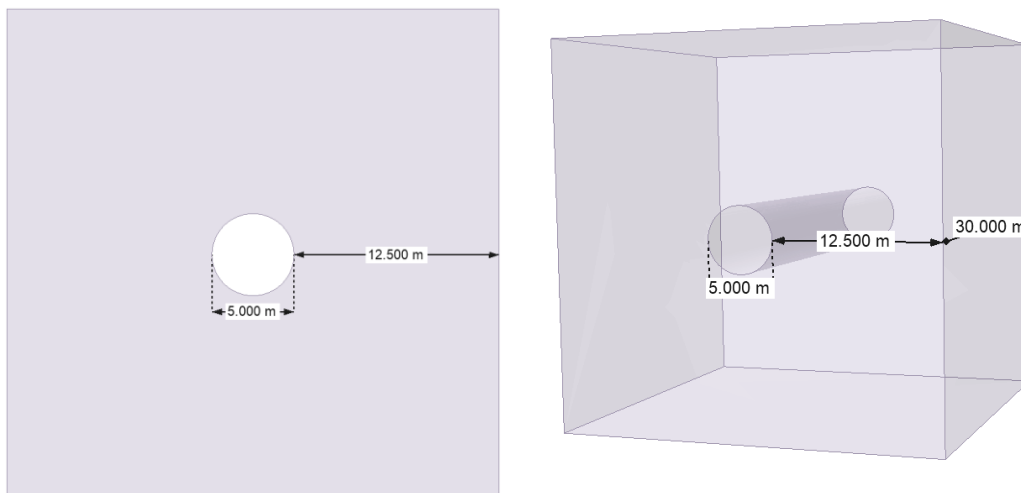
**Figura 12: Zona de influencia de una excavación. Fuente: Brady & Brown, 2005**

De la **Figura 12**, se desprende que la influencia de una excavación queda determinada hasta 5 veces su radio y debido a esto, es que se determinan los límites exteriores de la geometría en RS3 (caja externa) Cabe destacar que, para todas las formas del gálibo utilizadas en este estudio, se consideró este criterio, no obstante, se intentó determinar las dimensiones de cada forma del gálibo cercanas al valor de la geometría base o modelo base (gálibo circular) para cumplir con el criterio de la zona de influencia.

$$\frac{r}{a} = 5 \Rightarrow r = 5 \cdot 2,5[m] = 12,5 [m]$$

Así, se determina una caja externa de 30x30x30 [m] considerando la forma del gálibo en el centro de estos límites.

Con todas las consideraciones anteriores, se genera la geometría presentada en la **Figura 13**:



**Figura 13: Geometría completa del problema para el modelo base. Fuente: software RS3.**



## 7.2.2. Propiedades del Material y Enfoque Geológico

Para las propiedades del material ingresadas al software RS3, toda la información necesaria se consideró en la estimación previa de la caracterización del ambiente de simulación, correspondientes a la **Tabla 3**, en ella destaca la información de un "K" fijo y variable. El parámetro K fijo es determinado para el modelo base que será utilizado para la calibración propia del mismo y el K variable es la propia variabilidad (valga la redundancia) del parámetro en estudio, esta variabilidad de cada parámetro de estudio será explicada en el apartado de “modelación numérica”.

El material por simular presentará un comportamiento elasto-plástico sometido a grandes esfuerzos in situ con la finalidad de obtener un ambiente inestable donde se produzca una mayor probabilidad de ocurrencia de un estallido de rocas. RS3 contiene en su matriz computacional una variada gama de modelos constitutivos o distintos enfoques geológicos, sin embargo, para fines de este estudio, se considera un material plástico y se determinan las propiedades resistentes y de deformación por medio del enfoque DISL (Diederichs, 2007) que considera además el Criterio de Falla Generalizado de Hoek & Brown 2002.

Los parámetros de resistencia y deformación máximos y residuales de Hoek & Brown que se ingresan a RS3 corresponden a los definidos por el enfoque DISL que permiten modelar la falla frágil del macizo rocoso la cual generaría un estallido de rocas. Estos valores por ingresar son determinados e identificados con base en la **Tabla 4** y determinados a su vez, con información de la caracterización del ambiente de simulación de la **Tabla 3** y las propias recomendaciones de Diederichs en su enfoque DISL tanto para el cálculo de CI como el 50% del UCS y el  $m_r$  como un valor característico para roca entre homogénea y heterogénea evidenciado en la **Tabla 4**.

**Tabla 4: Parámetros de resistencia máxima o peak y residuales del enfoque DISL propuesto por Diederichs y los valores utilizados en este estudio. Fuente: Recuperado desde Perras & Diederichs, 2016.**

Modelo	Parámetros de Resistencia máxima o peak			Parámetros de Resistencia residual		
	Parámetro H&B modificado	Valor o Ecuación	Este Trabajo	Parámetro H&B modificado	Valor o Ecuación	Este Trabajo
DISL	$a_p$	0,25	0,25	$a_r$	0,75	0,75
	$s_p$	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a_p}}$	0,0625	$s_r$	0,001	0,001
	$m_p$	$s_p \cdot \frac{UCS}{T}$	1,528	$m_r$	6-12	9

La información mencionada con anterioridad **Tabla 3** y **Tabla 4** es ingresada al Software RS3 en el apartado de “define material” donde se especifican tanto los parámetros mencionados como los propios mecanismos utilizados en este estudio.



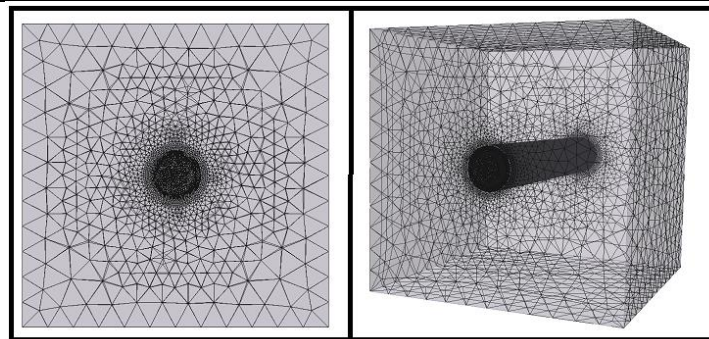
### 7.2.3. Definición de Esfuerzos, Mallado y Condiciones de Borde.

Los esfuerzos tanto como para el caso del modelo base, como para la variación de los parámetros de estudio (esfuerzos variables) quedan determinados en la **Tabla 3**. La variación de los esfuerzos depende de la variabilidad en profundidad, debido a que estos han sido calculados en base con la definición de esfuerzo hidrostático, dependientes tanto de la profundidad como del peso unitario.

En cuanto al **mallado**, este corresponde a un elemento esencial dentro del proceso de modelación numérica, debido a que debe ser apropiado y ajustado a la forma del gálibo que se está evaluando y debe contemplar una mayor discretización en las zonas de mayor interés. En este estudio, estas zonas de interés son en el borde o perímetro de la excavación, debido a que se busca la generación de fracturas frágiles en esta zona y es allí donde se generaría un esperado estallido de rocas. En base con lo anterior, se presenta la **Tabla 5**, además se presenta la **Figura 14** para que la explicación se comprenda en su totalidad.

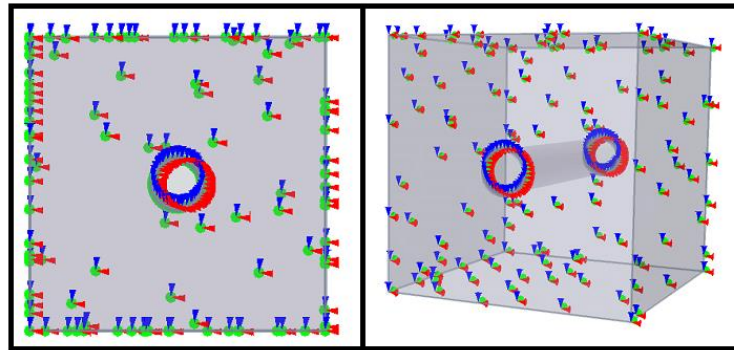
**Tabla 5: Configuración de mallado en software RS3. Fuente: Recuperado desde RS3.**

Configuración de la Malla y Discretización	
Tipo de malla	Graduada
Tipo de elemento	Triangular de 4 nodos
Factor de graduación	0,1
Número de nodos en la excavación 3D modelo base	790255



**Figura 14: Discretización del mallado en el Modelo Base. Izquierda: 2D, Derecha: 3D.**

En cuanto a las **condiciones de borde**, estas se deben aplicar a los bordes de la geometría del modelo creando un ambiente real en el interior y no escape hacia el campo lejano creando condiciones físicas distintas a la realidad. En el caso de este estudio en particular, al ser complejo acotar en las 3 dimensiones, debido a la posible interacción entre los ejes, el software RS3 entrega de manera automática la distribución de las condiciones de borde para un ambiente subterráneo, y bloquea los desplazamientos en las tres direcciones.



**Figura 15: Condiciones de bordes, aplicadas al modelo base en el software RS3. Izquierda: 2D, Derecha: 3D.**

#### **7.2.4. Simulación, Resultados e Interpretaciones RS3**

En el software RS3 el proceso de simulación queda a criterio de la configuración que el usuario estime conveniente, debido a la cantidad de iteraciones y la sensibilidad que se disponga (tolerancia) dependiendo de los recursos tecnológicos del usuario (capacidad hardware) y del tiempo que disponga entre cada simulación. A su vez, una vez determinada la configuración, a través de la aplicación de un número finito de iteraciones de Montecarlo, el motor del software converge hacia la solución del modelo numérico. En cuanto al desarrollo de este estudio en particular, se realizan 500 iteraciones de Montecarlo dejando de tolerancia (sensibilidad) la que estime conveniente para la convergencia óptima de estas iteraciones.

La visualización e interpretación de la solución numérica es muy importante dentro del proceso de modelación, pues en esta etapa se pueden realizar verificaciones de los resultados para identificar de forma temprana incoherencias, como faltas de convergencia, distribución de los esfuerzos de forma errónea, plastificaciones del túnel erráticas, o la no evidencia de ningún resultado. Debido a que se espera un ambiente inestable en la obtención de resultados, al encontrarse con alguno de estos problemas, se debe realizar el proceso de calibración del modelo base, ajustar valores de las condiciones del ambiente (materiales), a las condiciones de mallado o de borde, número de iteraciones o tolerancia, entre otras calibraciones.

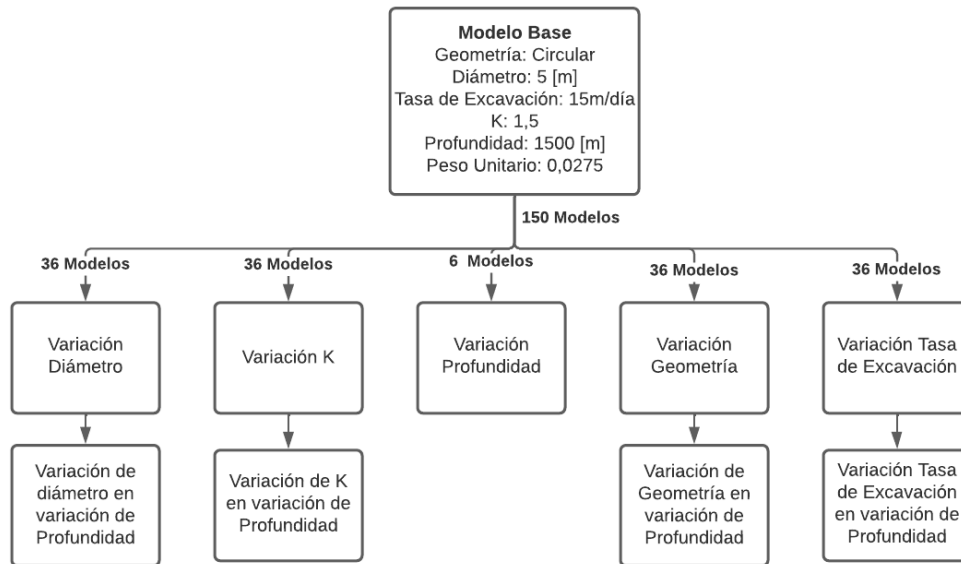


### 7.3. Casos simulados

Los casos simulados son resumidos en la **Tabla 6** y explicados mediante el diagrama de la **Figura 16**.

**Tabla 6: Resumen de casos a simular para un mismo entorno o modelo base en la variación de cada parámetro en estudio.**

Casos Por Simular en mismo Entorno o Modelo Base			
Variaciones de Parámetros	Modelo Base	Características Variadas	Fuente de Información
Dimensión del gálibo	5 [m]	4.5 [m]	L. Aguilera et. Al., 2018
		2 [m]	Este Trabajo
		5 [m]	
		6 [m]	
		7 [m]	
		10 [m]	
Forma del gálibo	Circular	Circular	Martin et.al. 1999
		Herradura	Tiznado et al., 2018
		Cuadrado	
		Elipsoidal	
		Arco	Software RS3, 2022
Profundidad	1500 [m]	1500 [m]	Vergara 2006
		1750 [m]	
		2000 [m]	
		2250 [m]	Este Trabajo
		2500 [m]	
		3000 [m]	
$K$	1,5	1,5	Vazaíos et al., 2019
		2	Este Trabajo
		2,5	
		3	
		3,5	
		4	
Tasa de excavación	15 [m/día]	6 [m/día]	Alvarado, 2016
		2 [m/día]	Este Trabajo
		4 [m/día]	
		8 [m/día]	
		10 [m/día]	
		12 [m/día]	



**Figura 16: Resumen de los modelos simulados en el software RS3 con la variación por parámetro de estudio. Fuente: Elaboración Propia.**

Para la verificación de resultados en la variación del parámetro “tasa de excavación”, como es importante conocer la influencia que tiene en la generación de falla frágil y también la generación de un posible estallido de rocas, se analiza por avance de excavación. Debido a que esta variación, como todas las otras, parten de un modelo base. Este último, posee un avance de 15 m/día encontrando una división del túnel en su mitad (Caja externa 30x30x30[m]), esta última división cambia al momento de variar este parámetro como se indican en la **Tabla 7**.

**Tabla 7: División excavación por avance de extracción. Fuente: Elaboración Propia**

Variación	Característica Variada	División Excavación
Modelo base variando tasa de excavación	6 m/día	5
	2 m/día	15
	4 m/día	8
	8 m/día	4
	10 m/día	3
	12 m/día	3

## 7.4. Resultados y análisis

Los parámetros considerados para estimar los estallidos de rocas son:

- Profundidad de falla en borde de la excavación y frente de avance;
- Ángulo y ancho de la profundidad de falla;
- Volumen inestable.

En la **Figura 17**, se muestra un ejemplo de los cálculos obtenidos en cuanto a la profundidad de falla, su ángulo y el ancho en el borde de la excavación, en la **Figura 18**, se muestra un ejemplo de los cálculos obtenidos en cuanto a la profundidad de falla del frente de avance. En la **Figura 19** se muestra un

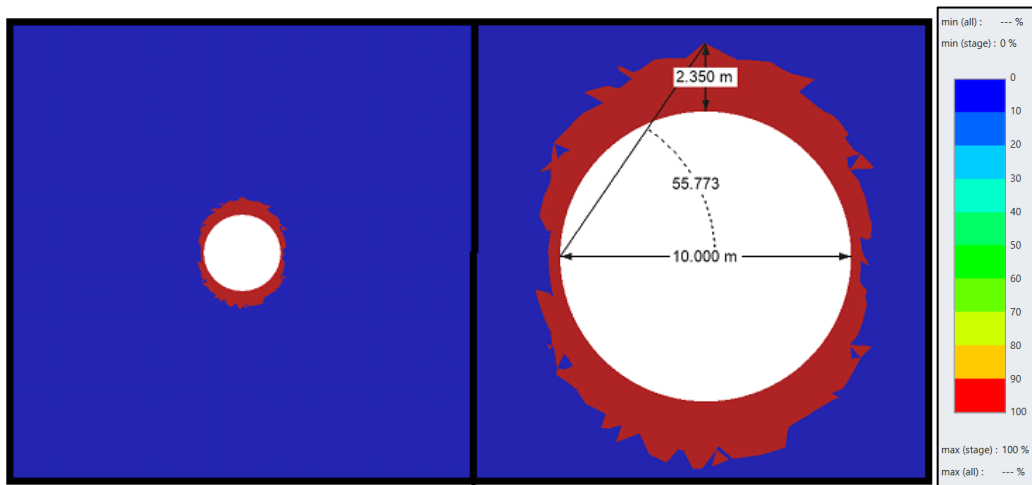


ejemplo del largo de la profundidad de falla. Todas estas dimensiones obtenidas se rescatan en el Sistema Internacional en [m] desde el Software RS3. Cabe destacar que el software sólo entrega profundidad de falla (plasticidad) en el límite de spalling (100% plasticidad, color rojo) y no se puede apreciar el límite de la región perturbada (>0% plasticidad) debido a que sólo entrega valores de 0% (color azul) y 100% (color rojo).

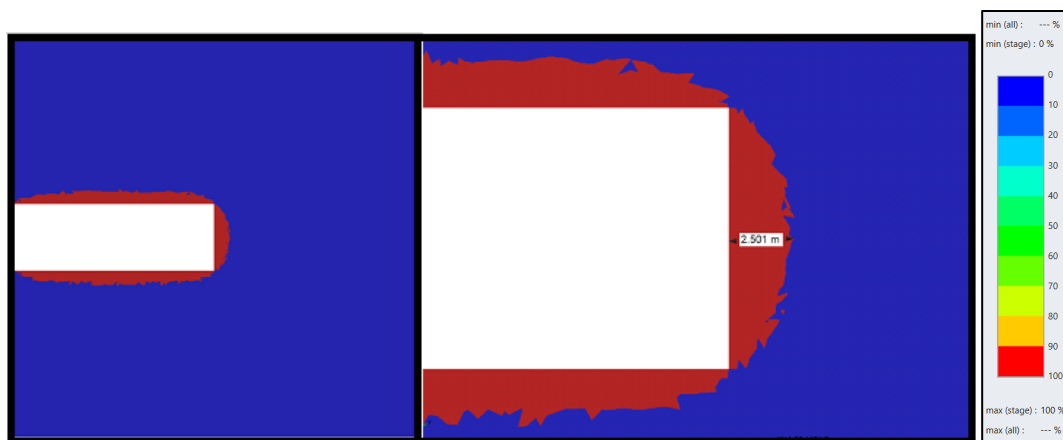
El cálculo mencionado para el volumen inestable, se considera un volumen por metro lineal, debido a que la consideración del largo de la plastificación varía dependiendo del avance de excavación del túnel, por lo que no es óptimo para realizar un análisis entre cada variable. Así este volumen es calculado de la siguiente manera:

$$\text{Volumen plastificación [m}^3\text{]} = \text{profundidad de falla[m]} \cdot \text{ancho[m]} \cdot 1[\text{m}] \quad (16)$$

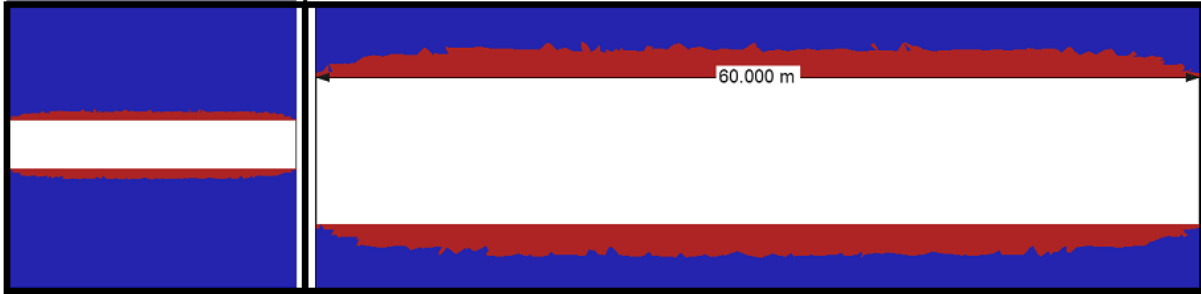
En donde la *profundidad de falla* es obtenida como en el ejemplo de la **Figura 17**.



**Figura 17:** Representación de la obtención de la profundidad de falla, el ángulo a fallar y el ancho. Izquierda: Gálibo diametro 10[m] en geometría completa, Derecha: Zoom izquierda.

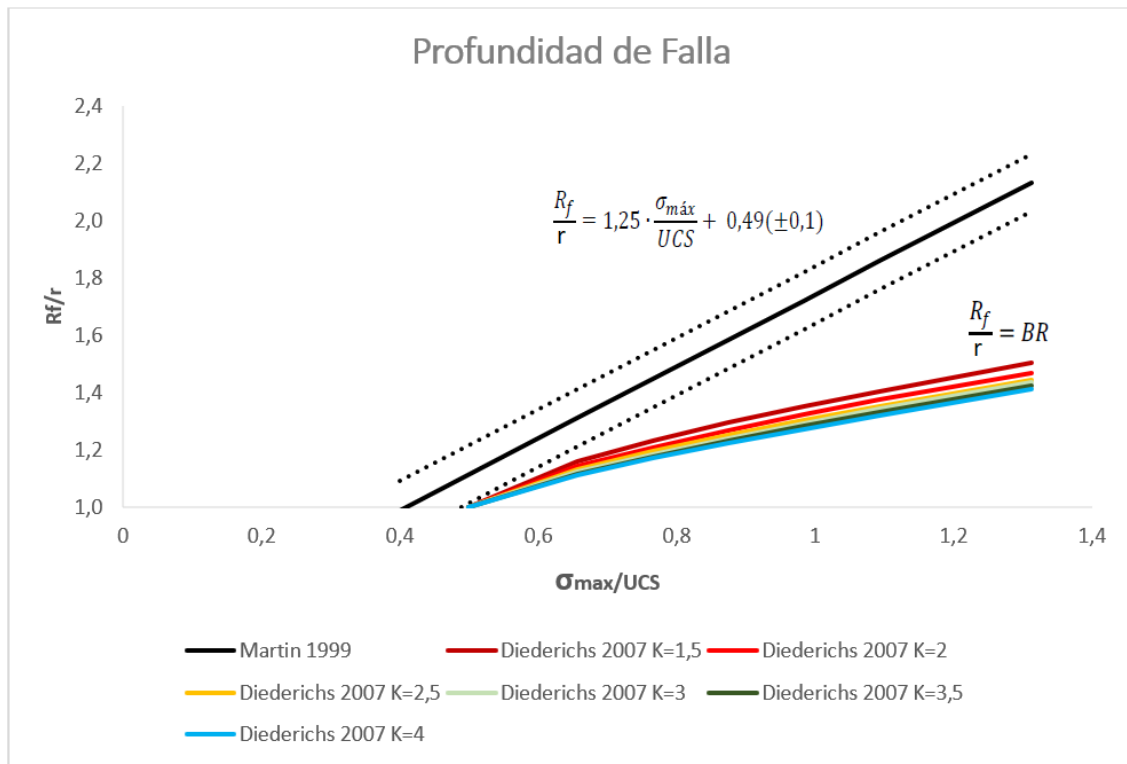


**Figura 18:** Representación de la obtención de la profundidad de falla en el frente de avance. Izquierda: gálibo diámetro 10 [m] Longitudinal en geometría completa. Derecha: Zoom izquierda.



**Figura 19: Representación de la obtención del largo de la falla en el frente de avance completo. Izquierda: gálbo diámetro 10 [m] longitudinal en geometría completa, Derecha: Zoom izquierda.**

Una vez determinados los valores de la plasticidad (profundidad de falla) en el software RS3, se realiza un análisis cualitativo y en este sentido, al momento de la validación de los modelos con la teoría empírico-analítica de Martin et.al, 1999 y Diederichs, 2007 desde la **Figura 20**, se pueden realizar un análisis cualitativo por variación de parámetros, por ejemplo, qué tan sensible son en cuanto al crecimiento o decaimiento de la profundidad de falla, determinando una importancia por parámetro de estudio en la generación de posibles estallidos de roca.



**Figura 20: Modelos de predicción de profundidad de falla de Martin et al., 1999 y Diederichs, 2007.**



Se realiza un análisis cuantitativo de manera relativa, determinando, por ejemplo, qué parámetro posee mayores desviaciones en cuanto al crecimiento o decaimiento de la profundidad de falla a la variación propia de cada parámetro de estudio. A su vez, se realiza el mismo análisis de la profundidad de falla en el borde del túnel como para el frente de avance y para el volumen inestable.

Este análisis cualitativo se realiza considerando los mínimos valores de la profundidad de falla y del volumen inestable como los valores iniciales (factor relativo de 1) en cada medida en los parámetros variados, y el resto corresponde al factor relativo al mínimo valor.

$$\text{Factor Relativo} = \frac{\text{Valor Medido (Profundidad de Falla; Volumen a Fallar)}}{\text{Valor Mínimo (Profundidad de Falla; Volumen a fallar)}} \quad (17)$$

Cabe destacar que, para el valor obtenido de profundidad de falla, este debe estar normalizado por el radio de la excavación, debido a que, para comparar estos valores entre todas las variaciones de los parámetros en estudio, estos difieren tanto en forma como en dimensión del gálbo, así que una normalización entregaría análisis óptimos y correlativos.

## 8. Resultados y Análisis

Con las consideraciones de la metodología, la zona de spalling es evidenciada en todos los modelos alrededor de la excavación, debido a que se consideraron todos los modelos inestables y con una alta probabilidad de ocurrencia de un estallido de rocas, pero para el caso de la visualización de esta zona en **el frente de avance, sólo es posible evidenciarla desde los 2000 [m] de profundidad en todos los modelos**. Una vez considerado lo anterior, se procede a describir y analizar los principales resultados obtenidos.

### 8.1. Variación de la dimensión del gálbo y su efecto en los estallidos de rocas.

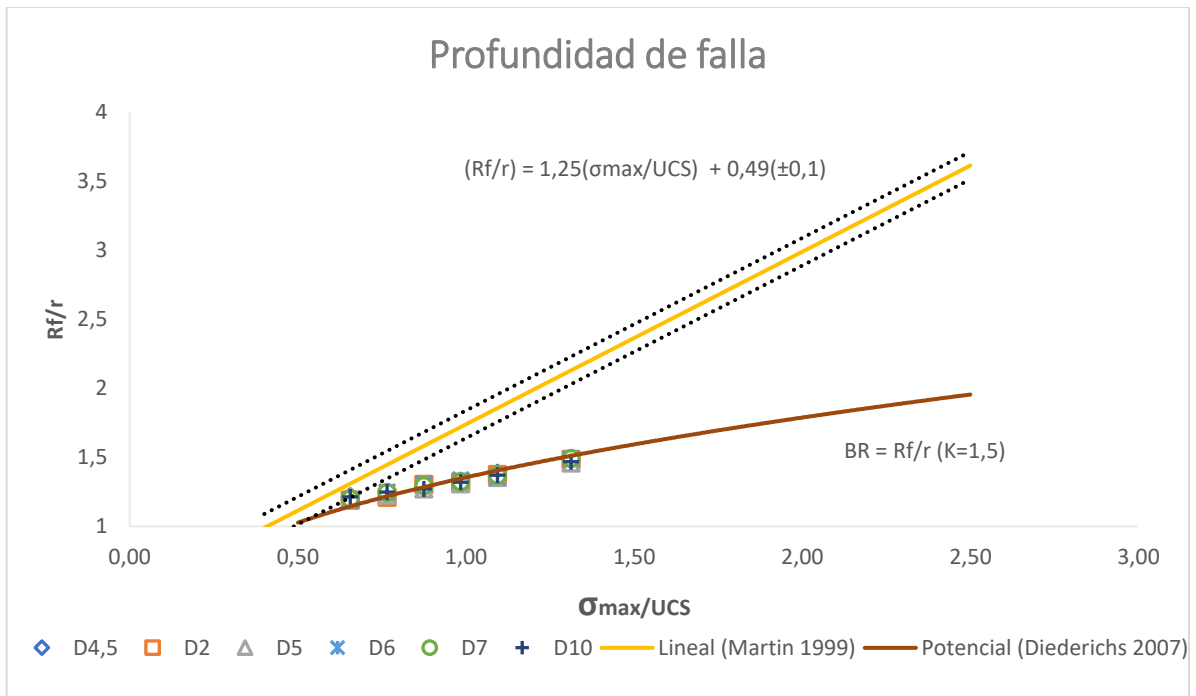
En la **Figura 21** correspondientes a la validación de los resultados con respecto a los modelos utilizados en este estudio se puede visualizar que no se aprecia una clara predominancia entre cada variación de diámetros en el gálbo, ajustándose de buena manera a la distribución de Diederichs 2007. Además, los diámetros de mayor dimensión como el diámetro 7 y 10 [m] obtuvieron las mayores profundidades de falla evidenciadas en la excavación.

En las **Figura 22 a Figura 24** correspondiente a los resultados por variación de la dimensión del gálbo en profundidad, la plastificación y zonas de spalling tiende a aumentar mientras aumenta el diámetro del gálbo, lo cual es esperable debido a que mientras más se vaya extrayendo un volumen de roca considerable, se encontrarán más puntos donde se puedan generar interacciones entre elementos de corte y/o tracción provocando un mayor desconfinamiento. Con relación a la profundidad de falla verificada en estas figuras, se sigue el mismo concepto visualizado para el frente de avance **Figura 23**, donde a un mayor diámetro se generan mayores profundidades de falla, tanto para el frente de avance como para los alrededores de la excavación, específicamente en el techo del túnel.

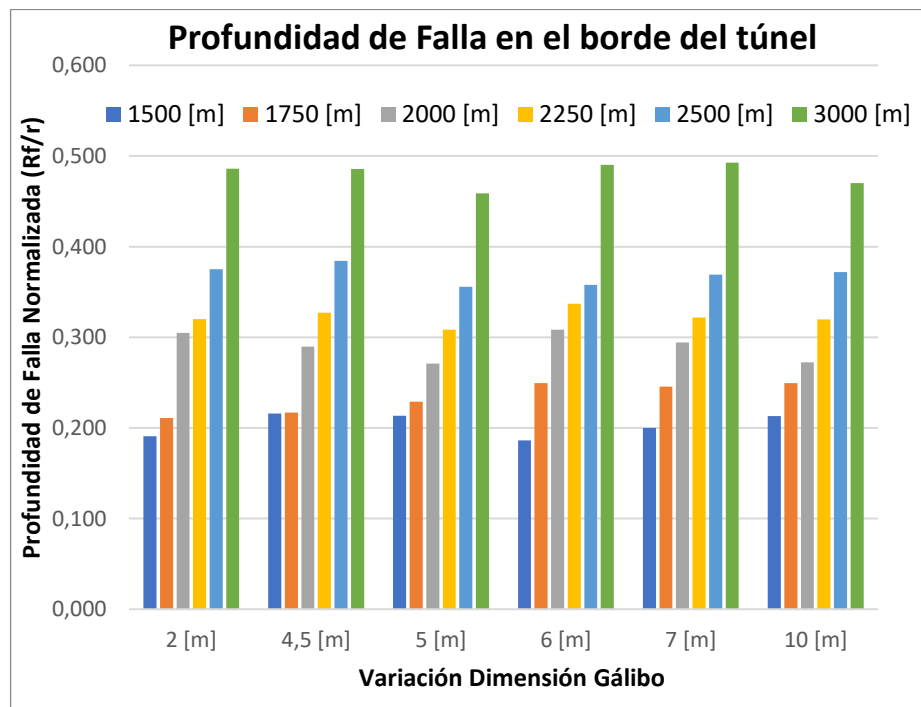
Queda mayormente visualizado en la agrupación de los resultados por variación del diámetro del gálbo en profundidad para la obtención del volumen de roca inestable visualizado en la **Figura 24** después de un eventual estallido de roca, a una mayor tasa de extracción de volumen (aumento en la dimensión del gálbo, diámetro) el potencial volumen inestable también aumenta. Es posible evidenciar una relación casi lineal con la variación del diámetro del gálbo, debido a que, si el diámetro aumenta al doble,



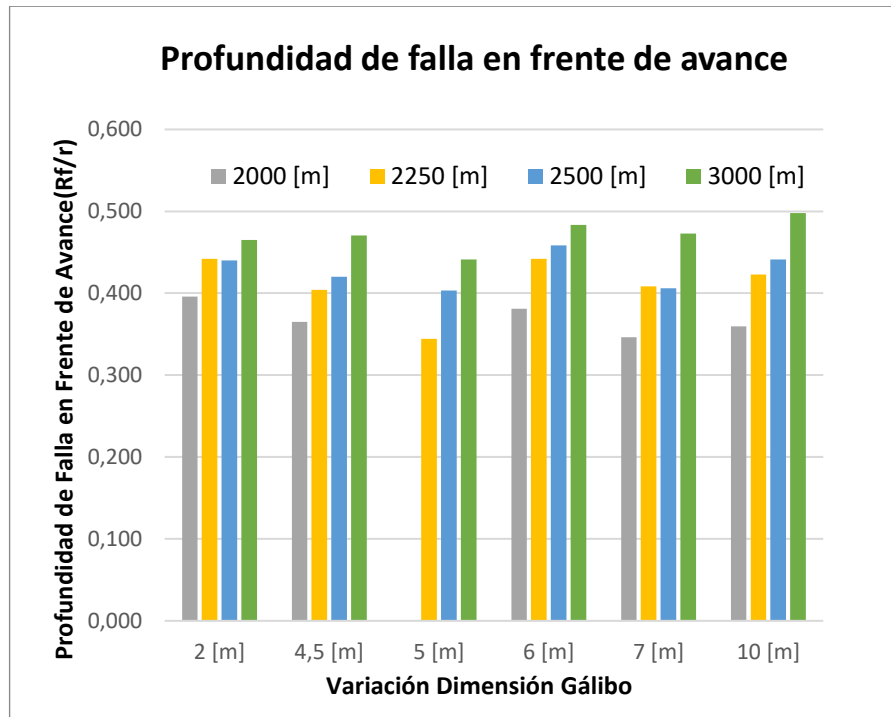
también lo hará el volumen, y se puede visualizar en la **Figura 24** y **Tabla 8** en la comparación del diámetro 5 [m] y el diámetro 10 [m].



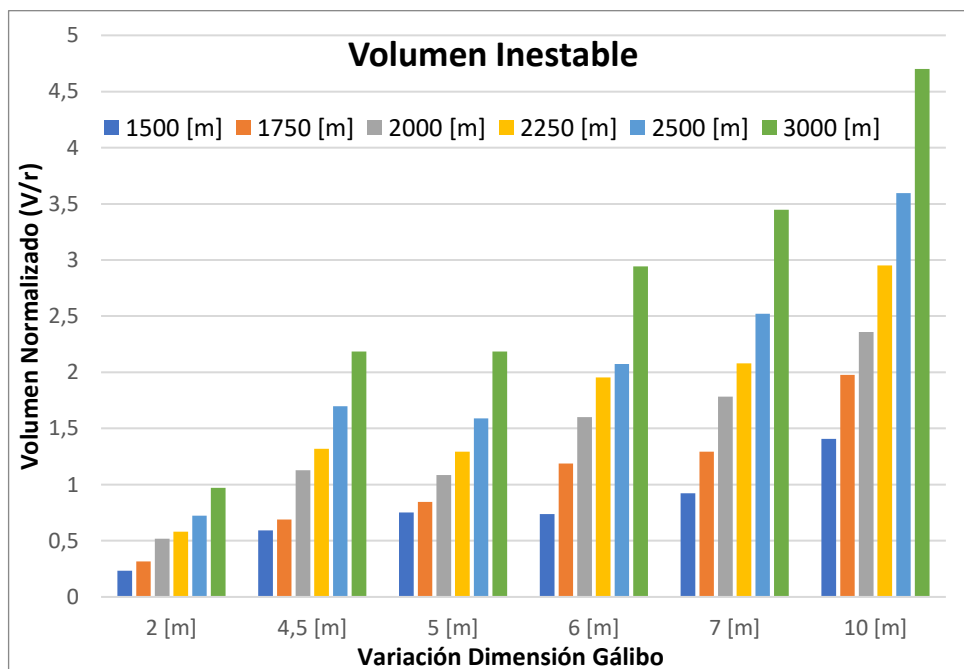
**Figura 21:** Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la dimensión del gálbo.



**Figura 22:** Profundidad de falla en el borde del túnel, por variación la dimensión del gálbo en profundidad.



**Figura 23: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la dimensión del gálbo en profundidad.**



**Figura 24: Volumen inestable por variación de la dimensión del gálbo en profundidad.**



**Tabla 8: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación del diámetro o dimensión del gálibo, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.**

Diámetro [m]	Profundidad [m]	Prof. Falla Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Factor Relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable
2	1500	0,191	0,233	1,03	1,00
4,5		0,216	0,593	1,16	2,55
5		0,214	0,752	1,15	3,23
6		0,186	0,737	1,00	3,16
7		0,2	0,923	1,08	3,96
10		0,213	1,407	1,15	6,04
2	1750	0,211	0,317	1,00	1,00
4,5		0,217	0,69	1,03	2,18
5		0,229	0,847	1,09	2,67
6		0,249	1,187	1,18	3,74
7		0,245	1,292	1,16	4,08
10		0,249	1,978	1,18	6,24
2	2000	0,305	0,518	1,13	1,00
4,5		0,29	1,129	1,07	2,18
5		0,271	1,084	1,00	2,09
6		0,308	1,602	1,14	3,09
7		0,294	1,784	1,08	3,44
10		0,272	2,36	1,00	4,56
2	2250	0,32	0,58	1,04	1,00
4,5		0,327	1,319	1,06	2,27
5		0,308	1,295	1,00	2,23
6		0,337	1,953	1,09	3,37
7		0,322	2,081	1,05	3,59
10		0,32	2,953	1,04	5,09
2	2500	0,375	0,725	1,05	1,00
4,5		0,384	1,697	1,08	2,34
5		0,356	1,591	1,00	2,19
6		0,358	2,073	1,01	2,86
7		0,369	2,52	1,04	3,48
10		0,372	3,596	1,04	4,96
2	3000	0,486	0,972	1,06	1,00
4,5		0,486	2,186	1,06	2,25
5		0,459	2,184	1,00	2,25
6		0,49	2,942	1,07	3,03
7		0,493	3,448	1,07	3,55
10		0,47	4,7	1,02	4,84



Se ha realizado un análisis cuantitativo dentro de la propia variación de la dimensión del gálibo en la obtención de la profundidad de falla al borde de la excavación con el objetivo de verificar qué variación en específico posee una mayor sensibilidad a los cambios en la profundidad de falla con respecto a la máxima profundidad de falla evidenciada, esta es verificada en la **Tabla 8** en la cual las profundidades a las que se sometió la variación de cada diámetro del gálibo, no se puede verificar de manera óptima qué diámetro sobresale por sobre los demás, debido a que las variaciones entre cada uno de estas es muy pequeña pero en su mayoría se encuentra desde el diámetro 6[m] al 10[m] con la mayor profundidad de falla. De lo anterior, deja en claro lo explicado en un principio, la relación directa entre la variación de la dimensión del gálibo y la profundidad de falla. Para el caso del volumen inestable, también se cumple la misma relación para la profundidad de falla, debido a que el diámetro 10 [m] seguida del de 7 [m] son las más sensibles a este criterio.

Se adjunta la **Tabla 9** que recopila la información de los mínimos y máximos en la profundidad de falla normalizada y el volumen inestable normalizado para la variación del diámetro, donde se evidencia lo explicado en los párrafos anteriores.

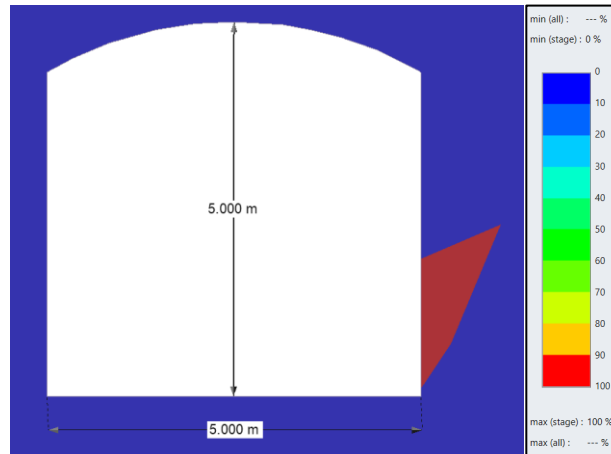
**Tabla 9: Resumen de la influencia de la variación del diámetro del gálibo en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel.**

Estimación	Profundidad de Falla Normalizada			Volumen Inestable Normalizado		
	Diámetro [m]	Profundidad [m]	Valor [m]	Diámetro [m]	Profundidad [m]	Valor [m]
<b>Mínimo</b>	2	1500	0,191	2	1500	0,233
<b>Máximo</b>	7	3000	0,493	10	3000	4,700



## 8.2. Variación de la forma del gálibo y su efecto en los estallidos de rocas.

En la **Figura 25** muestra un ejemplo de la plasticidad alrededor del borde de la excavación, donde en las distintas formas del gálibo, la zona de spalling tienden a depender de la suavidad del borde de la excavación, es decir, qué bordes de la excavación son más curvados que otros. A su vez, y es importante destacar que, al variar las formas del gálibo en las distintas profundidades, las no suavizadas (cuadrada y herradura) al no existir esfuerzos tan elevados, por ejemplo, a una profundidad de 1500 [m], las zonas de spalling se traducen en eventos de falla de menores proporciones que un estallido de roca propiamente tal, generando posibles cuñas o fallas planas en estos puntos donde la forma del gálibo no está suavizada.

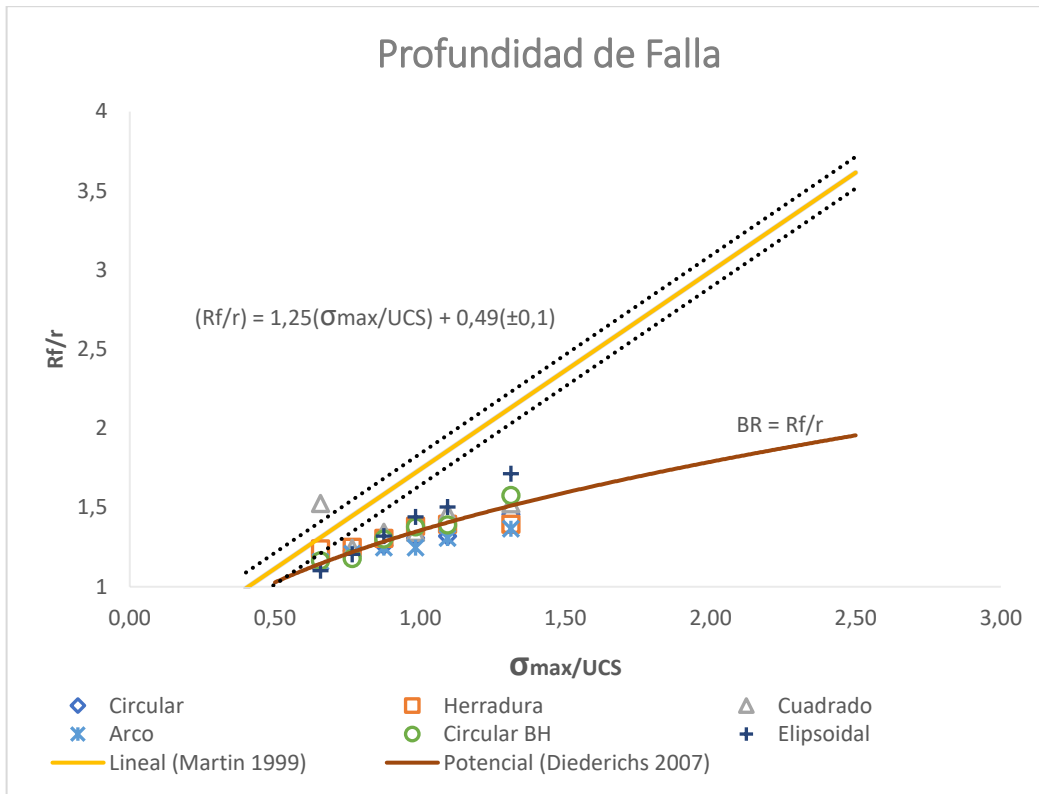


**Figura 25:** Evidencia de posible cuña o falla plana en forma del gálibo no suavizada (gálibo cuadrado).

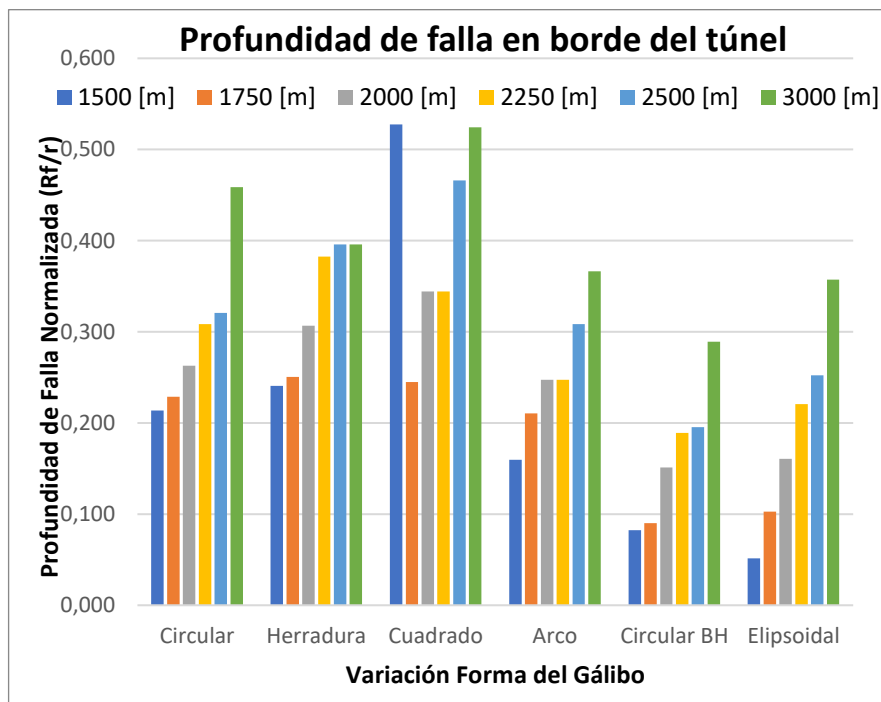
Volviendo al análisis propiamente tal de la zona de spalling y la profundidad de falla en la variación de la forma del gálibo, esta se muestra muy sensible a la mencionada suavidad del borde de la excavación como se explicaba anteriormente (gálibo cuadrado), pero poco sensible a las regiones suavizadas o redondeadas, como por ejemplo en el gálibo elipsoidal que obtuvo bajas profundidades de falla con relación a su tamaño (profundidad de falla normalizada por el radio de la excavación).

En la **Figura 26**, se puede visualizar al gálibo cuadrado con un ajuste a la curva pronunciada, distinta a las demás, evidenciando obtenciones de profundidad de falla altas en las profundidades bajas, a su vez, el ajuste para el gálibo elipsoidal entrega mayores pendientes en las curvas de los modelos utilizados en este estudio verificando también una importancia en esta forma del gálibo. Además, lo explicado con respecto a la sensibilidad a la suavidad de los bordes de la excavación queda evidenciado en las **Figura 27** a **Figura 29** correspondientes a la agrupación de los resultados por variación de la forma del gálibo en profundidad donde se verifica que las formas del gálibo no suavizadas obtienen mayores profundidades de falla.

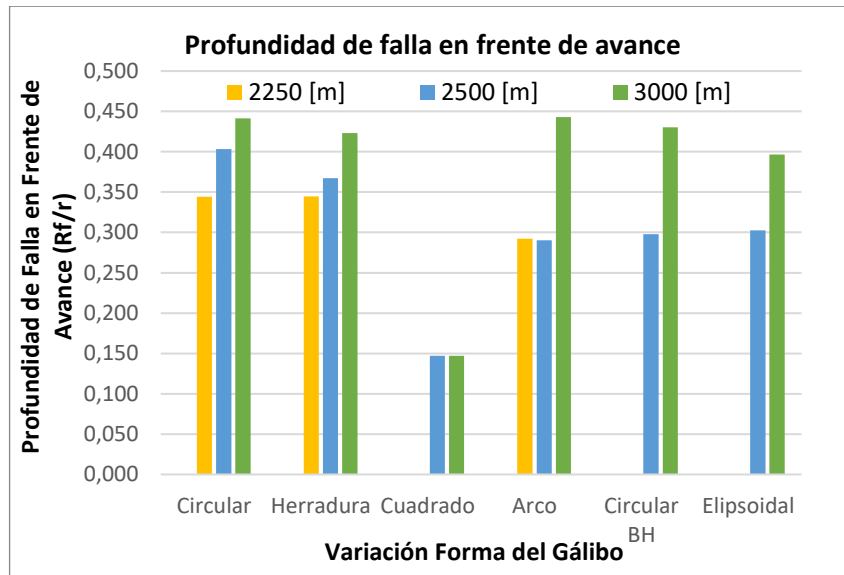
En la **Figura 28** se puede visualizar en el análisis para la profundidad de falla en el frente de avance, que se encuentra más sensible en el gálibo circular y herradura, además, esta comienza a visualizarse desde los 2250 [m] de profundidad, no evidenciando profundidades de falla en las profundidades de 2000[m] como se esperó en los resultados. Mientras que en la **Figura 29** para el análisis del volumen inestable esta es más sensible en el gálibo cuadrado y elipsoidal.



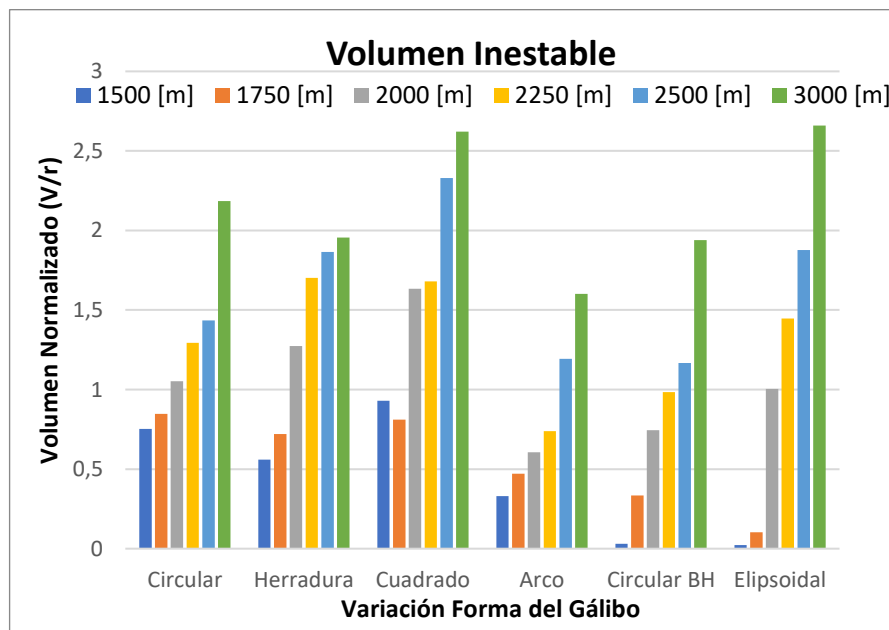
**Figura 26: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la forma del gálbo.**



**Figura 27: Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de la forma del gálbo en profundidad.**



**Figura 28:** Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la forma del gálibo en profundidad.



**Figura 29:** Volumen inestable por variación de la forma del gálibo en profundidad.

Realizando un análisis cuantitativo, se verificó en **Tabla 10**, donde es posible visualizar que el gálibo cuadrado obtuvo los mayores factores, evidenciando la obtención de las profundidades máximas en las profundidades de 1500 [m] para este gálibo. Para el caso del volumen inestable, posee la misma relación que para la profundidad de falla, encontrando al gálibo cuadrado como la más sensible. No obstante, al ir aumentando en profundidad desde los 2500 [m] se evidencia al gálibo elipsoidal con los mayores valores de volumen inestable. Como se ha explicado con anterioridad, estos resultados avalan lo analizado, debido a que el gálibo cuadrado es el menos suavizado que todas las demás formas, mientras



que la influencia del gálibo elipsoidal es explicada por la variación de los esfuerzos en las profundidades mayores.

**Tabla 10: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la forma del gálibo, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la Ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.**

Forma del Gálibo	Profundidad [m]	Prof. Falla Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Factor Relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable
Circular	1500	0,214	0,752	4,12	32,70
Herradura		0,241	0,561	4,63	24,39
Cuadrado		0,528	0,929	10,15	40,39
Arco		0,160	0,331	3,08	14,39
Circular BH		0,083	0,032	1,60	1,39
Elipsoidal		0,052	0,023	1,00	1,00
Circular	1750	0,229	0,847	2,54	8,22
Herradura		0,250	0,720	2,78	6,99
Cuadrado		0,245	0,811	2,72	7,87
Arco		0,210	0,471	2,33	4,57
Circular BH		0,090	0,334	1,00	3,24
Elipsoidal		0,103	0,103	1,14	1,00
Circular	2000	0,263	1,052	1,74	1,74
Herradura		0,307	1,274	2,03	2,11
Cuadrado		0,344	1,633	2,28	2,70
Arco		0,247	0,605	1,64	1,00
Circular BH		0,151	0,744	1,00	1,23
Elipsoidal		0,161	1,004	1,07	1,66
Circular	2250	0,308	1,295	1,63	1,75
Herradura		0,382	1,702	2,02	2,31
Cuadrado		0,344	1,679	1,82	2,28
Arco		0,247	0,738	1,31	1,00
Circular BH		0,189	0,984	1,00	1,33
Elipsoidal		0,221	1,447	1,17	1,96
Circular	2500	0,321	1,435	1,65	1,23
Herradura		0,396	1,865	2,03	1,60
Cuadrado		0,466	2,330	2,39	2,00
Arco		0,308	1,194	1,58	1,02
Circular BH		0,195	1,167	1,00	1,00
Elipsoidal		0,252	1,878	1,29	1,61
Circular	3000	0,459	2,184	1,59	1,36
Herradura		0,396	1,955	1,37	1,22
Cuadrado		0,524	2,622	1,81	1,64
Arco		0,366	1,602	1,27	1,00
Circular BH		0,289	1,940	1,00	1,21
Elipsoidal		0,357	2,660	1,24	1,66



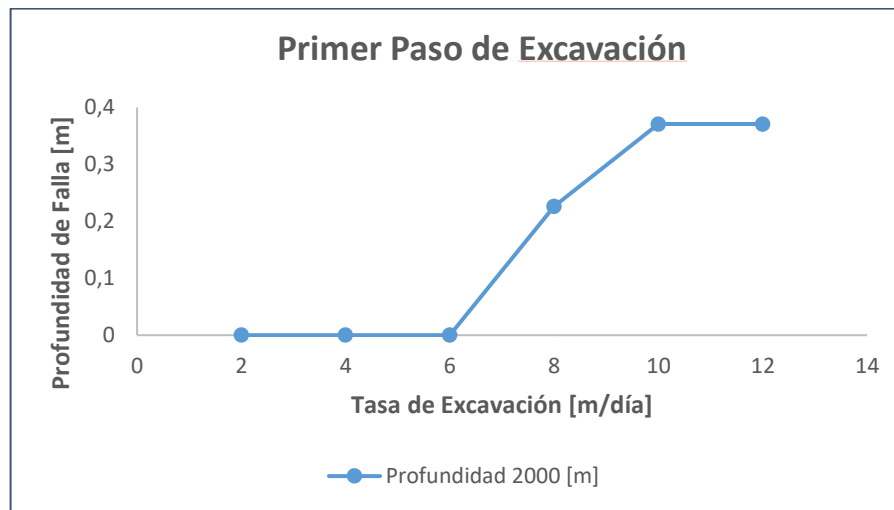
Se adjunta la **Tabla 11** que recopila la información de los mínimos y máximos en la profundidad de falla normalizada y el volumen inestable normalizado para la variación de la forma del gálibo, donde se evidencia lo explicado en los párrafos anteriores, además se evidencia que a pesar de no obtener las mayores variaciones en la obtención de los datos para la profundidad de falla y el volumen, se destaca al gálibo elipsoidal que obtuvo las menores profundidades de falla y la mayor cantidad de volumen inestable en profundidades de los 1500 [m] en el caso mínimo para la profundidad de falla y a 3000 [m] en el caso máximo para el volumen.

**Tabla 11: Resumen de la influencia de la variación de la forma del gálibo en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel.**

Estimación	Profundidad de Falla Normalizada			Volumen Inestable Normalizado		
	Forma del Gálibo	Profundidad [m]	Valor [m]	Forma del Gálibo	Profundidad [m]	Valor [m]
Mínimo	Elipsoidal	1500	0,052	Elipsoidal	1500	0,023
Máximo	Cuadrado	1500	0,528	Elipsoidal	3000	2,660

### 8.3. Variación de la tasa de excavación y su efecto en los estallidos de rocas.

En la **Figura 30** correspondiente a la generación de profundidad de falla en cada variación de tasa de extracción, se determina una influencia en los comienzos de cada modelo en la estimación de la profundidad de falla, por ejemplo, en una misma profundidad de 2000[m] la generación de profundidad de falla, en la variación de 2, 4 y 6 [m/día], no generan profundidades de falla en el primer paso de excavación. Lo anterior, determina que mientras mayor es la tasa de excavación se generarían cantidades menores de profundidad de falla en los comienzos de cada excavación hasta cierto límite o umbral (6 [m/día]). Así, este umbral se asemeja a una condición operacional en el cual se estima como un límite seguro en el que no se pone en riesgo la continuidad operacional de construcción de una obra minera.



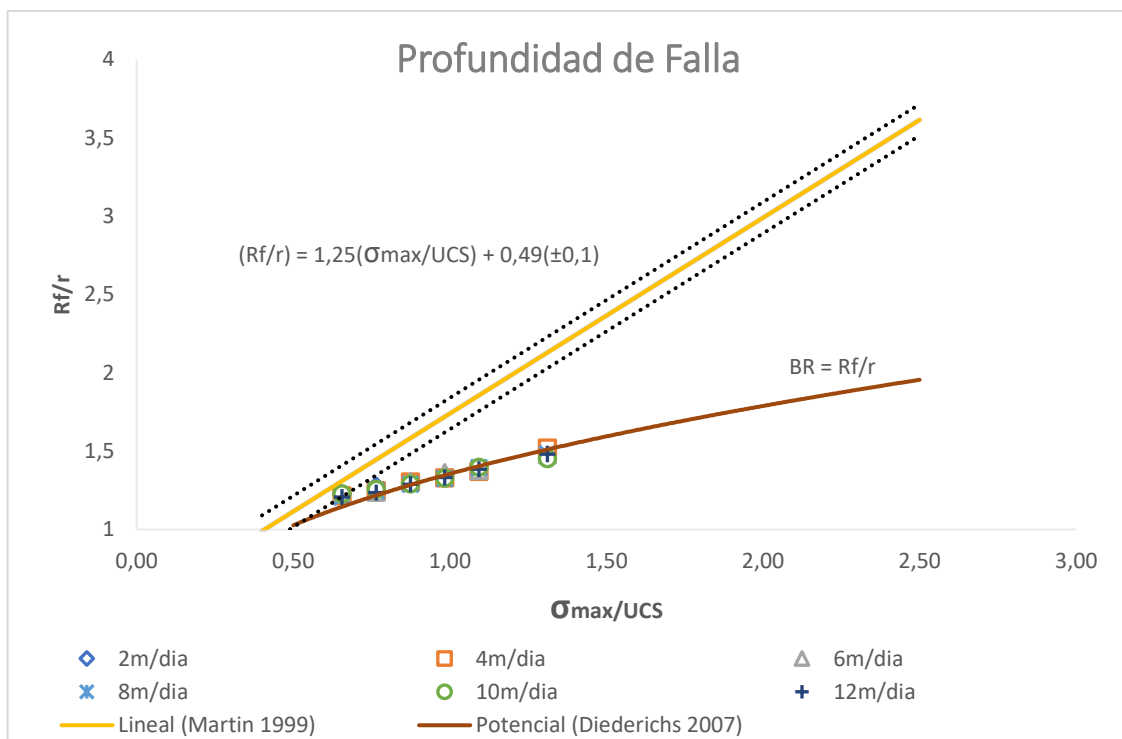
**Figura 30: Profundidad de Falla en cada Tasa de Excavación.**

Volviendo al análisis propiamente tal de la zona de spalling y la profundidad de falla en la variación de la tasa de extracción, en la **Figura 31** no es posible visualizar una tendencia directa o indirecta en cuanto a los resultados, debido a su buen ajuste al modelo utilizado en este estudio Diederich 2007. No obstante, visualizando las **Figura 32** a **Figura 34** correspondientes a la agrupación de resultados se puede notar

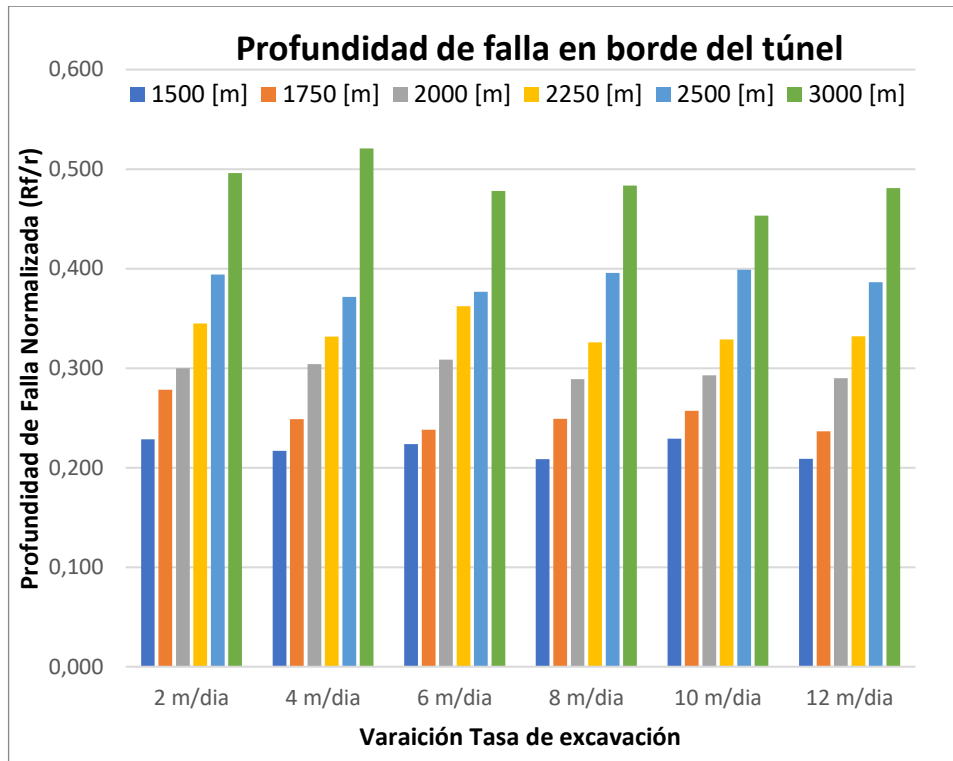


que en la variación de 2 y 4 [m/día] se obtuvieron mayores profundidades de falla. A su vez, queda expresado en la **Tabla 12**, donde se agrupan los ajustes de los resultados obtenidos en esta variación a los modelos utilizados en este estudio, evidenciando mayores pendientes en estas dos últimas variaciones mencionadas.

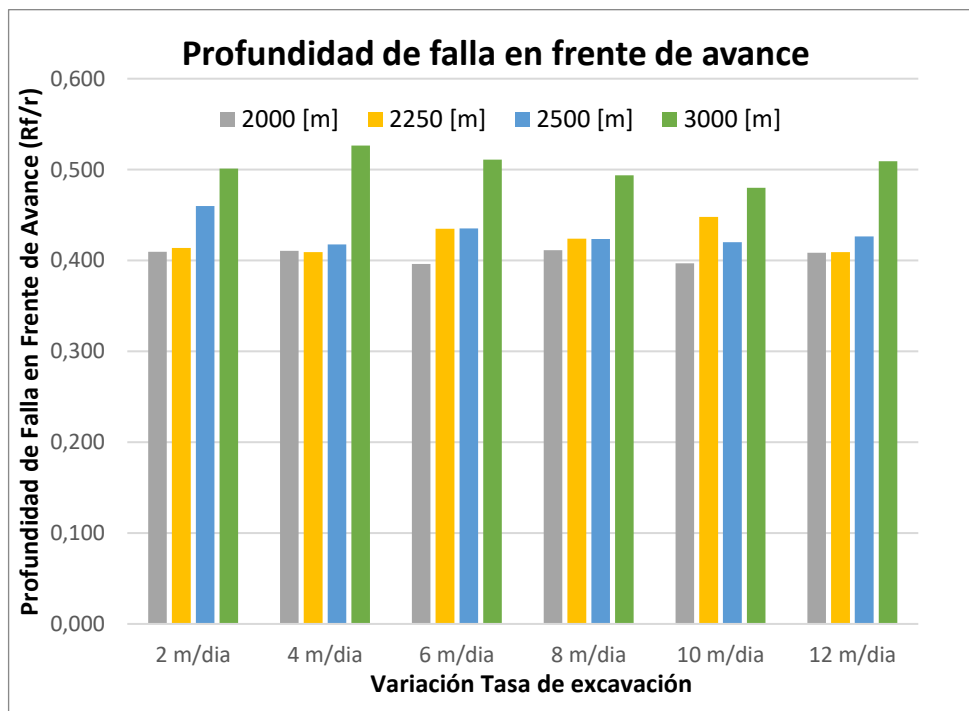
Realizando un análisis cualitativo, al igual que para las anteriores variaciones de diámetro del gálbo, no se puede verificar de manera óptima qué variación de tasa de excavación sobresale por sobre las demás, debido a que las variaciones entre cada uno de estas son muy pequeñas, pero en su mayoría se encuentra desde 4[m/día] a la 6[m/día] con las mayores profundidades de falla. Lo mismo ocurre en el caso del volumen inestable, encontrando a la variación 4[m/día] a la más sensible. Lo anterior mencionado es posible evidenciarlo en la **Tabla 12**, correspondiente a la agrupación de los factores relativos.



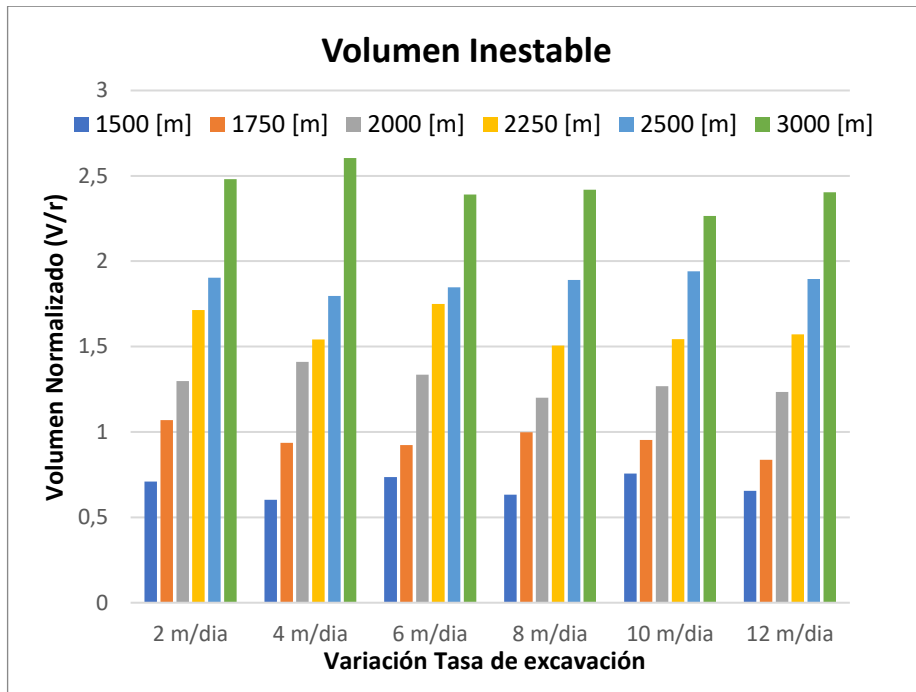
**Figura 31: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la tasa de excavación.**



**Figura 32:** Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de la tasa de excavación en profundidad.



**Figura 33:** Profundidad de falla en el frente de avance por variación de la tasa de excavación en profundidad.



**Figura 34: Volumen inestable por variación de la tasa de excavación en profundidad.**



**Tabla 12: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la tasa de excavación, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la Ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.**

Tasa de excavación [m/día]	Profundidad [m]	Prof. Falla Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Factor Relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable
2	1500	0,228	0,709	1,10	1,17
4		0,217	0,604	1,04	1,00
6		0,224	0,737	1,08	1,22
8		0,208	0,633	1,00	1,05
10		0,229	0,756	1,10	1,25
12		0,209	0,655	1,00	1,08
2	1750	0,278	1,070	1,18	1,28
4		0,249	0,936	1,06	1,12
6		0,238	0,924	1,01	1,11
8		0,249	0,999	1,06	1,19
10		0,257	0,953	1,09	1,14
12		0,236	0,836	1,00	1,00
2	2000	0,300	1,299	1,04	1,08
4		0,304	1,410	1,05	1,17
6		0,308	1,336	1,07	1,11
8		0,289	1,201	1,00	1,00
10		0,293	1,268	1,01	1,06
12		0,290	1,234	1,00	1,03
2	2250	0,345	1,714	1,06	1,14
4		0,332	1,542	1,02	1,02
6		0,362	1,750	1,11	1,16
8		0,326	1,506	1,00	1,00
10		0,329	1,544	1,01	1,03
12		0,332	1,572	1,02	1,04
2	2500	0,394	1,903	1,06	1,06
4		0,372	1,796	1,00	1,00
6		0,377	1,848	1,01	1,03
8		0,396	1,890	1,06	1,05
10		0,399	1,941	1,07	1,08
12		0,386	1,895	1,04	1,06
2	3000	0,496	2,480	1,09	1,09
4		0,521	2,604	1,15	1,15
6		0,478	2,390	1,06	1,05
8		0,484	2,418	1,07	1,07
10		0,453	2,266	1,00	1,00
12		0,481	2,404	1,06	1,06



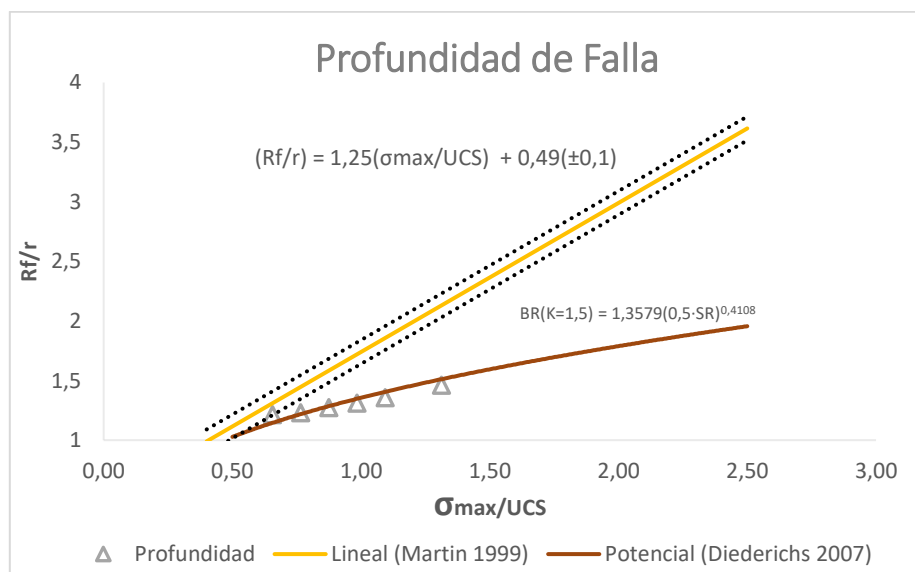
Se adjunta la **Tabla 13** que recopila la información de los mínimos y máximos en la profundidad de falla normalizada y el volumen inestable normalizado para la variación de la tasa de excavación, donde se evidencia lo explicado en los párrafos anteriores, además se evidencia que a pesar de no obtener las mayores variaciones en la obtención de los datos para la profundidad de falla y el volumen, se destaca a la variación 8 [m/día] que obtuvo las menores profundidades de falla en los 1500 [m], y a la variación 4 [m/día] que obtuvo la mayor profundidad de falla y volumen en los 3000 [m] de profundidad.

**Tabla 13: Resumen de la influencia de la variación de la tasa de excavación en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel.**

Estimación	Profundidad de Falla Normalizada			Volumen Inestable Normalizado		
	Tasa [m/día]	Profundidad [m]	Valor [m]	Tasa [m/día]	Profundidad [m]	Valor [m]
<b>Mínimo</b>	8	1500	0,208	4	1500	0,604
<b>Máximo</b>	4	3000	0,521	4	3000	2,604

#### 8.4. Variación de la profundidad, la razón de los esfuerzos y sus efectos en los estallidos de rocas.

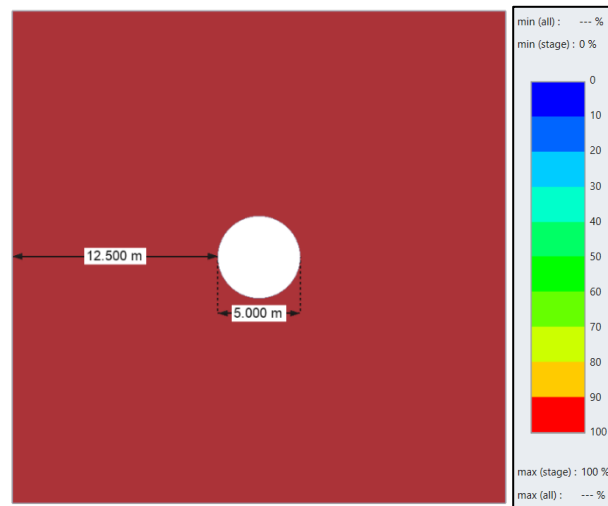
Para el caso de la incorporación de variabilidad de la profundidad, sólo es posible estimarla en su propia variación, debido a que no es posible realizar lo mismo que para las otras variables de estudio, en la variación de profundidad a 1500, 1750, 2000, 2250, 2500 y 3000 [m]. Por lo que el análisis para esta variable es simple y se determina una relación directa con la profundidad de falla, debido a que mientras mayor es la profundidad a la que se somete la excavación, mayor será su profundidad de falla, esto es posible evidenciarlo solamente en la **Figura 35**, e incluso se asemeja a una relación casi lineal con los datos estimados, determinando que, si la profundidad aumenta al doble de su valor, también lo hará la profundidad de falla.



**Figura 35: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para la tasa de excavación.**



Siguiendo con el mismo análisis que para los parámetros anteriores, la plastificación o zona de spalling evidenciada crece a medida que la razón de esfuerzos aumenta, lo cual es esperable debido a que esta razón impacta netamente en los esfuerzos en los sectores alrededor de la excavación, de manera en que  $K$  aumenta, los esfuerzos lo harán y la profundidad de falla también evidenciando la relación directa entre esta variable y la profundidad de falla. Al aplicar la variación de este parámetro de estudio en profundidad, esta es muy sensible a esta propia variación, evidenciando ocasiones para un  $K = 3,5$  y  $K = 4$  en profundidades desde los 2500 [m] completa falla en los modelos, se presenta la **Figura 36** que evidencia lo último mencionado. Estos valores obtenidos en completa falla se omitieron en los análisis de validación de los modelos debido a que no es posible evidenciar el crecimiento paulatino de la profundidad de falla, ya que, al colocar el máximo valor de falla en el modelo, cambiaría los análisis.



**Figura 36: Evidencia de total Falla para  $K=3,5$  y  $K=4$  desde los 2500 [m] de profundidad.**

Estos análisis para la profundidad de falla, también se cumplen de la misma manera para la profundidad de falla en el frente de avance y también se sigue la misma relación en el volumen inestable. Todo lo anterior mencionado, se puede visualizar de mejor manera, en las **Figura 37** a **Figura 40** correspondientes a la validación de los resultados con respecto a los modelos utilizados en este estudio y a la agrupación de estos por variación de la razón de esfuerzos  $K$  en profundidad. En la **Figura 37** es posible evidenciar que para  $K = 3, 3,5$  y  $4$ , existen valores alejados de las curvas de los modelos, esto se explica debido a que, al aumentar el valor de  $K$ , los esfuerzos lo hacen de la misma manera, aumentando el valor de  $\sigma_{max}$  y a su posterior razón con el UCS. Para este análisis se extendió esta razón hasta 3 en todos los modelos utilizados en este estudio, Martin 1999 y Diederichs 2007.

Realizando un análisis cuantitativo, se verificó qué variación de la razón de los esfuerzos  $K$  es más sensible a la profundidad de falla. Esta variación es verificada en la **Tabla 14**, donde es posible visualizar que la variación  $K = 3,5$  y  $K = 4$  obtuvieron los mayores factores, evidenciando la obtención de las profundidades de fallas máximas en la profundidad de 3000 [m].

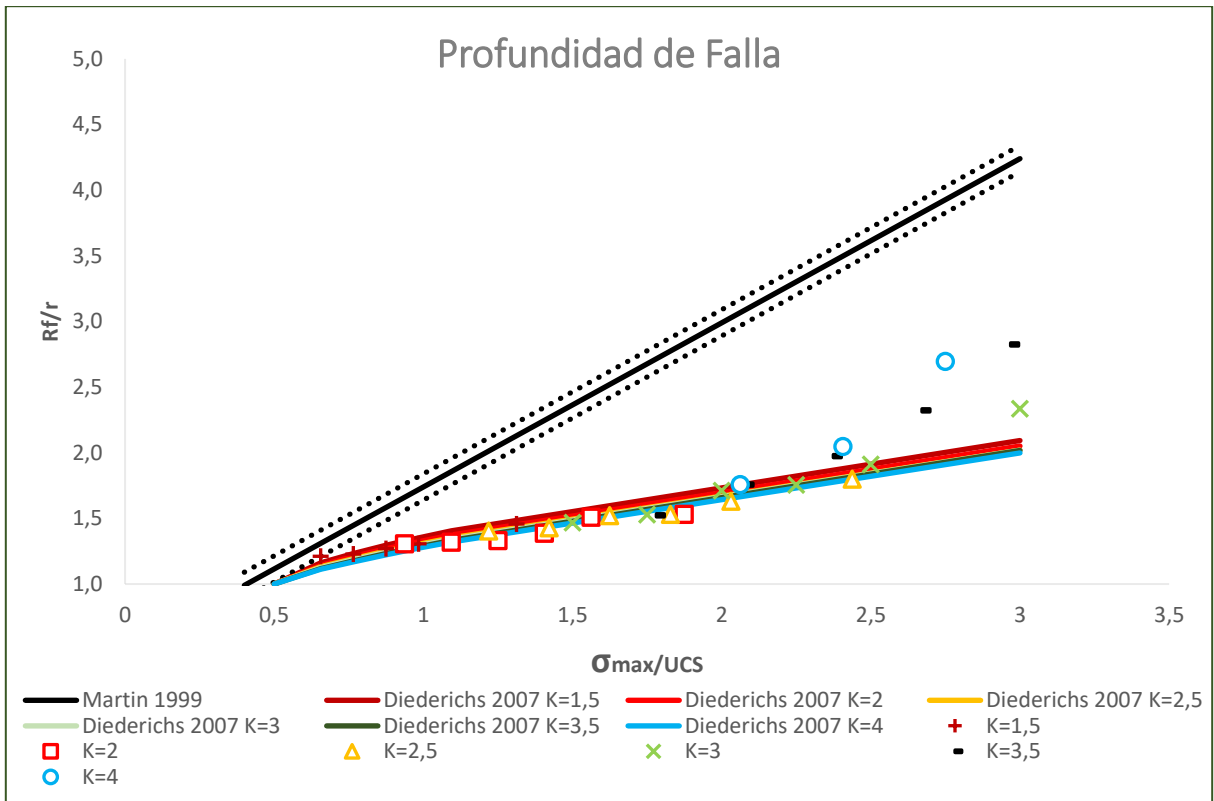


Figura 37: Validación de los modelos con respecto a la teoría utilizada en este estudio para K.

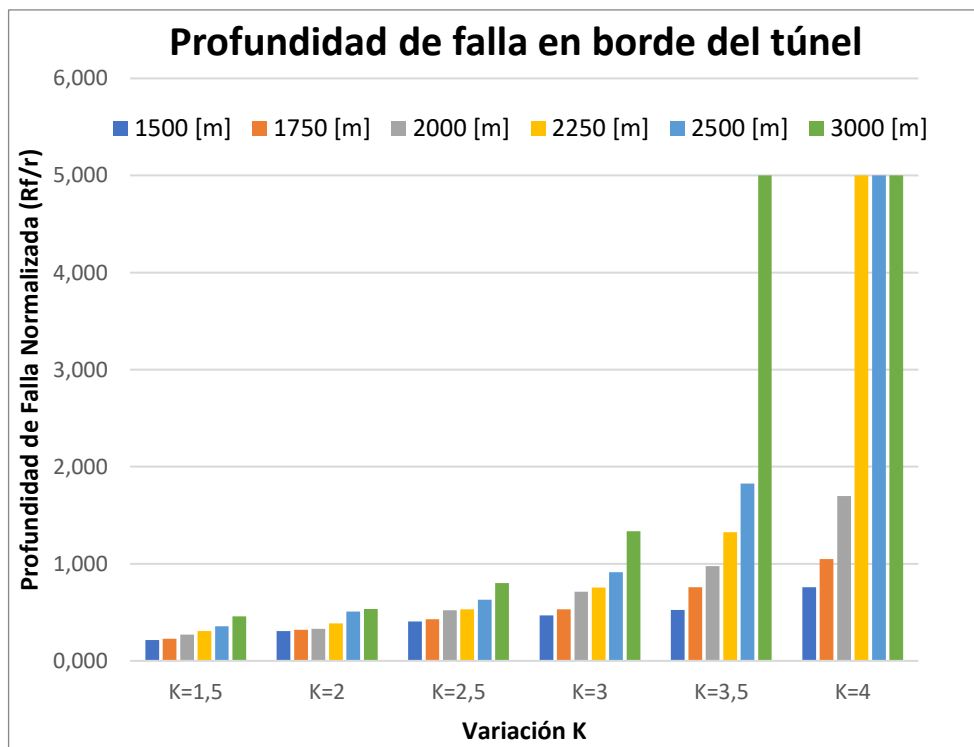
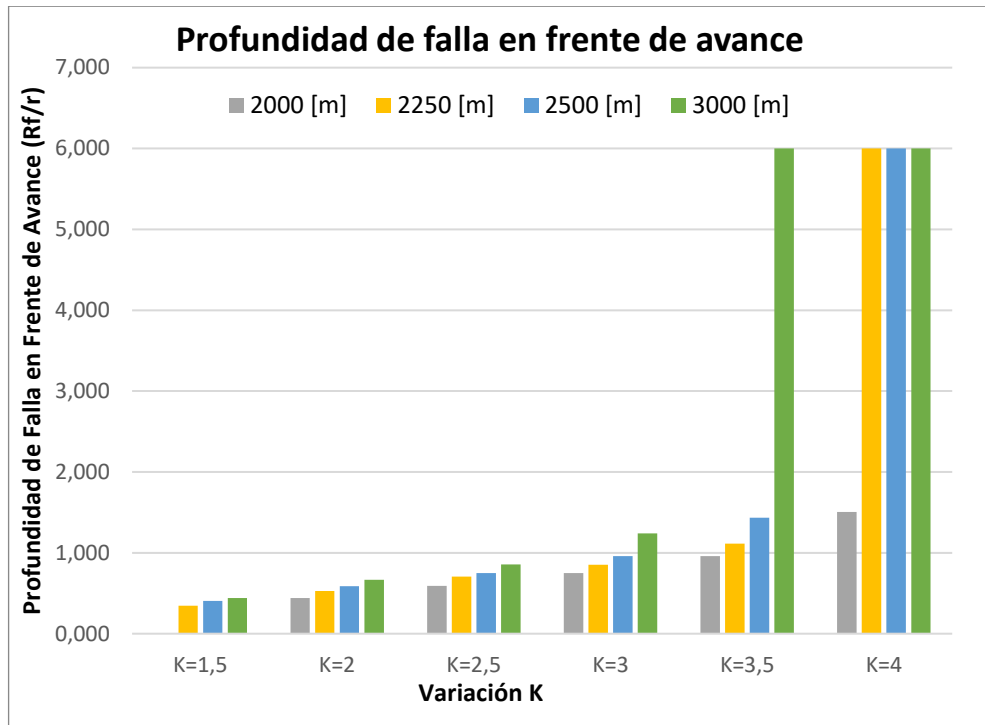
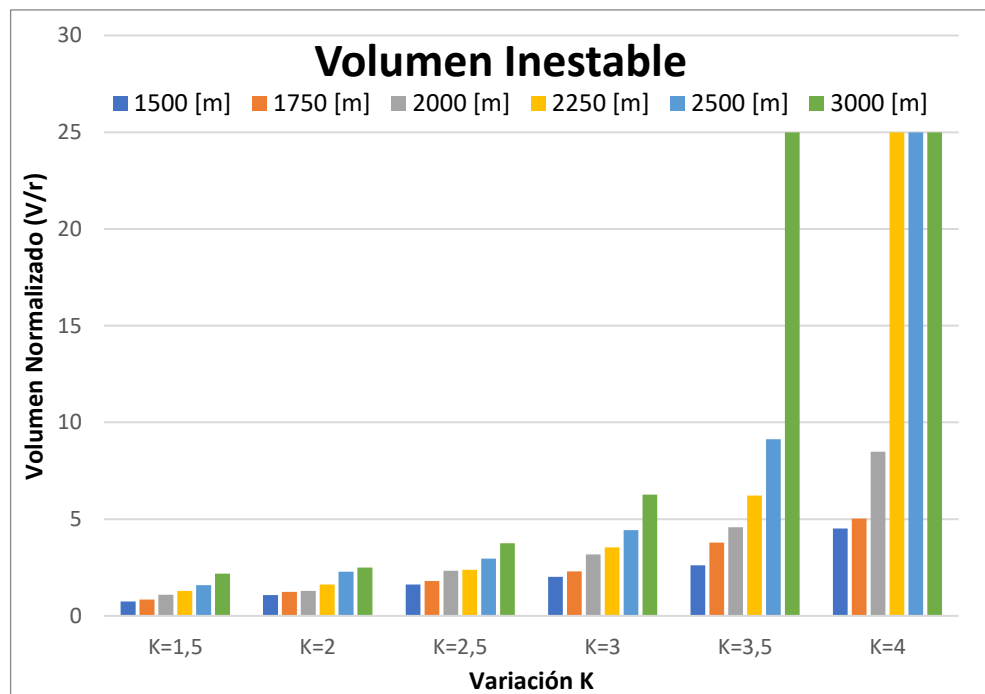


Figura 38: Profundidad de falla en el borde del túnel por variación de K en profundidad.



**Figura 39: Profundidad de falla en el frente de avance por variación de K en profundidad.**



**Figura 40: Volumen inestable por variación de K en profundidad.**



**Tabla 14: Profundidad de falla y volumen inestable en el borde del túnel, de la variación de la razón de esfuerzos K, junto a los factores relativos respecto a sus valores estimados con la ecuación 17, destacando el mayor valor por estimación en color verde.**

K	Profundidad [m]	Prof. Falla Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Factor Relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable
1,5	1500	0,214	0,752	1,00	1,00
2		0,308	1,078	1,44	1,43
2,5		0,405	1,619	1,89	2,15
3		0,469	2,013	2,19	2,68
3,5		0,524	2,622	2,45	3,49
4		0,759	4,521	3,55	6,01
1,5	1750	0,229	0,847	1,00	1,00
2		0,319	1,235	1,39	1,46
2,5		0,429	1,803	1,87	2,13
3		0,530	2,295	2,31	2,71
3,5		0,759	3,796	3,31	4,48
4		1,048	5,026	4,58	5,93
1,5	2000	0,271	1,084	1,00	1,00
2		0,332	1,284	1,23	1,18
2,5		0,522	2,334	1,93	2,15
3		0,712	3,183	2,63	2,94
3,5		0,976	4,584	3,60	4,23
4		1,697	8,486	6,26	7,83
1,5	2250	0,308	1,295	1,00	1,00
2		0,388	1,628	1,26	1,26
2,5		0,532	2,384	1,73	1,84
3		0,756	3,547	2,45	2,74
3,5		1,325	6,218	4,30	4,80
4		5,000	25,000	16,23	19,31
1,5	2500	0,356	1,591	1,00	1,00
2		0,510	2,280	1,43	1,43
2,5		0,632	2,963	1,78	1,86
3		0,912	4,427	2,56	2,78
3,5		1,826	9,128	5,13	5,74
4		5,000	25,000	14,04	15,71
1,5	3000	0,459	2,184	1,00	1,00
2		0,533	2,500	1,16	1,14
2,5		0,800	3,760	1,74	1,72
3		1,335	6,266	2,91	2,87
3,5		5,000	25,000	10,89	11,45
4		5,000	25,000	10,89	11,45



Se adjunta la **Tabla 15** que recopila la información de los mínimos y máximos en la profundidad de falla normalizada y el volumen inestable normalizado para la variación de la tasa de excavación, donde se evidencia lo explicado en los párrafos anteriores. Se destaca, además, los valores mínimos obtenidos para la profundidad de falla y el volumen, donde se estimó la variación  $K = 1,5$  en la profundidad de 1500 [m].

**Tabla 15: Resumen de la influencia de la variación de K en la profundidad de falla y el volumen inestable en el borde del túnel.**

Estimación	Profundidad de Falla Normalizada			Volumen Inestable Normalizado		
	K	Profundidad [m]	Valor[m]	K	Profundidad [m]	Valor [m]
Mínimo	1,5	1500	0.214	1,5	1500	0,752
Máximo	4	3000	5	4	3000	25



## 9. Resumen de Resultados en la Influencia de los Parámetros.

Se ha determinado el propio análisis de sensibilidad por parámetro, pero es importante e interesante el poder analizar en todo su conjunto y a modo de resumen, para ver cuál de estos es más sensible que otro a la profundidad de falla y a su posterior desencadenamiento a un estallido de rocas. Para poder cumplir con lo anterior mencionado, se ha generado las siguientes tablas de datos (**Tabla 16** y

**Tabla 17**) que agrupa todas las variables que han sido variadas en las distintas profundidades de 1500, 1750, 2000, 2250, 2500 y 3000 [m], tomando los 2 casos extremos a 1500 y 3000[m] para poder comparar todas las variables entre sí y determinar de forma cualitativa y cuantitativa el orden de los parámetros.

**Tabla 16: Resultados de la variación de todos los parámetros de estudio en 1500 [m] incluyendo los factores relativos estimados con la ecuación 17 con escala de colores escalonada desde naranja (menores factores relativos) a verde (mayores factores relativos).**

Variable	Profundidad [m]	Prof. Falla en borde del túnel Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Prof. Falla en Frente de Avance Normalizada	Factor relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable	Factor Relativo Prof. Falla Frente de Avance
D2 [m]	1500	0,191	0,233	0,000	3,67	10,13	0,00
D4,5 [m]		0,216	0,593	0,000	4,15	25,78	0,00
D5 [m]		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
D6 [m]		0,186	0,737	0,000	3,58	32,04	0,00
D7 [m]		0,200	0,923	0,000	3,85	40,13	0,00
D10 [m]		0,213	1,407	0,000	4,10	61,17	0,00
2 [m/día]		0,228	0,709	0,000	4,38	30,83	0,00
4 [m/día]		0,217	0,604	0,000	4,17	26,26	0,00
6 [m/día]		0,224	0,737	0,000	4,31	32,04	0,00
8 [m/día]		0,208	0,633	0,000	4,00	27,52	0,00
10 [m/día]		0,229	0,756	0,000	4,40	32,87	0,00
12 [m/día]		0,209	0,655	0,000	4,02	28,48	0,00
Circular		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
Herradura		0,241	0,561	0,000	4,63	24,39	0,00
Cuadrado		0,528	0,929	0,000	10,15	40,39	0,00
Arco		0,160	0,331	0,000	3,08	14,39	0,00
Circular BH		0,083	0,032	0,000	1,60	1,39	0,00
Elipsoidal		0,052	0,023	0,000	1,00	1,00	0,00
K=1,5		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
K=2		0,308	1,078	0,000	5,92	46,87	0,00
K=2,5	0,405	1,619	0,000	7,79	70,39	0,00	
K=3	0,469	2,013	0,000	9,02	87,52	0,00	
K=3,5	0,524	2,622	0,000	10,08	114,00	0,00	
K=4	0,759	4,521	0,000	14,60	196,57	0,00	



**Tabla 17: Resultados de la variación de todos los parámetros de estudio en 3000 [m] incluyendo los factores relativos estimados con la ecuación 17 con escala de colores escalonada desde naranja (menores factores relativos) a verde (mayores factores relativos).**

Variable	Profundidad [m]	Prof. Falla en borde del túnel Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Prof. Falla en Frente de Avance Normalizada	Factor relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen Inestable	Factor Relativo Prof. Falla Frente de Avance
D2 [m]	3000	0,486	0,972	0,465	1,68	1,00	3,16
D4,5 [m]		0,486	2,186	0,471	1,68	2,25	3,20
D5 [m]		0,459	2,184	0,441	1,59	2,25	3,00
D6 [m]		0,490	2,942	0,483	1,70	3,03	3,29
D7 [m]		0,493	3,448	0,473	1,71	3,55	3,22
D10 [m]		0,470	4,700	0,498	1,63	4,84	3,39
2 [m/día]		0,496	2,480	0,501	1,72	2,55	3,41
4 [m/día]		0,521	2,604	0,526	1,80	2,68	3,58
6 [m/día]		0,478	2,390	0,511	1,65	2,46	3,48
8 [m/día]		0,484	2,418	0,494	1,67	2,49	3,36
10 [m/día]		0,453	2,266	0,480	1,57	2,33	3,27
12 [m/día]		0,481	2,404	0,509	1,66	2,47	3,46
Circular		0,459	2,184	0,441	1,59	2,25	3,00
Herradura		0,396	1,955	0,423	1,37	2,01	2,88
Cuadrado		0,524	2,622	0,147	1,81	2,70	1,00
Arco		0,366	1,602	0,443	1,27	1,65	3,01
Circular BH		0,289	1,940	0,430	1,00	2,00	2,93
Elipsoidal		0,357	2,660	0,397	1,24	2,74	2,70
K=1,5		0,459	2,184	0,441	1,59	2,25	3,00
K=2		0,533	2,500	0,666	1,84	2,57	4,53
K=2,5	0,800	3,760	0,857	2,77	3,87	5,83	
K=3	1,335	6,266	1,240	4,62	6,45	8,44	
K=3,5	5,000	25,000	6,000	17,30	25,72	40,82	
K=4	5,000	25,000	6,000	17,30	25,72	40,82	

La consideración de los factores relativos de la **Tabla 16 y 17**, al igual que para cada parámetro en estudio en particular, ha sido determinada como la variación desde el mínimo valor evidenciado, tanto para la profundidad de falla, la profundidad de falla en el frente de avance y para el volumen inestable.

Al considerar los dos casos extremos en la variación de todas los parámetros de estudio, en el caso de la obtención de la profundidad de falla en el frente de avance, como se ha explicado en apartados anteriores, esta comienza a evidenciarse desde la profundidad variada de 2000 [m] aunque podría haberse considerado en esta ocasión, para este análisis en particular, no difiere en cuanto a los resultados y su



sensibilidad respecto a la profundidad de falla o al volumen inestable, por lo que se consideró, para la profundidad de falla en el frente de avance, su sensibilidad en la profundidad de 3000 [m].

En la visualización de la **Tabla 18**, se ha determinado que el orden de sensibilidad a la profundidad de falla y a un posterior desencadenamiento de un estallido de rocas, queda determinado de la siguiente manera:

**Tabla 18: Orden de parámetros de estudio en cuanto a su sensibilidad a la profundidad de falla en el borde del túnel y frente de avance, y al volumen inestable.**

Estimación		Orden Parámetro	Profundidad 1500 [m]		Profundidad 3000 [m]	
			Valor	Factor Relativo	Valor	Factor Relativo
Profundidad de Falla Normalizada	En borde del túnel	Dimensión del gálibo	0,22	1,00	0,49	1,00
		Tasa de excavación	0,23	1,06	0,52	1,06
		Forma del gálibo	0,53	2,44	0,52	1,06
		K	0,76	<b>3,51</b>	6,00	<b>12,17</b>
	En frente de avance	Forma del gálibo	0,00	0,00	0,44	1,00
		Dimensión del gálibo	0,00	0,00	0,50	1,12
		Tasa de excavación	0,00	0,00	0,53	1,19
		K	0,00	0,00	6,00	<b>13,54</b>
Volumen Inestable Normalizado	Tasa de excavación	0,76	1,00	2,60	1,00	
	Forma del gálibo	0,93	1,23	2,66	1,02	
	Dimensión del gálibo	1,41	1,86	4,70	1,80	
	K	4,52	<b>5,98</b>	30,00	<b>11,52</b>	

En la **Tabla 18** se puede analizar que el parámetro K es el más sensible que cualquier otro parámetro, lo cual se hace interesante descubrir cómo se comportarían los demás parámetros entre sí, sacando al parámetro K del análisis, debido a que, entre la forma del gálibo, la tasa de excavación y la dimensión del gálibo, la diferencia porcentual desde los máximos valores evidenciados, no es muy alta en comparación a cada una de estas últimas con el parámetro K, que obtuvo los máximos valores en todos los resultados. De igual manera, se generó este orden comparativo que permitiría generar una ayuda en pruebas de campo, en la visualización de importancias entre los distintos parámetros de estudio en la generación de excavaciones subterráneas profundas.



## 10. Discusiones

La profundidad de falla es lo que se obtuvo primordialmente en el desarrollo de esta memoria de título, fue vinculada con la estimación de la plasticidad, alrededor de una excavación dispuesta en el desarrollo de un modelo numérico en el software RS3 de RocScience. Esta medición permite analizar la influencia de cada uno de los parámetros de estudio, donde se espera que, a una mayor profundidad de falla, mayores sean las variaciones de cada uno de estos parámetros en la estimación de un estallido. Los modelos que vinculan la profundidad de falla a un acercamiento a la generación de estallidos de roca son los propuestos por Martin et al (1999) y Diederichs (2007,2018) utilizados como un enfoque general en la formulación de los modelos numéricos que se realizaron durante este estudio. En las primeras visualizaciones de resultados es posible visualizar la plastificación que sufre la excavación y relacionarla con la profundidad de falla. No obstante, no es posible estimar la proporción que existe entre el “límite de Spalling” y el “límite de perturbación”, donde se visualiza la redistribución de esfuerzos en una cercanía menos próxima al borde de la excavación, provocando microgrietas que, a su vez, podrían influir en la generación de estallidos. Esta no visualización es una limitante inherente del Software utilizado, pero en versiones anteriores como RS2 sí es posible estimarla.

A pesar de lo mencionado en el párrafo anterior, la importancia de utilizar el software RS3 de RocScience, considerando todas sus limitaciones, es la visualización de la cara transversal a la excavación, estimando consigo la profundidad de falla en el frente de avance de construcción de esta. Se integró desde un principio el parámetro “tasa de excavación”, debido a que, además de estimar la propia profundidad de falla, como todos los demás parámetros de estudio, se añadió su análisis en el frente de avance, considerando su influencia en la generación de estallidos. En este parámetro y el frente de avance, se identificó, basándose en los resultados obtenidos, que existe un cuestionamiento: ¿Por qué existen diferencias en la generación de profundidad de falla en los comienzos de la excavación para cada variación del parámetro “tasa de excavación”?

Para responder la interrogante es imperativo pensar que, al realizar una excavación pequeña (2 o 4 metros construidos al día, primeras divisiones de la excavación), el macizo rocoso no se ve influenciado por los esfuerzos inducidos que ejercen en él con esta pequeña variación, pero cuando se comienza a extraer mayores volúmenes de roca (desde 6 metros construidos por día) comienza a haber una desorganización en la estructura del macizo, generando mecanismos de falla. Una respuesta sería el tiempo, debido a que mientras más expuesta la cara libre (en este caso en el techo de la excavación) mayor sería el riesgo de desprendimiento o falla. Como el software RS3 no considera este tiempo, para posteriores estudios sería interesante analizar en conjunto la inclusión de elementos de soporte.

Otra respuesta radica en la repetición del proceso (suma de esfuerzos en cada paso o división de extracción) puesto que, al repetir 3 veces el proceso en la variación 2 [m/día] se genera una suma de esfuerzos inducidos mayor a la que sería en los primeros pasos de la variación 6 [m/día] explicando esta diferencia evidenciada. Así, en este análisis, queda al descubierto que mientras mayor sea el número de tasa de excavación menor es la generación de profundidad de falla, pero, hasta cierto límite (6 u 8 [m/día]) lo cuál debe ser corroborado con las variaciones en profundidad de cada uno de sus parámetros.

En cuanto a los resultados de los otros parámetros de estudio, en el caso de la “dimensión del gálibo” se verificó la relación lineal de la variación con la profundidad de falla y el volumen, llegando incluso a estimar una relación casi directa, porque, si se duplica el valor del diámetro del gálibo, el volumen inestable también será el doble del valor. Esto puede ser determinado en la visualización de los



resultados, al ver aumentado el diámetro de cada uno de los modelos, pues se generan más pares de puntos de corte y tracción, explicando el desconfinamiento y las posteriores generaciones de volúmenes inestables mayores.

En el caso del parámetro “forma del gálibo”, su influencia radica primordialmente en qué tan suavizado sea el contorno de la excavación, ya que mientras más redondeado sea, menores profundidades de falla se generarán. Esto determina al gálibo elipsoidal como al que mejores comportamientos obtuvo frente a la generación de profundidades de falla, obteniendo valores bajos, en comparación a una forma no suavizada, como lo es el gálibo cuadrado. A su vez, debido a esta característica identificada que influye en la generación de estallidos de roca, se encontraron posibles errores en la estimación de la profundidad de falla, puesto que a bajos niveles de esfuerzos (profundidades bajas cercanas a 1500 [m]) se generan posibles cuñas o fallas planas que no siempre estarán vinculadas a eventos desastrosos como un estallido, y que también pueden ser mucho más controlables con sistemas de soportes adecuados.

En el caso del parámetro “profundidad de la excavación”, a pesar de que se verificó la relación lineal y directa que existe entre este parámetro y la profundidad de falla, solo se estimó al realizar seis variaciones en profundidad. No es posible variar esta profundidad como en los otros parámetros estudiados en variaciones de 1500 a 3000[m] de profundidad. Aun así, su relación se asimila a la estudiada en el parámetro “dimensión del gálibo”, debido a que su relación lineal es casi directa con la profundidad de falla, encontrando los valores de la profundidad de falla que son proporcionales al doble de la variación de la profundidad como parámetro. Cuando se incluye esta variación, se añade un enfoque distinto al momento de analizar el frente de avance del túnel y la propia generación de profundidad de falla, en este sentido, ya que, como se explicó en apartados anteriores, su generación de inestabilidad comienza desde los 2000[m] de profundidad, lo que determina una sensibilidad baja con respecto a la variación. Si se desea poner énfasis de estudio en estos resultados para visualizar su influencia en profundidades normales de 1500 [m], se recomienda ajustar los parámetros de entrada, o enfoques geológicos para conseguir resultados que permitan un análisis más completo.

Durante la discusión de resultados para la “razón de esfuerzos  $K$ ”, a pesar de encontrar una relación directa similar a la variación del “dimensión del gálibo”, se encontraron casos límites de completa falla en las dimensiones de los modelos, dispuestos en este estudio, para profundidades más elevadas. Con esto, se determinó una sobre influencia de este parámetro por sobre el resto, y la importancia que tiene la estimación de los esfuerzos in-situ en la generación de posibles estallidos de roca en las cercanías de una excavación. Si se observa en las profundidades de 3000[m] la influencia de la variación de  $K$  por sobre los demás parámetros es completa, y sacando del análisis a este parámetro, las variaciones porcentuales de los demás, no escapan de una variación del 3 a 4%. De igual forma se incluyó el orden de importancia que, tras la sobre influencia de  $K$ , la forma del gálibo es la más influyente en la generación de profundidad de falla. Luego, la dimensión del gálibo en la generación de volumen inestable. Y, al final, la tasa de excavación en la generación de profundidad de falla en el frente de avance.

Con lo explicado en el párrafo anterior, sobre la sobre influencia de  $K$ , resulta interesante plantearse el caso de normalidad, debido a que en los criterios se consideraron *inputs* cercanos a la realidad y también los utilizados en estudios en la minería chilena ((González de Vallejo, 2002);(Vergara Araya, 2006); entre otros). Así se comparan los parámetros de estudio con un  $K = 1,5$ , siendo más notable la poca variación (3 a 4%) de los demás parámetros (forma del gálibo, dimensión del gálibo y tasa de excavación) en la **Tabla 19**.

Para finalizar, es esperable y demostrable, con estudios posteriores, que, al incluir un parámetro ( $K$ ) relacionado con cuestiones geológicas más que de diseño (dimensión del gálibo, forma del gálibo, tasa de excavación) posea mayores influencias en cuanto a la generación de profundidad de falla y de volumen inestable, ya que, también los enfoques geológicos utilizados en este estudio, son basados en



estudiar el comportamiento del macizo rocoso en variaciones de las resistencias máximas y residuales que poseen una relación directa con los esfuerzos in-situ dispuestos en los bordes de las excavaciones.

**Tabla 19: Agrupación de resultados de Tabla 16 y 17, considerando caso cercano a la realidad con  $K = 1,5$  con la aplicación de la Ecuación 17 y escala de color escalonada de Naranja a Verde.**

Variable	Profundidad [m]	Prof. Falla en borde del túnel Normalizada	Volumen Inestable Normalizado	Prof. Falla en Frente de Avance Normalizada	Factor Relativo Prof. Falla	Factor Relativo Volumen	Factor Relativo Prof. Falla Frente de Avance
D2 [m]	1500	0,191	0,233	0,000	3,67	10,13	0,00
D4,5 [m]		0,216	0,593	0,000	4,15	25,78	0,00
D5 [m]		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
D6 [m]		0,186	0,737	0,000	3,58	32,04	0,00
D7 [m]		0,200	0,923	0,000	3,85	40,13	0,00
D10 [m]		0,213	1,407	0,000	4,10	61,17	0,00
2 [m/día]		0,228	0,709	0,000	4,38	30,83	0,00
4 [m/día]		0,217	0,604	0,000	4,17	26,26	0,00
6 [m/día]		0,224	0,737	0,000	4,31	32,04	0,00
8 [m/día]		0,208	0,633	0,000	4,00	27,52	0,00
10 [m/día]		0,229	0,756	0,000	4,40	32,87	0,00
12 [m/día]		0,209	0,655	0,000	4,02	28,48	0,00
Circular		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
Herradura		0,241	0,561	0,000	4,63	24,39	0,00
Cuadrado		0,528	0,929	0,000	10,15	40,39	0,00
Arco		0,160	0,331	0,000	3,08	14,39	0,00
Circular BH		0,083	0,032	0,000	1,60	1,39	0,00
Elipsoidal		0,052	0,023	0,000	1,00	1,00	0,00
K=1,5		0,214	0,752	0,000	4,12	32,70	0,00
D2 [m]		3000	0,486	0,972	0,465	1,68	1,00
D4,5 [m]	0,486		2,186	0,471	1,68	2,25	3,20
D5 [m]	0,459		2,184	0,441	1,59	2,25	3,00
D6 [m]	0,490		2,942	0,483	1,70	3,03	3,29
D7 [m]	0,493		3,448	0,473	1,71	3,55	3,22
D10 [m]	0,470		4,700	0,498	1,63	4,84	3,39
2 [m/día]	0,496		2,480	0,501	1,72	2,55	3,41
4 [m/día]	0,521		2,604	0,526	1,80	2,68	3,58
6 [m/día]	0,478		2,390	0,511	1,65	2,46	3,48
8 [m/día]	0,484		2,418	0,494	1,67	2,49	3,36
10 [m/día]	0,453		2,266	0,480	1,57	2,33	3,27
12 [m/día]	0,481		2,404	0,509	1,66	2,47	3,46
Circular	0,459		2,184	0,441	1,59	2,25	3,00
Herradura	0,396		1,955	0,423	1,37	2,01	2,88
Cuadrado	0,524		2,622	0,147	1,81	2,70	1,00
Arco	0,366		1,602	0,443	1,27	1,65	3,01
Circular BH	0,289		1,940	0,430	1,00	2,00	2,93



Elipsoidal		0,357	2,660	0,397	1,24	2,74	2,70
K=1,5		0,459	2,184	0,441	1,59	2,25	3,00

## 11. Conclusiones y Recomendaciones

Es complejo analizar y comprender los estallidos de roca a través de solo una metodología, por su característica relacionada con la falla frágil y, netamente, vinculada a la modelación numérica de mecanismos de falla controlados por la resistencia del macizo rocoso, el cual, como se ha evidenciado, es completamente complejo y difícil de simplificar. El “enfoque DISL” propuesto por Diederichs en 2007 constituye una herramienta sólida para modelar estos comportamientos, evidenciando la dependencia de las resistencias del macizo rocoso (máximas y residuales) respecto a su confinamiento.

A partir de los resultados rescatados desde el software de modelamiento numérico RS3 de RocScience se deduce que, al ser un adecuado pronosticador del potencial de estallido de roca asociado al fenómeno de falla frágil, se desempeña de buena manera a la hora de estimar y administrar todos los criterios relacionados con este fenómeno, partiendo desde la incorporación de las características del macizo rocoso hasta los ajustes del modelo numérico utilizado (enfoque DISL). Sin embargo, la única falencia evidenciada en este software fue al momento de obtener los resultados numéricos de la profundidad de falla, asociada con la plasticidad alrededor de los diferentes modelos estimados, porque la estimación de las diferentes distancias (mediciones), en su mayoría, no se miden sobre una “grilla de puntos” como en un archivo CAD o su herramienta de medición propia está programada para ser utilizada a mano alzada, sin sostener la medición en un punto específico de un cuerpo, o a los resultados propiamente tal.

En cuanto a la evaluación de la influencia de los parámetros de estudio en la ocurrencia de un estallido de roca, se pudo estimar el impacto de cada parámetro introduciendo variabilidad en el fenómeno. En el caso de la variación de la **dimensión del gálibo**, se concluye que este parámetro se comporta de manera directamente proporcional a la generación de profundidad de falla, debido a que, si se aumenta el diámetro del gálibo, también lo hará la profundidad de falla frágil, así también su volumen inestable, lo que evidencia una dependencia casi lineal en torno al aumento del diámetro del gálibo. Si se aumenta al doble del valor de su diámetro, el volumen también lo hará. Esto último, también se cumple para la variación de la **profundidad** por sí sola en los modelos, ya que, se estima una relación lineal con respecto a la profundidad de falla.

En el caso de la variación de la **forma del gálibo**, se concluye que este parámetro se relaciona a la generación de profundidad de falla, dependiendo de qué tan suavizada es la forma del gálibo, entendiendo que las mayores profundidades de falla frágil se dan preferentemente en los vértices de ángulos rectos de las diferentes secciones, como por ejemplo en el gálibo cuadrado. Una forma suavizada, como en el gálibo elipsoidal, es menos sensible a la generación de profundidad de falla.

En cuanto a la variación de la **tasa de excavación**, se concluye que este parámetro se relaciona con la generación de profundidad de falla en la cantidad de pasos o avances por división en cada variación, es decir, qué tanto se aplica una tasa de extracción más lenta, encontrándose a la variación 2 [m/día] y 4 [m/día] las más destacadas, debido a que en cada avance (metros construidos por día) la suma de los esfuerzos inducidos genera una gran influencia en la profundidad de falla, así, con este análisis, se encontró que a 4 [m/día] se generan las mayores profundidades de falla, y también se encontró el punto límite en el cual se generan menores profundidades de falla conforme aumenta esta variación, siendo la variación de 8 [m/día].

En el caso de la variación de la **razón de esfuerzos K**, se concluye que este parámetro posee una relación similar a la variación del diámetro del gálibo, e incluso se expresa de mayor manera en los resultados,



generando mayores diferencias e influencias en la generación de profundidades de falla. Si esta razón aumenta, también lo hará la profundidad de falla, generando, incluso, valores límites en la cual se genera completa falla en los modelos generados en la variación de  $K = 3,5$  y  $4$ .

En el análisis de sensibilidad realizado para identificar la influencia de la variabilidad de todos los parámetros de estudio que fueron incluidos en este estudio, se realizó de forma relativa y se estimó una clara influencia en el fenómeno, siendo posible tomarla para evaluaciones en campo sobre la construcción de túneles profundos en la minería subterránea, para saber a qué parámetro darle una importancia al momento de fabricarlos. Este análisis entregó que la variación de la **razón de esfuerzos  $K$**  predomina por sobre los otros parámetros, dejando como una influencia predominante a los esfuerzos in-situ en la estimación de un estallido de roca; luego, le sigue la **forma del gálibo, la tasa de excavación y la dimensión del gálibo**, en ese orden de importancia, para la profundidad de falla en el borde de la excavación.

En el caso de la generación del volumen inestable, la variación del **diámetro del gálibo** influye más que los otros parámetros. Mientras que, en la generación de profundidad de falla en el frente de avance, la **tasa de excavación** es el parámetro más importante.

En síntesis, se deja como consideración y recomendación para posteriores estudios y aplicación de esta metodología, intentar disminuir la razón o influencia del parámetro  $K$ , pues, este predomina por mucho en la influencia que tiene sobre la probabilidad de generar un estallido de roca, porque la implicancia del resto de los parámetros en este estudio posee pesos menores con respecto a tal parámetro.

## 12. Referencias

- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2005). *Rock Mechanics for Underground Mining* ((Third edition)). Springer science & business media.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2), 187-213. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(00\)00046-8](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(00)00046-8)
- Delonca, A., & Vallejos, J. A. (2020). Incorporating scale effect into a failure criterion for predicting stress-induced overbreak around excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 127, 104213. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104213>
- Diederichs, M. S. (2007). *The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling*. <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/T07-033>



- Diederichs, M. S. (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(3), 193-204. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/2018/v118n3a1>
- González de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería Geológica (PEARSON EDUCACIÓN, S. A.)* (2002.<sup>a</sup> ed.). [https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5540850/mod\\_resource/content/1/Livro%202.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5540850/mod_resource/content/1/Livro%202.pdf)
- 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, E., & Brown, E. (1988). The Hoek-Brown failure criterion -a 1988 update. *Toronto*, 15.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/1980-Empirical-Strength-Criterion-for-Rock-Masses.pdf>
- 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., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Kabwe, E., & Wang, Y. (2015). Review on Rockburst Theory and Types of Rock Support in Rockburst Prone Mines. *Open Journal of Safety Science and Technology*, 5(4), 104-121. <https://doi.org/10.4236/ojsst.2015.54013>
- Kaiser, P.K., McCreath, D., Tannant, D, GRC/Camiro (1990-1995). Rockburst Research Handbook
- Kaiser, P. K., & Cai, M. (2012). Design of rock support system under rockburst condition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(3), 215-227. <https://doi.org/10.3724/SP.J.1235.2012.00215>



- Karzulovic, A. (2006). *METODOS DE CALIFICACION GEOTECNICA DE MACIZOS ROCOSOS*.
- Larsson, K. (2004). *Mining induced seismicity in Sweden*. 169.
- Li, C. C., Mikula, P., Simser, B., Hebblewhite, B., Joughin, W., Feng, X., & Xu, N. (2019). Discussions on rockburst and dynamic ground support in deep mines. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(5), 1110-1118. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.001>
- Lunder, P. J. (1994). *Hard rock pillar strength estimation an applied empirical approach* [University of British Columbia]. <https://doi.org/10.14288/1.0087520>
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). *GSI: A GEOLOGICALLY FRIENDLY TOOL FOR ROCK MASS STRENGTH ESTIMATION*. 19.
- Marinos, P., Marinos, V., & Hoek, E. (2007). *Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses*. <https://doi.org/10.1201/noe0415450287.ch2>
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., & McCreath, D. R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), 136-151. <https://doi.org/10.1139/t98-072>
- Nordlund, E. (2013). *Deep hard rock mining and rock mechanics challenges* (pp. 39-56). Australian Centre for Geomechanics. [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1304\\_02\\_Nordlund](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1304_02_Nordlund)
- Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(1), 60-74. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>
- Tiznado, L. A., Cifuentes, S. V., & Jara, F. V. (2018). *METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE ESTALLIDOS DE ROCA Y DISEÑO DE SOPORTE DINÁMICO EN TÚNELES MEDIANTE MODELAMIENTO NUMÉRICO*. 26.



- Vazaios, I., Diederichs, M. S., & Vlachopoulos, N. (2019). Assessment of strain bursting in deep tunnelling by using the finite-discrete element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(1), 12-37. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.06.007>
- Vergara Araya, R. M. (2006). *Análisis de la Resistencia y la Estabilidad de Pilares de la Mina Diablo Regimiento, Yacimiento el teniente*. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102858>
- Wang, J., Apel, D. B., Pu, Y., Hall, R., Wei, C., & Sepehri, M. (2021). Numerical modeling for rockbursts: A state-of-the-art review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 13(2), 457-478. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2020.09.011>