



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAS DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS

**DESARROLLO DE HERRAMIENTA DE DISEÑO PARA LA ESTABILIDAD DE
EXCAVACIONES CON ENTRADA DE PERSONAL**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN MINERÍA

SINDY LORENA BURGOS CEDEÑO

PROFESOR GUÍA

JAVIER VALLEJOS MASSA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

LUIS FELIPE ORELLANA

JUAN LUIS YARMUCH

CESAR PARDO MELLA

SANTIAGO DE CHILE

2015

RESUMEN

Las excavaciones mineras subterráneas, específicamente aquellas usadas para la entrada de personas y equipos, requieren de condiciones de diseño que garanticen su funcionalidad y seguridad. Para este fin, resulta indispensable el uso de sistemas de fortificación que además de garantizar sus dimensiones, brinden ambientes seguros que resguarden la operación.

Es así como el diseño de fortificación en minería subterránea supone un problema de estabilidad complejo, ante la incertidumbre asociada con los parámetros ingenieriles y el comportamiento del macizo rocoso. Si bien en la literatura existen metodologías, teóricas y analíticas, que sugieren técnicas de diseño para diferentes etapas de ingeniería, no existe un método generalizado debido a que cada caso supone de un análisis específico de las variables de mayor impacto sobre la estabilidad.

El objetivo de esta tesis, es desarrollar una herramienta de diseño para el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas, en etapas de ingeniería de perfil y conceptuales. Para este fin, se revisaran en detalle los métodos más representativos y aceptados dentro de la industria, identificando sus principales ventajas y desventajas. Posteriormente se plantea el uso de herramientas empíricas y de modelación numérica aplicadas en la evaluación de estabilidad.

Entre las ventajas que ofrece este trabajo, se encuentra la aplicación del Método de Reducción de Resistencia al Corte, SSR por sus siglas en inglés. Si bien inicialmente fue desarrollado como una técnica de análisis de estabilidad en taludes mineros, cuenta con recientes investigaciones que lo plantean como una innovadora herramienta en minería subterránea (Konietzky and Le, 2008).

Es así como a lo largo de este trabajo, se plantea su uso junto a un criterio de estabilidad, que permite cuantificar la estabilidad que brindan sistemas de fortificación (compuestos de pernos y shotcrete) a macizos rocosos con diferentes características geotécnicas.

Mediante el uso del software de elementos finitos en dos dimensiones Phase², desarrollado por Rocscience. Se construyeron 162 casos representados mediante una galería estándar de 16 [m²], cuyos datos geomecánicos de entrada variaron en profundidad (desde 250 hasta 1000 [m]), relación de esfuerzos horizontales y verticales (de 1 a 2), calidad de roca (mala, regular y buena expresada en GSI), resistencia a la compresión uniaxial (desde 50 a 150 [MPa]) y tipos de pernos (adherencia y fricción).

La metodología propuesta permitió establecer una relación entre el factor de seguridad (expresado como SSR) y la estabilidad de excavaciones subterráneas. Esto se llevó a cabo mediante una validación entre los resultados obtenidos y las categorías de estabilidad propuestas a partir casos históricos recolectados en la proposición del método de luz crítica (Ouchi, 2002).

Como resultado final de este trabajo, se resaltan las limitaciones de los software actuales para el modelamiento numérico en el análisis de elementos de soporte y refuerzo. Además se presenta un gráfico actualizado del método empírico del índice Q

(Barton et al., 1974), en el cual se definen fronteras de estabilidad e inestabilidad en función del método SSR, que a su vez establecen las zonas de calidades de roca que resulta adecuado o no el soporte diseñado mediante este método empírico. Finalmente, a modo de recomendación a trabajos futuros se plantea una metodología complementaria para la calibración de esta herramienta, que se espera sea de utilidad a la hora de evaluar su desempeño en casos de estudio.

ABSTRACT

Underground mining excavations, specifically those used for the entry of staff and equipment; require design conditions that guarantee its functionality and safety. Purpose, in order to achieve this, it's necessary the use of systems of support that besides ensuring its dimensions, provide safe environments that safeguard the operation.

In this way the design of support in underground mining is a complex problem of stability, given the uncertainty associated with the engineering parameters and the behavior of the rock mass. Although there are methodologies, theoretical and analytical, suggesting techniques for different stages of design engineering in the literature, there is no generalized method because each case involves a specific analysis of the variables with the greatest impact on stability.

The purpose of this thesis is to develop a design tool for analyzing stability of underground excavations in pre-feasibility stage. For this purpose it will review the most representative and accepted methods in the industry, identifying their main advantages and disadvantages in detail. Subsequently the use of empirical and numerical modeling tools applied in the evaluation of stability is raised.

Among the advantages of this work is the application of The Shear Strength Reduction method, SSR for its acronym. While it was initially developed as an analysis technique in mining slope stability, recent research has posed it as an innovative tool in underground mining (Konietzky and Le 2008).

That is how throughout this work, its use is proposed alongside a stability criterion, which allows to quantify the stability that provide systems of fortification (bolts and shotcrete) to rock masses with different geotechnical characteristics.

Through the use of finite element software in two dimensions Phase2, developed by Rocscience. 162 cases represented by a standard gallery of 16 [m²] were built, whose geomechanical input data varied in depth (from 250-1000 [m]), ratio of horizontal and vertical stresses (from 1-2), rock quality (poor, fair and good expressed in GSI), uniaxial compressive strength (from 50 to 150 [MPa]) and types of bolts (Rebar and Swellex).

The proposed methodology allowed to establish a relationship between the safety factor (expressed as SSR) and the stability of underground excavations. This was conducted through a validation between the results obtained and the categories of stability proposals from historical cases collected in the proposal of the method of light review.

As a final result of this work, the limitations of existing software for numerical modeling in the analysis of support and reinforcement elements are highlighted. Furthermore an updated graphic Q empirical index method (Barton et al. 1974) is presented, in which stability and instability boundaries are defined by the SSR method, which in turn establish zones rock qualities to be suitable or not holder designed by this empirical method.

Finally, as a recommendation for future work a complementary methodology for the calibration tool, this is expected to be useful in evaluating performance on case studies.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de Tesis se realizó en el marco del proyecto Innova Chile CORFO 11IDL2-10630: “Desarrollo de herramientas de diseño para minería subterránea selectiva en Chile”, desarrollándose por el Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile.

Quiero agradecerle a mi familia por su amor incondicional, sin ellos hubiese sido imposible. Gracias a mis padres Jaime y Dora porque simplemente no puedo ser más afortunada al tenerlos. A Gordy por su buena energía. A Anita por ser la mejor hermana. Les agradezco profundamente su apoyo en esta etapa de mi vida, que aunque implicó alejarme unos cuantos kilómetros, nunca me dejaron sola y siempre estuvieron acompañándome día a día con sus palabras de ánimo.

A mi profesor guía, Javier Vallejos por todo el tiempo dedicado para el desarrollo de este trabajo.

A todas las personas que conocí en la Universidad y a los que hicieron parte de la Oficina 201, por todos los momentos que compartimos y su valiosa compañía.

En especial agradezco a Esteban por compartirme todas sus historias de vida, infinitos consejos, reflexiones y momentos únicos. Porque gracias a todas esas anécdotas, fue menos difícil aceptar su partida.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	I
AGRADECIMIENTOS	IV
TABLA DE CONTENIDO	V
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 <i>Objetivos Generales</i>	2
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	2
1.3 ALCANCES.....	3
1.4 CONTENIDOS DE LA TESIS	4
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 INTRODUCCIÓN	5
2.2 ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN PARA ROCA.....	5
2.2.1 <i>Pernos</i>	6
2.2.2 <i>Shotcrete</i>	11
2.3 INTERACCIÓN ENTRE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y MACIZO ROCOSO	12
2.3.1 <i>Método de Convergencia al Confinamiento</i>	12
2.3.2 <i>Diseño de soporte basado en el Índice de Calidad Geológica- GSI</i>	15
2.4 MÉTODOS DE DISEÑO EMPÍRICOS	16
2.4.1 <i>Gráfico de Luz Crítica</i>	17
2.4.2 <i>Guías de diseño basadas en Q de Barton</i>	22
2.5 MÉTODOS NUMÉRICOS	26
2.5.1 <i>Elementos Finitos</i>	27
2.5.2 <i>Modelamiento numérico de soporte</i>	29
2.6 MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE.....	30
2.6.1 <i>Teoría</i>	31
2.6.2 <i>Formulación en Elementos Finitos</i>	32
2.7 CONCLUSIONES	33
3. METODOLOGÍA.....	34
3.1 INTRODUCCIÓN	34
3.2 DEFINICIÓN DE CASOS.....	34
3.3 SELECCIÓN DE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN	36
3.3.1 <i>Shotcrete</i>	37
3.3.2 <i>Pernos</i>	38
3.4 CONSIDERACIONES BÁSICAS DEL MODELO NUMÉRICO.....	39
3.4.1 <i>Macizo</i>	40
3.4.2 <i>Pernos</i>	41
3.4.3 <i>Shotcrete</i>	44
3.5 IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE.....	45
3.6 CRITERIO DE ESTABILIDAD	49
3.6.1 <i>Generalidades</i>	49
3.6.2 <i>Desarrollo</i>	49
3.6.3 <i>Caso de aplicación</i>	57
3.7 CONCLUSIONES	60

4. RESULTADOS	61
4.1 INTRODUCCIÓN	61
4.2 ANÁLISIS DE GUÍAS DE MÉTODO EMPÍRICO DE BARTON	61
4.3 LIMITACIONES DEL MODELAMIENTO NUMÉRICO	64
4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS	68
4.4.1 Casos simulados	71
4.4.2 Factor de Seguridad	73
4.4.3 Validación en Método de luz crítica.....	74
4.5 ACTUALIZACIÓN DE GUÍAS Y APLICACIONES PARA EL DISEÑO	80
4.5.1 Proposición de Guías de diseño	81
4.5.2 Ancho de excavación.....	87
4.6 RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN.....	88
4.7 CONCLUSIONES	90
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
BIBLIOGRAFÍA.....	94
ANEXOS	97
ANEXO A.....	97
ANEXO B.....	103
ANEXO C.....	106
ANEXO D.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Clasificación de macizo rocoso según Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)	17
Tabla 2-2. Categorías de estabilidad método de luz crítica (Wang, 1999)	19
Tabla 2-3. Categorías de soporte. Grafico luz crítica (Ouchi, 2008).....	21
Tabla 2-4. Clasificación de macizo rocoso según índice Q (Barton et al., 1974)	23
Tabla 2-5. Formulación del análisis de pernos en Phase ²	29
Tabla 3-1. Parámetros críticos evaluados en las simulaciones	35
Tabla 3-2. Parámetros elásticos del modelo numérico.....	40
Tabla 3-3. Parámetros usados en criterio generalizado de Hoek- Brown	41
Tabla 3-4. Parámetros de elasticidad y resistencia para shotcrete reforzado	45
Tabla 3-5. Resumen falla en elementos de refuerzo y factores de seguridad.....	57
Tabla 3-6. Input del modelo para caso ejemplo.....	57
Tabla 4-1. Datos de entrada para casos que evalúa limitaciones de modelamiento numérico.....	64
Tabla 4-2. Consideraciones para asignación de valores de SSR menores a uno y mayores a tres.....	69
Tabla 4-3. Resultados para set 1 de pernos de adherencia	70
Tabla 4-4. Resultados para set 2 de pernos de adherencia	70
Tabla 4-5. Resultados para set 3 de pernos de adherencia	70
Tabla 4-6. Factores de seguridad para diferentes profundidades	72
Tabla 4-7. Factores de seguridad a diferente relación de esfuerzos.....	72
Tabla 4-8. Factor de seguridad para diferentes valores de UCS.....	73
Tabla 4-9. Comparación entre correlaciones entre Q y RMR. (Goel et al., 1996)	76
Tabla 4-10. Equivalencias entre RMR y Q	78
Tabla 4-11. Resultados para factor de seguridad a 250 [m] de profundidad	79
Tabla 4-12. Resultados para factor de seguridad a 500 [m] de profundidad.....	80
Tabla 4-13. Valores frontera para pernos de adherencia	84
Tabla 4-14. Valores frontera para pernos de fricción	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Esquema del propósito de elementos de estabilización (Vallejos, 2012)	5
Figura 2-2. Clasificación de pernos (Vallejos, 2012)	6
Figura 2-3. Comportamiento ideal para pernos de roca (Li, 2010)	7
Figura 2-4. Esquema de perno de anclaje mecánico, modificado de (Stillborg, 1993)	7
Figura 2-5. Esquema de perno Split Set, modificado de (Stillborg, 1993)	8
Figura 2-6. Esquema de perno Swellex, modificado de (Hoek et al., 1995)	9
Figura 2-7. Esquema de perno adherido con cemento, modificado de (Stillborg, 1993)	9
Figura 2-8. Esquema perno adherido con resina, modificado de (Hoek et al., 1995)	10
Figura 2-9. Esquema de pernos dinámicos D-Bolt (Li, 2010)	11
Figura 2-10. Diagramas típicos de sistemas de aplicación de shotcrete vía húmeda y seca	11
Figura 2-11. Curva de reacción en terreno según método convergencia-confinamiento	13
Figura 2-12. Curva característica del soporte según método convergencia-confinamiento	14
Figura 2-13. Desplazamiento radial alrededor de un túnel según método convergencia- confinamiento. (Rocscience, 2009)	15
Figura 2-14. Patrón de pernos (transversal y longitudinal) para un túnel circular	16
Figura 2-15. Definición gráfica de span, modificado de (Ouchi, 2008)	18
Figura 2-16. Comparación entre versiones del gráfico de luz crítica (Wang et al., 2002)	20
Figura 2-17. Gráfico de luz crítica con categorías de soporte (Ouchi, 2008)	22
Figura 2-18. Modificación al factor de reducción por esfuerzos del índice Q (Barton, 2002)	23
Figura 2-19. Casos históricos usados para índice Q de Barton (Barton et al., 1974)	24
Figura 2-20. Categorías de guía de diseño de soporte basadas en el índice Q (Grimstad and Barton, 1993)	25
Figura 2-21. Desarrollo del método de elementos finitos (Brady, 2004)	28
Figura 2-22. Aspectos básicos en el análisis mediante elementos finitos	29
Figura 2-23. Envoltorio de falla según criterio de Mohr- Coulomb (Dawson et al., 1999)	31
Figura 2-24. Algoritmo básico de cálculo de SSR mediante elementos finitos	33
Figura 3-1. Esquema general de metodología propuesta	34
Figura 3-2. Casos y aspectos a simular durante el trabajo	35
Figura 3-3. Geometría estándar para simulaciones	36
Figura 3-4. Diagrama de sets de simulaciones	36
Figura 3-5. Zonas de requerimiento de refuerzo de shotcrete	37
Figura 3-6. Zonas de requerimiento de soporte de pernos	38
Figura 3-7. Esquema de aspectos de entrada al modelo numérico	40

Figura 3-8. Representación gráfica de un patrón de pernos	42
Figura 3-9. Curvas de carga- deformación para diferentes tipos de perno (Stillborg, 1993)	43
Figura 3-10. Representación gráfica de shotcrete en Phase ²	44
Figura 3-11. Resistencia a la compresión uniaxial y Modulo de Young usados para determinar propiedades de shotcrete, modificado de (Hyett et al., 1992)	45
Figura 3-12. Implementación general del método de reducción de resistencia al corte	48
Figura 3-13. Representación de elementos en falla para material, shotcrete y pernos	50
Figura 3-14. Contorno de falla en una galería a diferentes factores de reducción	51
Figura 3-15. Relación entre el espesor de falla alrededor de una excavación y el aumento en el factor de reducción	51
Figura 3-16. Carga axial a lo largo del perno de mayor sollicitancia a diferentes factores de reducción	52
Figura 3-17. Selección de factor de seguridad de acuerdo a criterio de estabilidad	53
Figura 3-18. Esquema de falla para shotcrete con y sin refuerzo	53
Figura 3-19. Daños en capa de shotcrete de galería debido a agrietamiento. (Baridelli and Villalobos, 2014)	54
Figura 3-20. Definición gráfica de zona crítica de análisis para shotcrete	55
Figura 3-21. Efecto de factor de reducción en la carga axial del shotcrete a una distancia crítica	55
Figura 3-22. Determinación de criterio para shotcrete	56
Figura 3-23. Estimación del parámetro SRF respecto a esfuerzos in-situ	58
Figura 3-24. Obtención de sistema de soporte sugerido por métodos de índice Q	58
Figura 3-25. Personalización de análisis del método de reducción de resistencia al corte en Phase ²	59
Figura 3-26. Determinación de factor de seguridad para caso ejemplo	59
Figura 4-1. Efecto de la profundidad en la zona plástica	62
Figura 4-2. Efecto de la profundidad en el esfuerzo principal mayor y el sistema de soporte	62
Figura 4-3. Efecto de la profundidad en el desplazamiento total del material	63
Figura 4-4. Relación de desplazamiento en el techo de una excavación a diferentes profundidades	63
Figura 4-5. Falla en pernos bajo diferentes espaciamientos entre elementos según Phase ²	65
Figura 4-6. Falla en pernos bajo diferentes espaciamientos entre elementos según FLAC3D	66
Figura 4-7. Carga axial a lo largo de uno de los pernos del techo	67
Figura 4-8. Relación carga-deformación axial para elementos de refuerzo	68
Figura 4-9. Histograma de resultados para los casos simulados	71
Figura 4-10. Comparación de diferentes correlaciones propuestas entre métodos de calificación de roca	75
Figura 4-11. Calidades de roca en gráfico de luz crítica	79

Figura 4-12. Casos simulados en gráfico empírico de diseño de soporte de Barton (1974)	82
Figura 4-13. Rangos abarcados por casos catalogados como estables e inestables	83
Figura 4-14. Gráfico actualizado para pernos de adherencia.....	84
Figura 4-15. Gráfico actualizado para pernos de fricción	86
Figura 4-16. Comparación de factores de seguridad a diferentes anchos de excavación	87
Figura 4-17. Metodología para etapas de calibración de la herramienta de diseño.....	89

1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de los desafíos más importantes que enfrenta la industria minera en la actualidad, se destaca la importancia de la seguridad y de resguardar la integridad física de los trabajadores, además de instalaciones y equipos. Haciendo necesario establecer metodologías que permitan mejorar aspectos de diseño y estabilidad en excavaciones subterráneas.

En la actualidad, el diseño de sistemas de estabilización para macizos rocosos, se realiza a partir de herramientas de la literatura reconocidas dentro de comunidad minera. La mayoría de ellas da cuenta de la estabilidad esperada, a partir de condiciones geométricas y de calidad del macizo. En general estos métodos empíricos, se basan en casos históricos de origen civil que no reflejan las condiciones de la actividad minera.

Ente este escenario, la modelación numérica se presenta como una herramienta que busca establecer una mejor representación de un problema ingenieril, mediante expresiones matemáticas de las cuales se pueda diferir su comportamiento con cierta precisión. Es así, como este trabajo propone el uso de modelamiento numérico, junto con la aplicación de la técnica de Reducción de Resistencia al Corte en el análisis de excavaciones subterráneas.

El ajuste de este método permitirá evaluar el sustento que brindan sistemas de estabilización (pernos y shotcrete) a la estabilidad de excavaciones con entrada de personal. Considerando que generalmente, estas excavaciones son aquellas que requieren mayores condiciones de seguridad y necesitan garantizar un funcionamiento ininterrumpido en la operación.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Generales

Desarrollar y proponer una herramienta de diseño para el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas con entrada de personal y equipos, a partir de la aplicación de métodos empíricos y numéricos.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para el cumplimiento del objetivo general propuesto se determinan las siguientes etapas.

- Identificar los alcances de los métodos actuales de diseño de soporte en excavaciones subterráneas con entrada de personal, estableciendo las características de los elementos de estabilización usados.
- Realizar modelos numéricos en Phase², para evaluar el efecto de diferentes parámetros geotécnicos, que afectan el de diseño de elementos de refuerzo y soporte.
- Establecer una metodología que permita integrar el Método de Reducción de Resistencia al Corte, en el análisis de estabilidad en excavaciones subterráneas.
- Proponer una herramienta actualizadas para el diseño de excavaciones con entrada de personal, utilizando métodos empíricos y modelos numéricos.

1.3 ALCANCES

Debido a la complejidad asociada al problema de estabilidad de excavaciones subterráneas, y la incertidumbre relacionada con aspectos ingenieriles. Este trabajo plantea una herramienta generalizada para el diseño de sistemas de estabilización del macizo, que integra herramientas empíricas y de modelación numérica.

Si bien este trabajo pretende otorgar una herramienta generalizada, para etapas de ingeniería de perfil y conceptuales, se definieron los siguientes alcances dentro de su planteamiento y desarrollo:

- A pesar de la relevancia de aspectos geológicos (discontinuidades, planos de debilidad o foliaciones) en el diseño de estabilización en excavaciones mineras, este análisis se excluye de este trabajo. Debido a que el enfoque es generalizado y no busca evaluar de manera independiente las singularidades de cada caso.
- Debido a la gran cantidad de variables comprometidas en análisis de estabilidad, se definen un rango acotado de ellas que finalmente serán integradas y analizadas a lo largo de este trabajo.
- El análisis del desempeño de soporte y de refuerzo se basa exclusivamente en el Método de Reducción de Resistencia al Corte, un criterio definido de estabilidad y la falla por carga de los elementos.
- Se considera una excavación subterránea estándar, basada en dimensiones típicas de una galería de producción de una operación por Block/Panel Caving. Por lo tanto, el análisis está definido por una geometría constante a lo largo de las simulaciones propuestas.

1.4 CONTENIDOS DE LA TESIS

Los contenidos de esta tesis se encuentran desarrollados en los siguientes capítulos:

Capítulo 1. Introducción. Introducción, objetivos y alcances del trabajo.

Capítulo 2. Revisión Bibliográfica. Revisión de los conceptos fundamentales de los elementos de estabilización para roca, además de la revisión de teorías sobre la interacción de elementos y el macizo rocoso. Además se incluye una revisión crítica de los métodos empíricos utilizados en el diseño y la ventaja del uso de modelación numérica en problemas de mecánica de rocas. Por último se presenta el método de reducción de resistencia al corte como una herramienta para el análisis de excavaciones subterráneas.

Capítulo 3. Metodología. Definición de los casos a simular y los datos de entrada al modelo numérico del macizo rocoso y elementos de estabilización, justificando el uso de cada uno de los parámetros involucrados. Además de detalla la metodología para integrar el método de reducción de resistencia al corte en el software de elementos finitos, hasta entregar un criterio unificado para el análisis los casos propuestos.

Capítulo 4. Resultados. Identifica las principales limitaciones de los métodos empíricos y los inconvenientes encontrados en el desarrollo de los modelos numéricos. Se presenta la actualización de las guías de diseño de soporte

Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones. Conclusiones finales del trabajo de tesis. Recomendaciones para trabajos futuros.

Anexos. Resume los datos de entrada y resultados, de la totalidad de simulaciones.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras subterráneas adaptadas para la entrada de personal y equipos requiere de mayores condiciones de estabilidad que otro tipo de excavaciones mineras. En la literatura es posible encontrar diversos métodos desarrollados a partir de aproximaciones basadas en experiencias adquiridas y documentadas, desde sencillas simplificaciones analíticas, hasta complejos modelos numéricos que buscan aplicar diferentes técnicas para dar solución a problemas observados en sistemas reales.

A la hora de garantizar condiciones de estabilidad a excavaciones con entrada de personal, es indispensable el uso de elementos de refuerzo. Dentro de los diferentes métodos de diseño (empíricos, analíticos y numéricos) es posible encontrar guías para el diseño de elementos de estabilización, que incluyen diferentes aspectos relevantes a la hora de evaluar condiciones de estabilidad en excavaciones mineras.

Este capítulo describe algunos de los métodos, elementos y técnicas más relevantes dentro del diseño minero.

2.2 ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN PARA ROCA

Existe gran variedad de elementos usados para la estabilización de roca en minería subterránea, cuyo principal objetivo es auto sustentar el macizo rocoso. En la literatura, se encuentran diferentes distinciones de acuerdo a los propósitos de estabilización (Windsor, 1997) es así como se definen los siguientes términos:

- **Soportar:** Se fundamenta en aplicar fuerza a la superficie de la excavación para sostener la roca, para este fin se utilizan elementos como arcos de acero, relleno, mallas, capas de shotcrete y concreto.
- **Reforzar:** Por otra parte también se dispone de técnicas para conservar y mejorar determinadas propiedades de la roca, instalando elementos que prevengan posibles separaciones o deslizamientos usando técnicas al interior del macizo rocoso, tales como pernos y cables.

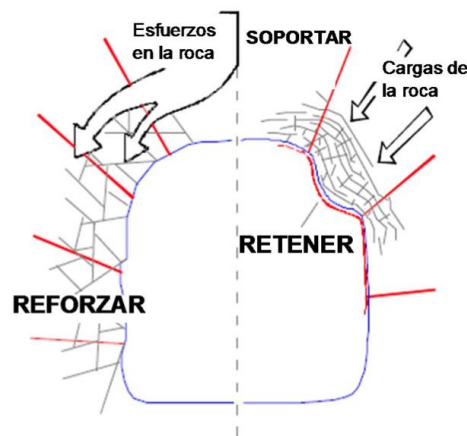


Figura 2-1. Esquema del propósito de elementos de estabilización (Vallejos, 2012)

Teniendo en cuenta el propósito de las excavaciones mineras analizadas durante este trabajo, es indispensable conocer algunas de las características del uso de técnicas permanentes de soporte y refuerzo. De esta manera a continuación se revisaran características de elementos tales como pernos y shotcrete.

2.2.1 Pernos

El uso de pernos se ha convertido en uno de los métodos de refuerzo más usados dentro de la industria minera y la ingeniería civil gracias a su versatilidad, permitiendo su aplicación en una amplia gama de condiciones tanto geológicas como técnicas. Actualmente existen diferentes opciones de acuerdo a las necesidades, brindando una excelente relación costo- beneficio, facilidades de instalación y opciones de combinación con otros métodos (malla, shotcrete y concreto entre otros).

Los pernos se diferencian de acuerdo a sus características, diseño y el modo por el cual interactúan con el macizo rocoso, es así como se establece la clasificación en dos grupos principales, como se muestra en la

Figura 2-2.

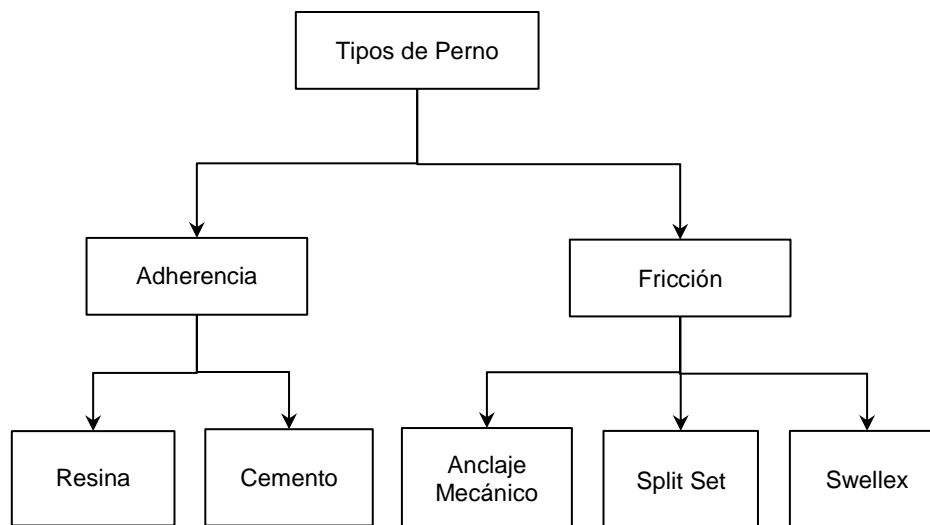


Figura 2-2. Clasificación de pernos (Vallejos, 2012)

La Figura 2-3, muestra el comportamiento ideal de los diferentes pernos para roca: adherencia (Rebar) y fricción (Split Set). Un dispositivo ideal debe tener la resistencia de los pernos de adherencia y la capacidad de los pernos de fricción. Además debe ser capaz de deformarse de manera considerable, manteniendo una capacidad alta de carga.

A pesar de conocer el comportamiento ideal para los elementos de soporte, ha sido difícil suplir las características técnicas que exige este tipo de soporte. A continuación se describen las ventajas de desventajas de elementos de soporte en estados estáticos y dinámicos.

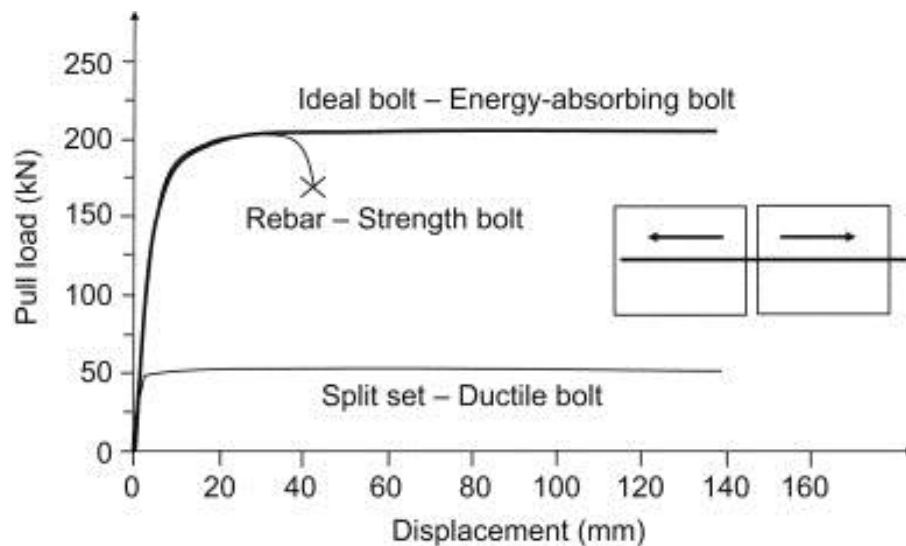


Figura 2-3. Comportamiento ideal para pernos de roca (Li, 2010)

Pernos de anclaje mecánico

Dentro de esta categoría se encuentran diferentes variaciones en función de su aplicación, en general todos tienen en común un cabezal de expansión para crear una fuerza de fricción, este mecanismo funciona perfectamente en roca masiva. En macizos rocosos de baja calidad no es viable su uso debido a la presencia de discontinuidades, las cuales intervienen en la fuerza mecánica generada.

Al instalarlos tanto el diámetro como la longitud de la perforación son relevantes, esta última debe ser al menos 100 [mm] más larga que la longitud total del perno, para evitar que el cabezal se desplace al ser forzado hacia el fondo. A su vez se deben utilizar elementos de accesorio como tuercas, arandelas y placas de reparto para garantizar un ajuste correcto, hasta aplicar torque hasta la tensión deseada (Le Van, 2008).

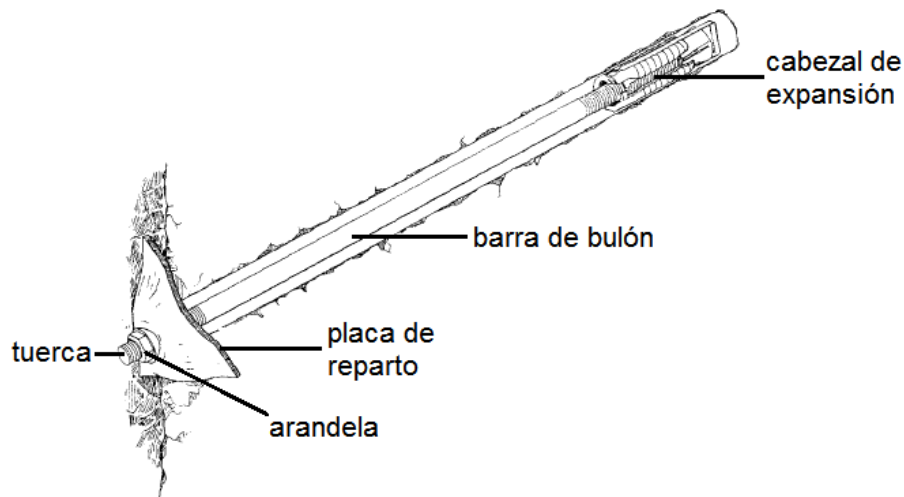


Figura 2-4. Esquema de perno de anclaje mecánico, modificado de (Stillborg, 1993)

Algunas de las ventajas del uso de pernos anclados radican en la capacidad que tienen para tomar carga inmediatamente después de su instalación, además de su bajo costo

y simplicidad en instalación. A pesar de esto, no son recomendables en zonas cercanas al efecto de la tronadura debido a su sensibilidad ante vibraciones. Por esta razón su uso es limitado como refuerzo temporal o en conjunto con otros elementos de estabilización.

Pernos de Fricción

La interacción entre el macizo y el perno se realiza creando una fuerza de fricción entre la superficie del elemento y la pared de la perforación. En el mercado es posible encontrar dos tipos de pernos por fricción (Split sets) y expandibles (Swellex).

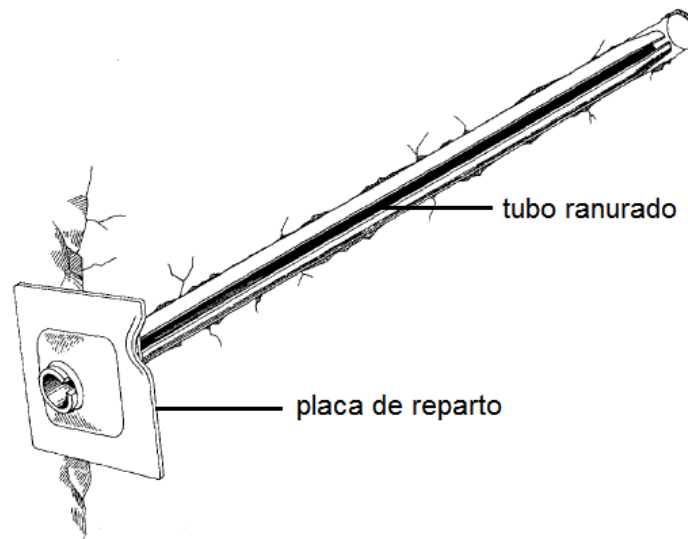


Figura 2-5. Esquema de perno Split Set, modificado de (Stillborg, 1993)

Los pernos Split Sets consisten un tubo ranurado con una sección transversal en forma de "C", cuyo diámetro es mayor al de la perforación. Se introduce mediante percusión generando compresión en el tubo. Eso hace que durante la instalación se cree una fuerza de fricción a lo largo de la longitud completa del perno.

Dentro de sus ventajas, se encuentra la capacidad de proveer refuerzo inmediatamente, y de moverse junto con la deformación del macizo. Gracias a su fácil y rápida instalación, se utiliza frecuentemente en la industria minera, aunque no se recomienda en sostenimiento a largo plazo a menos que se encuentre galvanizado para así reducir los problemas de corrosión asociados.

Los pernos Swellex, son elaborados por un metal dúctil de alta resistencia cuya sección transversal forma un anillo con diámetro de 25 a 28 [mm]. Su instalación resulta sencilla debido a que no se necesita aplicar una fuerza mecánica; solo se requiere introducir el perno e inyectarle agua a alta presión aproximadamente 30 [MPa]. El tiempo de inflado corresponde a diez segundos por metro de longitud del perno. Una vez completada la inyección se logra un alto contacto de fricción con las paredes de la perforación. Asimismo el sostenimiento de la roca se da de manera inmediata después de su instalación, permitiendo su uso en diversas condiciones geológicas.

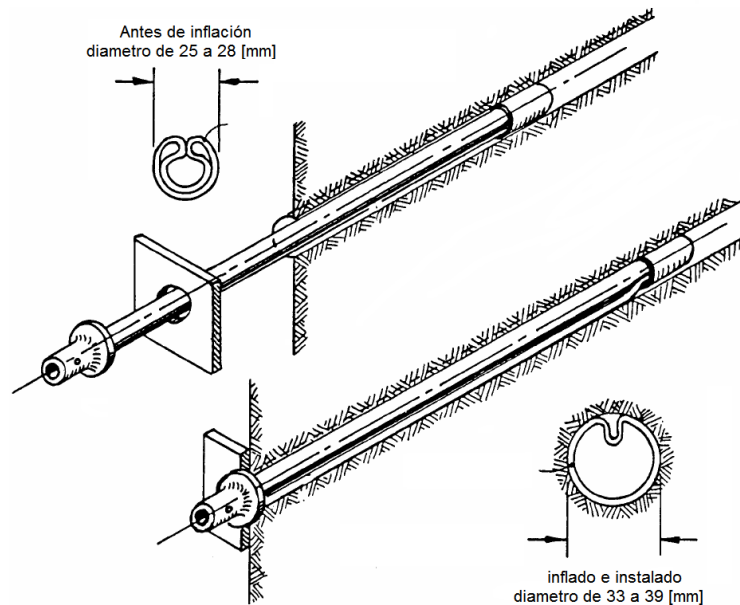


Figura 2-6. Esquema de perno Swellex, modificado de (Hoek et al., 1995)

Pernos Adherencia

Son bastante usados por su simplicidad y bajo costo, su principio de funcionamiento se basa en el contacto entre el perno y las paredes de la perforación dado por cementos o resinas inyectadas en una parte o a lo largo de la longitud del elemento.

El tipo de adherencia empleado depende de las condiciones de la roca, pudiéndose usar inyecciones de resina o lechadas de cemento, teniendo la opción de tensar o no. En general la capacidad de refuerzo en este tipo de pernos depende de la resistencia a la adherencia entre perno y macizo rocoso.

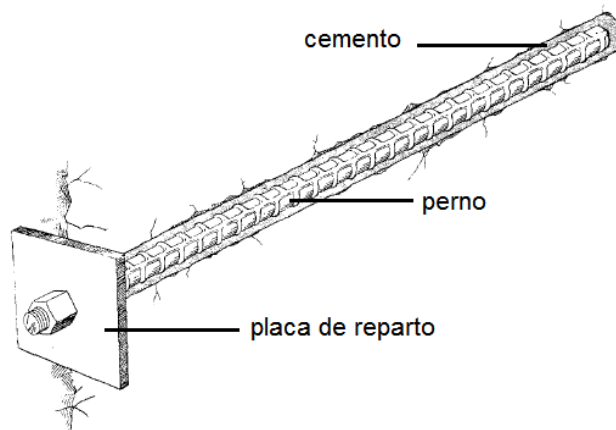


Figura 2-7. Esquema de perno adherido con cemento, modificado de (Stillborg, 1993)

El cemento se caracteriza por su estructura resistente, durabilidad y alta protección a la corrosión, su instalación se realiza mediante bombeo de la lechada al interior de la perforación para posteriormente introducir la barra hasta la mitad, dando un ligero giro al final, para garantizar que quede instalado de manera correcta y con cemento en las

paredes. El perno empieza a tomar carga una vez haya culminado su tiempo de secado (horas o días) el cual dependerá de la presencia de agua y de la preparación de la mezcla.

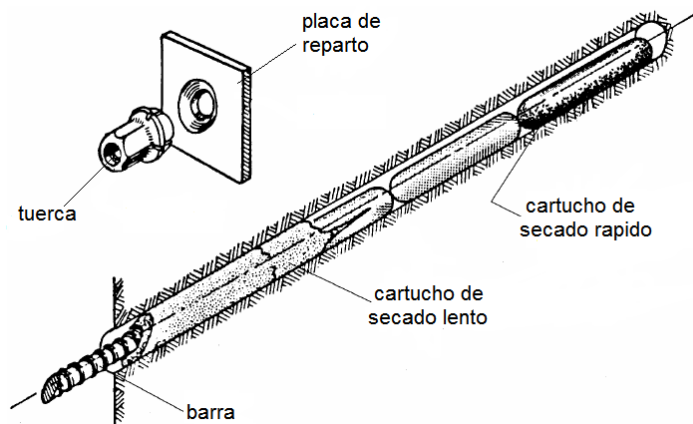


Figura 2-8. Esquema perno adherido con resina, modificado de (Hoek et al., 1995)

La adhesión proporcionada por resinas resulta más efectiva e instantánea que las lechadas de cemento, ya que su tiempo de secado oscila entre minutos o segundos. Su instalación requiere de cartuchos de dos tipos, uno de secado rápido, ubicado al final de la perforación, y otro de secado lento en el resto a lo largo del tiro. La inserción de la barra se realiza girándola para así romper los cartuchos permitiendo la combinación entre resina y catalizador, obteniendo una mezcla endurecida que fije el perno. Este tipo de cartuchos se pueden encontrar en el mercado de diferentes tamaños, composiciones y tiempos de secado. Dentro de las desventajas del uso de resinas se encuentra su costo, que generalmente es mayor a de lechadas de cemento, además su vida útil limitada puede desencadenar problemas medio ambientales debido a la peligrosidad de algunas sustancias que las componen.

Soporte Dinámico

Uno de los desafíos en la estabilización de excavaciones bajo grandes profundidades, se refiere a los requerimientos de los elementos de soporte. Como consecuencia del incremento de los esfuerzos y las altas deformaciones, bajo estas condiciones los elementos de soporte convencionales, no se adaptan y hacen necesario el uso de elementos de soporte para roca dinámicos, los cuales han sido positivamente aceptados en la comunidad minera.

Dentro de este tipo de elementos, se destacan los elementos D- Bolt, que difieren de otros pernos de absorción de energía gracias a su anclaje multi-punto que se presenta en la totalidad de su longitud. A diferencia de otros elementos que solo van anclados en dos puntos. La ventaja de estos elementos está en que la falla en un punto del anclaje no afecta negativamente el refuerzo proporcionado por otras secciones a lo largo del perno (Li et al., 2009).

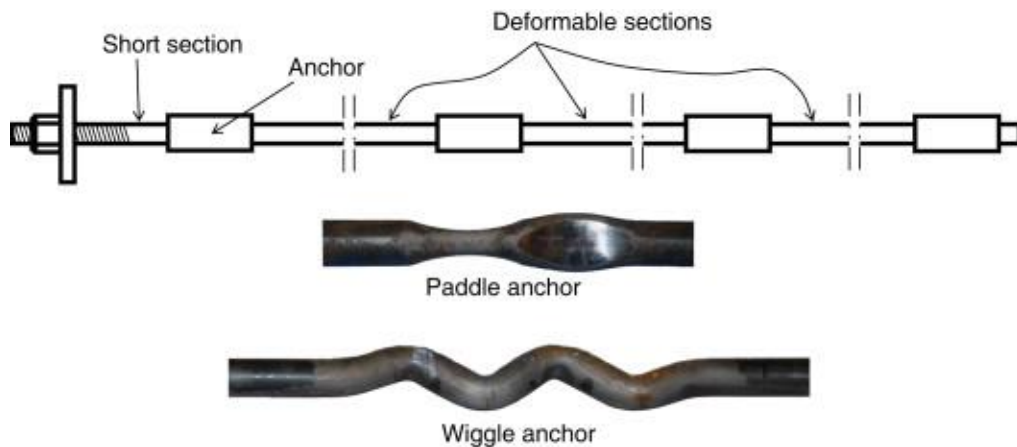


Figura 2-9. Esquema de pernos dinámicos D-Bolt (Li, 2010)

Estos pernos están hechos de una barra de acero liso, que se compone de una serie de anclajes integrados, espaciados de manera uniforme a lo largo de su longitud. Este diseño utiliza tanto la fuerza como la capacidad del material, cuando el elemento se ve sometido a la dilatación de la roca. Como se muestra en la Figura 2-9, el anclaje puede tomar dos formas de acuerdo al modo de contacto requerido con la lechada; el anclaje *Paddle* es apropiado para mezclas de cemento y resina, mientras que el *Wiggle* solo para resinas. El principio de funcionamiento, consiste en encapsular la perforación con cartuchos de cemento o resina. Los anclajes deben quedar fijados a la lechada, de esta manera cuando la roca se dilata, el espacio entre anclajes restringe la dilatación a través de una carga de tracción (Li, 2010).

2.2.2 Shotcrete

Corresponde al nombre genérico de una mezcla de cemento, agua, aditivos y agregados como grava o arena, se caracteriza por brindar un efecto de soporte de manera rápida, dando versatilidad y facilidad de combinación con otros elementos de refuerzo. Por esta razón a lo largo de las últimas décadas su uso en la industria minera se ha incrementado de manera considerable, llevando acabo diferentes análisis y estudios con el fin de mejorar sus propiedades y acoplarlas a las necesidades del entorno minero (Saw et al., 2009).

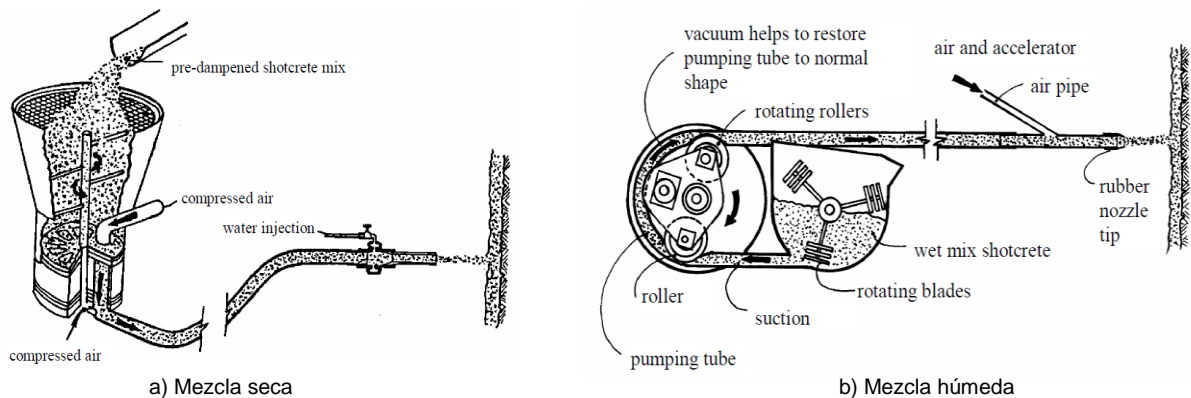


Figura 2-10. Diagramas típicos de sistemas de aplicación de shotcrete vía húmeda y seca (Mahar et al., 1975)

En general los métodos o técnicas de preparación y proyección del shotcrete influyen en sus propiedades y características de refuerzo. Dentro de su preparación, se contemplan dos diferentes procesos, cuya principal diferencia es la forma en la cual se agrega agua. Mientras que en la mezcla seca, la adición se realiza en la boquilla de salida de la manguera del equipo, la mezcla húmeda se encuentra inmediatamente dispuesta para ser proyectada. En la Figura 2-10 se pueden observar los diagramas típicos de los equipos usados para cada uno de los dos procesos.

A la hora de elegir el tipo de método para la mezcla de shotcrete se deben considerar diferentes características propias de cada proceso. Los costos operacionales suelen ser más altos en técnicas por vía seca; al requerir mayor mantención y reparación en su maquinaria. Otro aspecto relevante es el polvo generado en la preparación de las mezclas. El método por vía seca es de mayor impacto y genera pérdida de material asociada al efecto de rebote, haciendo necesario el uso de aglomerantes de polvo. Este tipo de ventajas y desventajas hacen que en la actualidad el uso de mezcla húmeda sea el proceso más usado, aumentando el desarrollo de investigaciones enfocadas a su mejora, por ejemplo, el uso de aditivos de sílice especialmente diseñados para reducir tiempos de fraguado, minimizar segregación de la mezcla, aumentar la cohesión y evitar desprendimientos.

Uno de los desarrollos más destacados en el área ha sido el uso de refuerzos de fibra que tienen a mejorar algunas de las propiedades típicas del shotcrete (Klieger and Lamond, 1994). Existe una gran cantidad de materiales y tipos para refuerzo, en el mercado es posible encontrar fibras de acero, naturales y materiales sintéticos como polipropileno.

Es posible establecer el diseño del shotcrete reforzado de diferentes formas, desde empíricas como ensayo- error y observaciones en terreno, hasta la elaboración de simulaciones experimentales y modelos numéricos. Al final, todas buscan determinar la cantidad y el grosor de la capa de mezcla que asegure las condiciones de resistencia de la mezcla que cumplan con la demanda de sostenimiento del macizo rocoso.

2.3 INTERACCIÓN ENTRE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y MACIZO ROCOSO

El diseño de soporte en excavaciones subterráneas depende de características propias del sistema de refuerzo y del macizo rocoso. El análisis de esta interacción se puede establecer por medio de aproximaciones empíricas, analíticas o estudios de observación.

2.3.1 Método de Convergencia al Confinamiento

Entre los métodos más reconocidos se destaca el método de convergencia al confinamiento, basado en el análisis de esfuerzo y deformación alrededor de un túnel. El uso generalizado de este método radica en su simplicidad, asumiendo los siguientes supuestos; túnel circular, esfuerzos in-situ uniformes (hidrostático), material isótropo y homogéneo, el soporte tiene un comportamiento elasto- plástico y se debe modelar con una presión interna equivalente (Oreste, 2009).

El método permite estudiar desde un modelo plano de deformaciones, el efecto en el macizo rocoso ante el desarrollo de excavaciones, componiéndose de tres aspectos básicos para sus análisis descritos a continuación:

- Curva de reacción del terreno (CRT)

Relaciona la presión interna del soporte con la convergencia de la pared del túnel, es así como se asume un túnel circular (Figura 2-11) con radio r_o sometido a esfuerzos in-situ hidrostáticos p_o y una presión uniforme al interior del soporte p_i . La falla ocurre cuando la presión interna p_i es menor a la presión crítica del soporte p_{cr} , causando la formación de una zona plástica con desplazamiento u_{ie} alrededor del túnel de radio r_p .

Al contrario si la presión interna es mayor que la presión crítica, no ocurre la falla y se deduce que el comportamiento del macizo alrededor del túnel se mantiene elástico, por lo que el desplazamiento en la pared del túnel está dado por $u_{ie} = \frac{r_o(1+\nu)}{E}(p_o - p_i)$.

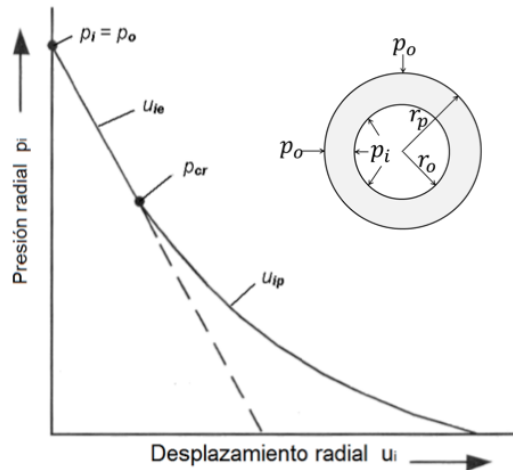


Figura 2-11. Curva de reacción en terreno según método convergencia- confinamiento (Rocscience, 2009)

- Curva característica del refuerzo/soporte (CCR)

Una vez el soporte es instalado y entra en contacto con la roca comienza a deformarse de manera elástica como se muestra en la Figura 2-12, el desplazamiento máximo del sistema de soporte se representa por u_{smax} donde la falla se define por la presión máxima p_{smax} .

Estos dos parámetros dependen directamente de las características del tipo de soporte a evaluar, por lo tanto es necesario el monitoreo de la deformaciones durante la construcción de la excavación para así definir la deformación permisible para el soporte.

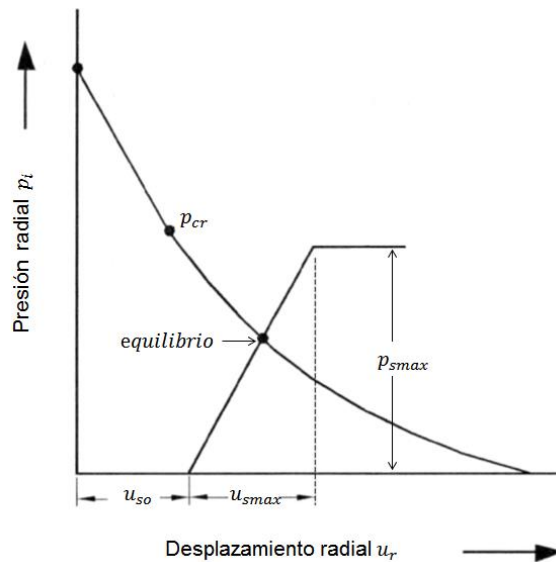


Figura 2-12. Curva característica del soporte según método convergencia- confinamiento (Rocscience, 2009)

Si el soporte se instala demasiado tarde, el macizo ya se habrá deformado generando una zona de falla irreversible. Por otra parte si la capacidad del soporte es inadecuada la falla ocurrirá antes de que intercepte la curva de reacción del terreno. En ambos casos el tipo de soporte corresponde al inapropiado para las condiciones del terreno, por lo que es necesario buscar una condición de equilibrio que se representa en al encontrar una intercepción entre ambas curvas.

- Perfil longitudinal de deformación (PLD)

Una vez va progresando el frente de avance del túnel se generan deformaciones que a su vez redistribuyen el estado de esfuerzos inicial. Inclusive para una excavación sin soporte, la cara del túnel provee una presión de soporte aparente, la cual brinda cierta estabilidad para garantizar el tiempo que permanecerá en pie la excavación.

La siguiente figura muestra como varia el desplazamiento a lo largo de un túnel respecto al avance.

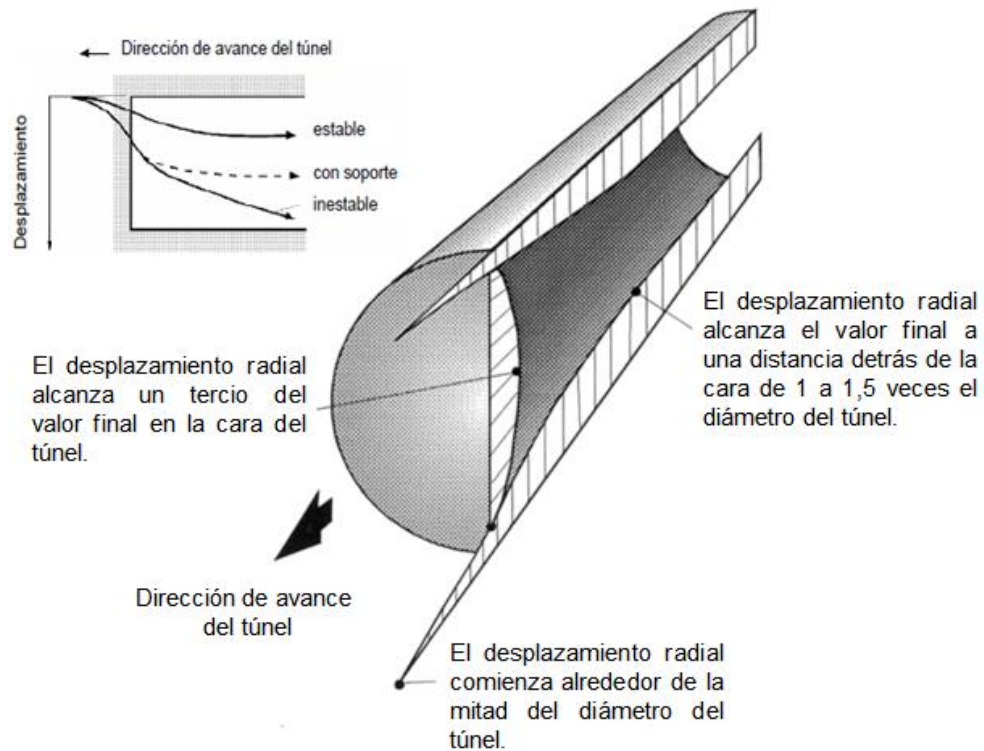


Figura 2-13. Desplazamiento radial alrededor de un túnel según método convergencia- confinamiento. (Rocscience, 2009)

Aunque en la práctica, el método se ve limitado a etapas tempranas de diseño, este provee una solución analítica que proporciona buenas aproximaciones siempre y cuando se consideren las singularidades del terreno y del diseño de fortificación.

2.3.2 Diseño de soporte basado en el Índice de Calidad Geológica- GSI

Esta metodología desarrollada por (Osgoui and Ünal, 2009), propone una aproximación en el diseño de patrones de pernos en una amplia variedad de macizos rocosos, basándose no solo en calidades de roca sino también en un método analítico que integra la presión interna del soporte y el rol que cumple en aumentar la resistencia de la roca y darle soporte.

La presión del soporte se considera como un parámetro crítico, que se ve afectado por aspectos como el peso específico de la roca, relación de esfuerzos verticales y horizontales, diámetro equivalente y GSI. A partir de estas variables se plantea la siguiente expresión, basada en las correlaciones planteadas previamente por los autores (Unal, 1983):

$$P = \frac{100 - \left[\left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{100} GSI} \right]}{100} C_s S_q \gamma D_e$$

Ecuación 1. Expresión de presión del soporte basada en GSI

Dónde: D equivale al factor de perturbación, σ_{cr} a la resistencia residual a la compresión en la zona de falla alrededor del túnel, C_s a la relación entre esfuerzos horizontales y verticales, S_q al factor de *squeezing*, γ al peso específico de la roca y D_e al diámetro equivalente.

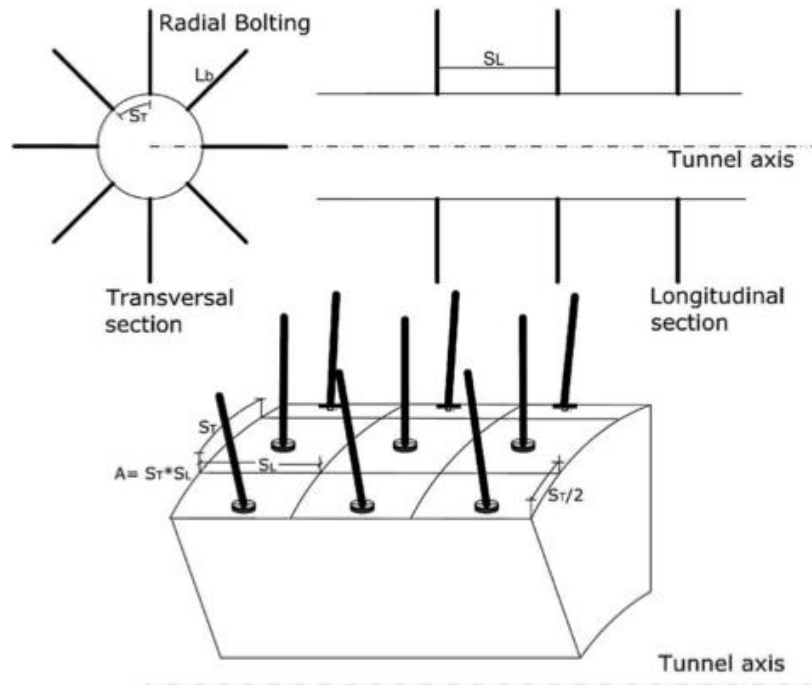


Figura 2-14. Patrón de pernos (transversal y longitudinal) para un túnel circular (Osgoui and Ünal, 2009)

La principal ventaja de esta expresión, es su aplicación en patrones de pernos longitudinales y transversales, bajo diferentes condiciones geotécnicas (Figura 2-14). Este tipo de diseños se determinan a partir de un factor de seguridad que relaciona la capacidad máxima del sistema (C_b) y la carga a la cual estará sometido (presión del soporte, P y espaciamento transversal, S_t y longitudinal, S_l)

$$FOS = \frac{C_b}{P S_t S_l}$$

Ecuación 2. F. S. para patrón de pernos según metodología basada en GSI

De esta manera es posible definir diseños de pernos para roca, incorporando la densidad de elementos y la presión interna del soporte como variables prácticas a la hora de optimizar patrones de pernos en diferentes geometrías de túneles.

2.4 MÉTODOS DE DISEÑO EMPÍRICOS

La mayoría de métodos empíricos de diseño se basan en relaciones entre sistemas de clasificación del macizo rocoso, casos históricos, y experiencias previas, de los cuales gran parte provienen de las industrias civil y minera. Los siguientes métodos de diseño corresponden a los de mayor desarrollo a lo largo de la historia, cuyo uso se da mayormente en etapas tempranas de ingeniería. En general constan de relaciones

establecidas entre diseños empíricos y excavaciones subterráneas con entrada de personal que requieren el uso de elementos de soporte.

Dentro de la siguiente revisión se omite la metodología propuesta por Bieniawski (1979) para el diseño de soporte, debido a que sus recomendaciones son exclusivas para aplicaciones de construcciones civiles basadas en la experiencia y el método de excavación.

2.4.1 Gráfico de Luz Crítica

El gráfico consiste en la relación entre dos aspectos relevantes dentro de excavaciones subterráneas como lo son la calidad de roca y el ancho de excavación, haciendo posible establecer categorías de estabilidad. A continuación se describen los parámetros usados en la formulación del método.

- Sistema de clasificación de roca

El sistema de clasificación usado es el Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976), determinado por la suma de seis parámetros, agrupados en rangos de valores que sumados determina la clasificación del macizo rocoso en cinco categorías (Tabla 2-1).

$$RMR_{1976} = P(UCS) + P(RQD) + P(S) + P(J_c) + P(J_w) + P(J_o)$$

Ecuación 3. Rock Mass Rating, RMR_{1976}

Donde

- *UCS*: resistencia a la compresión uniaxial de la roca,
- *RQD*: índice RQD,
- *S*: espaciamiento entre discontinuidades,
- *J_c*: condición de discontinuidades,
- *J_w*: agua,
- *J_o*: orientación de discontinuidades (para túneles y minas).

A lo largo de los años ha sido ampliamente usado y aceptado dentro de la industria gracias a su versatilidad en la práctica ingenieril, aunque desde sus inicios han existido modificaciones de los puntajes asignados (Bieniawski, 1989), el método mantiene sus postulados iniciales. Dentro del método de diseño de luz crítica se usa el propuesto en 1976, el Anexo A contiene las tablas de puntajes asignados para la determinación de RMR_{1976} .

Tabla 2-1. Clasificación de macizo rocoso según Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)

Clase de macizo rocoso	Descripción	Rango RMR
I	Roca muy buena	81-100
II	Roca buena	61-80
III	Roca regular	41-60

IV	Roca mala	21-40
V	Roca muy mala	0-21

- Span

También conocido como luz crítica, se refiere al diámetro del círculo dibujado entre los límites de la excavación desde una perspectiva en planta. La representación gráfica de span se muestra en la Figura 2-15, a partir de una vista en planta y una de perfil.

Este término se adecuo por simplicidad debido a que en ocasiones la forma irregular de pilares y caserones hacen que el cálculo de radio hidráulico, usado en métodos similares de diseño, resulte complejo.

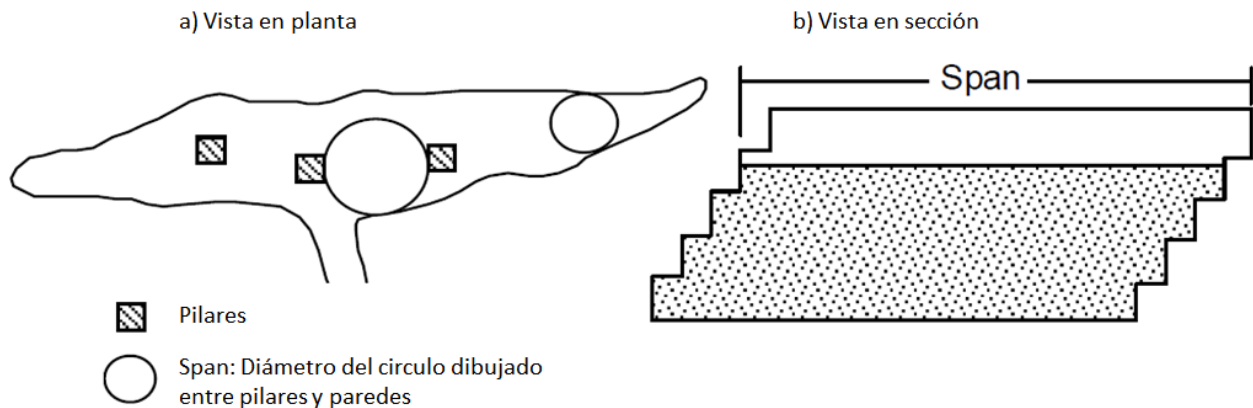


Figura 2-15. Definición gráfica de span, modificado de (Ouchi, 2008)

El método de luz crítica fue desarrollado para evaluar la estabilidad de excavaciones en minas operadas por corte y relleno, siendo rápidamente aceptado por la comunidad minera norteamericana, al proveer un estimativo del ancho máximo y estabilidad a partir del valor de RMR observado (Lang, 1987). La base de datos usada por Lang provenía de una mina de oro canadiense con 172 observaciones de excavaciones con entrada de equipos y personas, a las que se les registro ancho de excavación, estabilidad y soporte usado.

Inicialmente el gráfico consistió en dos líneas rectas que dividieron el gráfico en tres zonas, proponiendo tres categorías de estabilidad (refiriéndose a estabilidad a corto plazo de aproximadamente tres meses); estable, potencialmente inestable e inestable, sus características se especifican en la Tabla 2-2.

Años más tarde se realizaron algunas modificaciones para corregir dos aspectos; el primero se relacionó con mejorar el análisis estadístico que en su origen se fundamentó únicamente en la predicción de la media aritmética obviando datos por sobre o bajo este valor, la segunda considera la necesidad la aumentar la base de datos e incluir distintas faenas para hacer más representativo el desarrollo del método empírico.

Es así como se integraron datos provenientes de seis minas, completando 272 casos históricos canadienses que posteriormente fueron analizados mediante redes neuronales. A partir de lo anterior, nuevas predicciones fueron realizadas entre la información de entrada (observaciones en terreno) y salida (categorías de estabilidad) del modelo, para luego comparar las respuestas obtenidas por ensayo y error con la base de datos recolectada. De esta forma se logró redefinir los límites de las categorías de estabilidad.

Tabla 2-2 . Categorías de estabilidad método de luz crítica (Wang, 1999)

Categoría	Descripción
Estable	<ul style="list-style-type: none"> - No se han implementado elementos de soporte extraordinarios. - No se observan movimientos (de acuerdo a instrumentación). - No existen desprendimientos en el techo.
Potencialmente inestable	<ul style="list-style-type: none"> - La excavación presenta potenciales cuñas. - Se ha instalado medidas extraordinarias para prevenir posibles desprendimientos. - Se han detectado movimiento continuo por la instrumentación.
Inestable	<ul style="list-style-type: none"> - Han ocurrido colapso en el área. - La profundidad de la falla es 0.5 veces el ancho de excavación. - El soporte usado no fue el suficiente para mantener la excavación.

En la Figura 2-16 se comparan las versiones de las curvas de luz crítica. El gráfico inicial, a pesar de tener buen ajuste de datos en un rango de RMR entre 50 y 80, tiene un bajo desempeño respecto al modificado en zonas de roca regular a mala. Esto indica que la predicción mediante redes neuronales mejora la precisión al utilizar un análisis más riguroso mostrando un mejor acople entre los límites de estabilidad y los datos.

Si bien la nueva curva consideró una mejor aproximación para este método empírico, con el tiempo aumento la necesidad de extender el gráfico a zonas de roca regular a mala e incluir el tipo de soporte usado. Ouchi (2008) incorporó 135 datos de siete minas estadounidenses, esta vez de calidades bajas, RMR entre 15 y 62 donde el 79% estaban en el rango de 30 a 50. El span varió de 1.5 a 12,8 [m] y el 93% eran de menos de 7,6 [m].

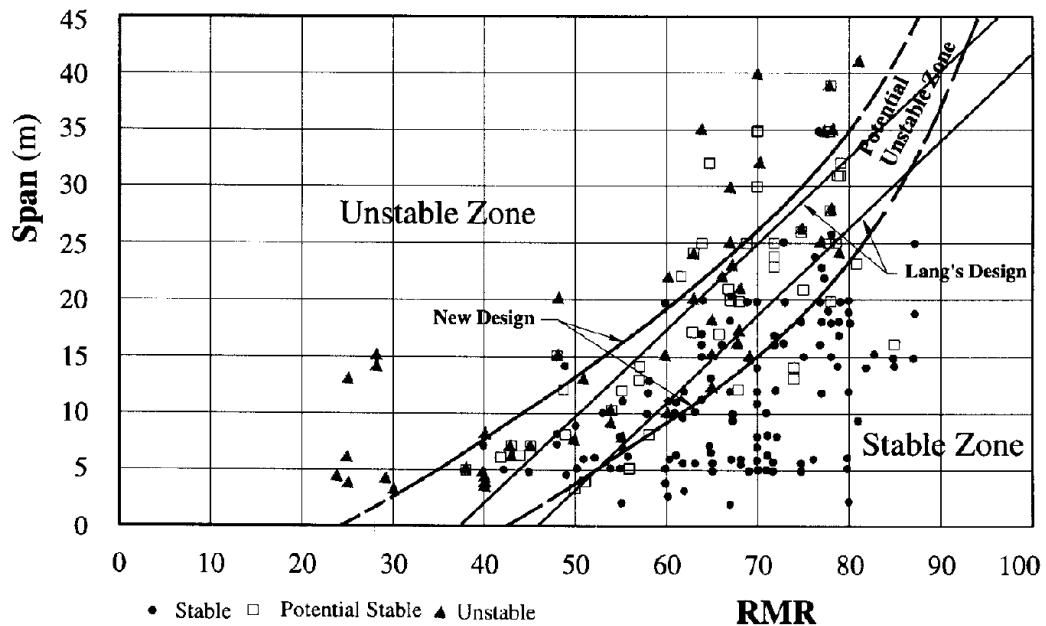


Figura 2-16. Comparación entre versiones del gráfico de luz crítica (Wang et al., 2002)

Uno de los aportes más significativos de Ouchi al método de Lang fue la delimitación de categorías de estabilidad de acuerdo a los elementos de soporte. Las nuevas categorías fueron establecidas de acuerdo a los datos observados en terreno, diferenciando entre pernos de fricción (Split set o Swellex), pernos de adherencia y cableado.

Pese al aporte de esta última modificación, es discutible el manejo dado a la información recolectada. En efecto, la calidad de roca de las excavaciones observadas es expresada en dos sistemas de clasificación: índice Q y RMR. con el fin de unificar los datos se utilizó la correlación de Bieniawski ($RMR = 9 \ln Q + 44$).

Una observación ante el uso de esta equivalencia corresponde a la construcción de la base de datos donde se asume que en la correlación puede ser usada con el índice Q' modificado en vez del índice Q, lo cual omite la influencia de la condición de agua y esfuerzo, alterando los valores usados dentro de la actualización del método.

En general el gráfico final de luz crítica (Figura 2-17) corresponde a una aproximación aceptable dentro de los métodos empíricos de diseño contando con amplia divulgación y aceptación por parte de la comunidad minera. Ha sido usado como una herramienta de diseño de excavaciones durante el año 2008 en la mina Goldstrike ubicada en Nevada, USA, logrando ser parte de programas de mejoramiento de prácticas de seguridad minera estadounidense impulsados por el Instituto Nacional de Seguridad y Salud Ocupacional- NIOSH (Ouchi, 2008).

Tabla 2-3. Categorías de soporte. Grafico luz crítica (Ouchi, 2008)

Categoría	Soporte	Esquema
A	<ul style="list-style-type: none"> - Pernos de fricción (Split set o Swellex). - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 1.5 a 2.4 [m] 	
B	<ul style="list-style-type: none"> - Pernos de fricción (Split set o Swellex). - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 1.5 a 2.4 [m]. - Pernos adheridos con resina. - Pernos aislados. - Longitud de pernos de 2.4 [m]. 	
C	<ul style="list-style-type: none"> - Pernos de fricción (Split set o Swellex). - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 1.5 a 2.4 [m]. - Pernos adheridos con resina. - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 2.4 [m]. 	
D	<ul style="list-style-type: none"> - Pernos de fricción (Split set o Swellex). - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 1.5 a 2.4 [m]. - Pernos adheridos con resina. - Espaciamiento entre pernos de 1.2 a 0.9 [m]. - Longitud de pernos de 2.4 [m]. - Cableado. - Longitud de 7 [m]. - Shotcrete, concreto, arcos de acero y malla entre otros. 	

A pesar de que el método otorga una guía rápida para la evaluación de estabilidad en excavaciones subterráneas a partir de la calidad de roca y la geometría de la excavación. Existen diferentes limitaciones a la hora de su aplicación y validación entre ellas se destaca el origen de los casos históricos. La información recolectada de terreno es incompleta y no da cuenta de aspectos de la excavación como: uso, profundidad y aspectos geológicos, lo cual hace imposible reproducir sus datos bajo diferentes condiciones.

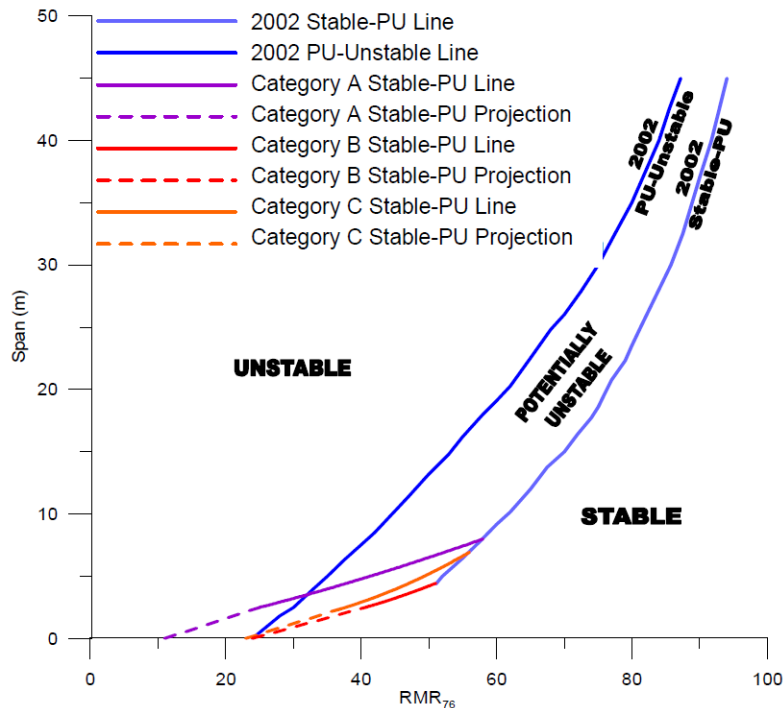


Figura 2-17. Gráfico de luz crítica con categorías de soporte (Ouchi, 2008)

A su vez solo da razón del ancho de excavación y una ligera sugerencia del posible comportamiento del soporte, más no una guía de diseño para los elementos de soporte. Tampoco analiza parámetros de diseño que definen el comportamiento del soporte frente a la excavación como por ejemplo capacidades, largo, espaciamiento y tipo de elemento.

2.4.2 Guías de diseño basadas en Q de Barton

El sistema Q representa una de las mayores contribuciones a la clasificación de macizos rocosos (Barton et al., 1974). Inicialmente consideró 212 casos de túneles escandinavos en roca dura para estimar el requerimiento de soporte en función del índice de calidad de roca Q definido por:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) * \left(\frac{J_r}{J_a} \right) * \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

Ecuación 4. Rock Tunneling Quality Index.

Donde

- RQD : índice RQD,
- J_n : número de sets de discontinuidades,
- J_r : da cuenta de la rugosidad de las discontinuidades,
- J_a : alteración y relleno de discontinuidades,
- J_w : presencia de agua o filtraciones,
- SRF : factor reducción por esfuerzos.

Cada uno de los cocientes representan características del macizo, el primero da cuenta del tamaño de los bloques, el segundo de la resistencia al corte por la fricción entre bloques y el tercero de los esfuerzos activos (equivalente a 1 en el índice modificado Q'). Los valores de índice Q varían de 0.001 a 1000 en una escala logarítmica, definiendo nueve categorías geotécnicas de roca, reseñadas en la Tabla 2-4, variando desde macizos rocosos excepcionalmente malos hasta excepcionalmente buenos.

Tabla 2-4. Clasificación de macizo rocoso según índice Q (Barton et al., 1974)

Descripción del macizo	Q
Excepcionalmente malo	0,001 – 0,01
Extremadamente malo	0,01 – 0,1
Muy malo	0,1 – 1
Malo	1 – 4
Regular	4 – 10
Bueno	10 – 40
Muy bueno	40 – 100
Extremadamente bueno	100 – 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

Barton (2002) ajustó el parámetro de SRF con el objetivo de incorporar el efecto de altos y bajos esfuerzos in-situ. Para ello, consideró el efecto de presiones causadas por material suelto en macizos de mala calidad geotécnica, esfuerzos alrededor de túneles excavados en roca competente, presiones asociadas al flujo plástico (squeezing) y al hinchamiento (swelling) en macizos de baja competencia bajo estados de esfuerzos importantes

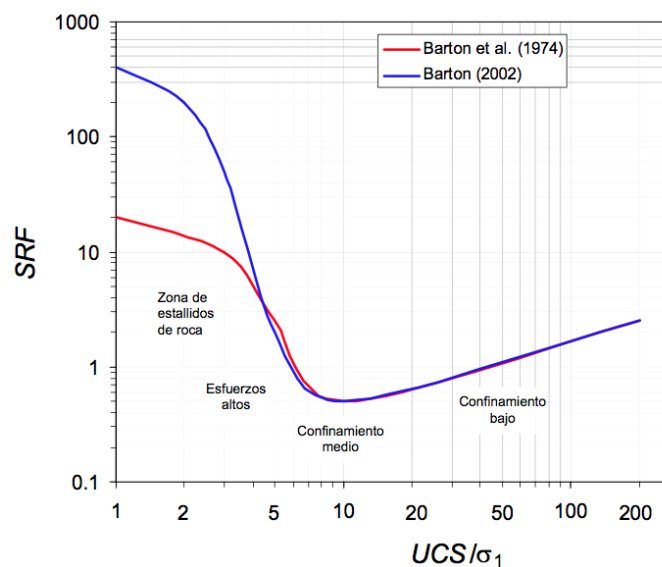


Figura 2-18. Modificación al factor de reducción por esfuerzos del índice Q (Barton, 2002)

Como lo indica la Figura 2-18, la actualización otorga valores de SRF más altos al considerar zonas de estallidos de roca, que eventualmente reducen el valor de Q. Este parámetro tiende a ser susceptible ante planos debilidad a escala del macizo, que causen condiciones desfavorables en el terreno. Un valor óptimo para SRF se estima cercano al 0.5 contemplando un confinamiento medio que no afecte la roca ante la sobrecarga de esfuerzos a la que se ve sometida la excavación.

Barton (1974) relaciona el índice de calidad de roca con el diámetro equivalente (D_e), el cual se precisa como la relación entre el ancho de la excavación y el factor ESR que toma en cuenta cierto grado de inestabilidad permitido a la excavación en función de su uso y del tiempo requerido para el servicio.

La Figura 2-19 muestra los casos históricos iniciales usados para el desarrollo del método contemplando el uso o no de soporte, la gran mayoría de estos provienen de casos civiles de construcción de túneles para diferentes usos en Noruega. La frontera inferior define el requerimiento de soporte se define mediante un análisis de los datos expresado por $D_e = 2Q^{0.4}$.

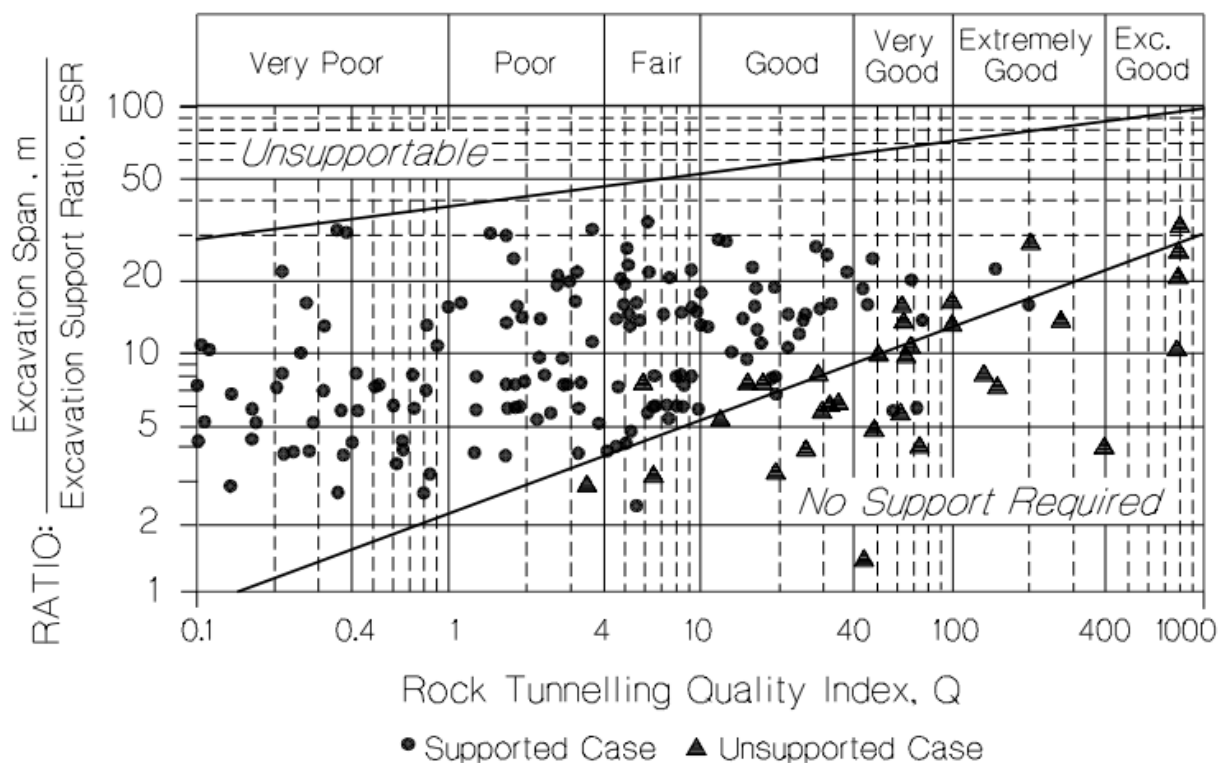


Figura 2-19. Casos históricos usados para índice Q de Barton (Barton et al., 1974)

Guías de diseño de refuerzo

Estas recomendaciones empíricas están basadas en la relación entre el diámetro equivalente D_e , y la calidad de roca expresada en el sistema Q. De acuerdo a esta relación y al análisis de casos históricos, inicialmente se determinaron 38 categorías en función de las características de diseño de fortificación encontradas en terreno. Finalmente se establecieron 9 categorías, las cuales resumen de manera práctica los

tipos de elementos de refuerzo y soporte comúnmente usados en sostenimiento de túneles.

Las guías de diseño están categorizadas de la manera (Grimstad and Barton, 1993).

1. Sin sostenimiento
2. Perno puntual
3. Perno sistemático
4. Perno sistemático con shotcrete sin refuerzo proyectado 40-100 [mm]
5. Shotcrete reforzado 50-90 [mm] y perno sistemático
6. Shotcrete reforzado 90-120 [mm] y perno sistemático
7. Shotcrete reforzado 120-150 [mm] y perno sistemático
8. Shotcrete reforzado >150[mm] con refuerzo de arcos armados y perno sistemático
9. Revestimiento de concreto

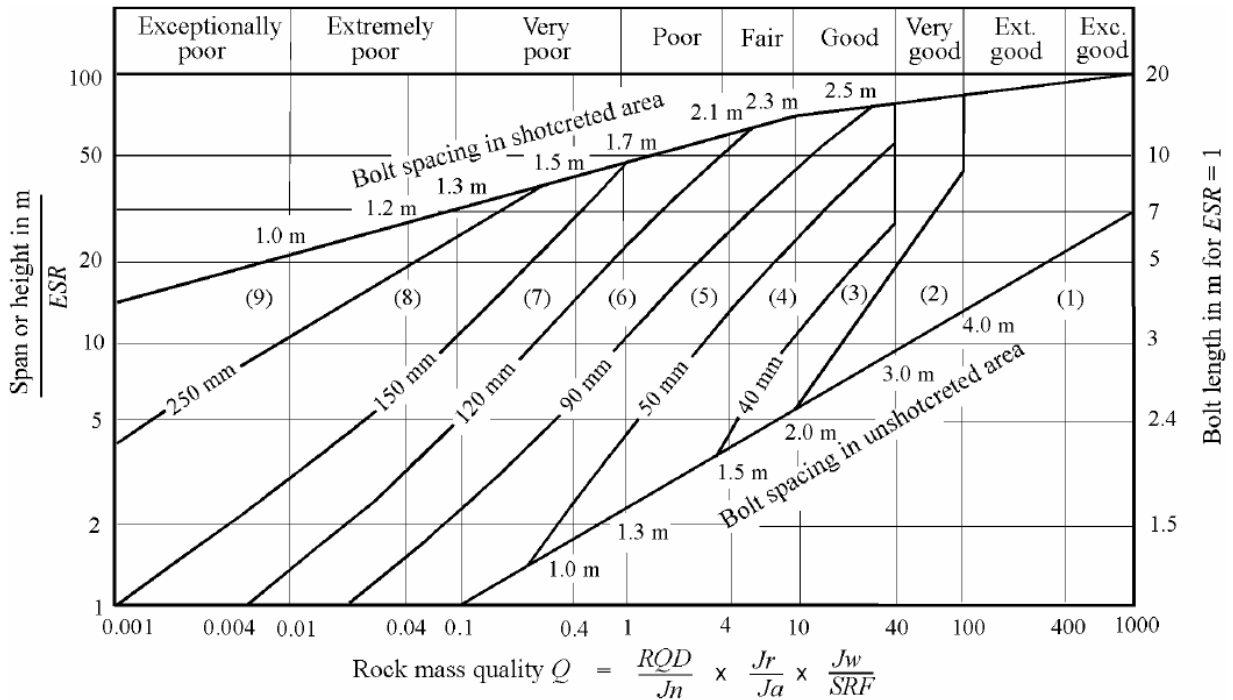


Figura 2-20. Categorías de guía de diseño de soporte basadas en el índice Q (Grimstad and Barton, 1993)

Barton (1973) propone un gráfico de diseño de soporte (Figura 2-20) el que incluye los parámetros espaciamento entre pernos en áreas con y sin shotcrete, espesor de

shotcrete diferenciando el uso de fibras para refuerzo y para macizos de muy mala calidad sugiere el uso de concreto.

Conjuntamente a partir de análisis de los casos históricos indica relaciones para la longitud del soporte, ancho máximo y presión del soporte, de esta manera el largo de perno L se estima en función del ancho de excavación B y del parámetro ESR .

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR}$$

Ecuación 5. Largo de pernos según método empírico Q

Otra expresión relevante integrada por este método es el ancho máximo sin soporte, valor con el que una excavación permanece en pie sin necesidad del uso de elementos de soporte. Este concepto que es discutible ya sólo considera la calidad de roca y omitir condiciones de estabilidad o tiempo de uso.

$$Ancho\ máximo_{sin\ soporte} = 2ESRQ^{0.4}$$

Ecuación 6. Ancho máximo sin soporte según método empírico Q

Por último indica una relación entre el valor de Q y la presión de soporte requerido en el techo de excavaciones.

$$P_{techo} = 2\sqrt{J_n}Q^{-1/3}$$

Ecuación 7. Presión de soporte requerida en el techo según método empírico Q

Este método empírico es usado en la actualidad dentro de etapas tempranas de ingeniería en el diseño de soporte en excavaciones con entrada de personal. Aunque integra el factor de corrección ESR para casos mineros, se sigue omitiendo el origen de la mayoría de datos que en su mayoría corresponden a casos civiles, lo cual puede verse reflejado en diseños conservadores respecto los requeridos por la industria minera.

Entre las falencias más importantes del método, está la escasa integración de variables indispensables en el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas en macizos rocosos, lo que a su vez resulta relevante a la hora de evaluar los diseños desde un punto de vista geotécnico. Cabe resaltar que no se registran investigaciones que realicen una evaluación completa acerca de su desempeño en los diferentes rangos de aplicación que sugieren los autores.

2.5 MÉTODOS NUMÉRICOS

A diferencia de los métodos analíticos, los modelos numéricos requieren de técnicas computacionales más complejas, debido a que integran en su análisis una variedad más amplia de parámetros que influyen dentro del problema. En general la exactitud del modelo y su tiempo de modelación están relacionadas con el tipo de análisis y el código implementado.

Existen diferentes tipos de análisis debido a que ningún método puede capturar todos los aspectos del comportamiento real de la roca. Se dividen en continuo y discontinuo, el primero consiste en dividir el medio en un número finito de sub-dominios (elementos) cuyo comportamiento se describe por descripciones matemáticas con un grado finito de grados de libertad, para determinar la influencia de diversos parámetros en el comportamiento de todo el sistema. Los discontinuos en cambio modelan la interacción entre sistemas de bloques o partículas, llegando a ser discretizados internamente para comportarse como dominios deformables o elásticos (Jing, 2003).

Comúnmente los métodos numéricos más usados en el modelamiento numérico de mecánica de rocas son:

- Continuos: método de diferencias finitas (FDM), método de elementos finitos (FEM), elementos de borde (BEM).
- Discontinuos: método de elementos discretos (DEM), redes de fracturas discretas (DFN).
- Híbridos: FEM/BEM, FEM/DEM, entre otros

2.5.1 Elementos Finitos

El método de elementos finitos (FEM) ha sido impulsado durante los últimos años gracias a los avances informáticos que lo han establecido como una herramienta útil en la solución de problemas ingenieriles, ciencia aplicada, investigación e industria. Este modelo matemático permite cálculos sencillos y fiables con menor tiempo de análisis. Dentro de área geomecánica existen diferentes códigos que abarcan un amplio rango de aplicaciones dentro del sector minero (Bull, 2003).

El planteamiento general de esta técnica consiste en la división del continuo en subconjuntos de elementos conectados entre sí a través de una serie de puntos, de manera que las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo presiden de igual forma a los elementos, logrando dar una solución aproximada al problema.

La Figura 2-21 ilustra un esquema generalizado acerca del desarrollo del método de manera global. Inicialmente se define el espacio geométrico a estudiar, en este caso se cuenta con la sección transversal de una excavación subterránea con una geometría específica sometida a esfuerzos iniciales p_{xx}, p_{yy}, p_{xy} .

En la parte (b) es seleccionado el dominio del problema y se imponen las condiciones de borde que fijan el sistema de acuerdo al entorno. La discretización del medio se realiza mediante elementos triangulares o cuadriláteros los que deben disponer en mayor densidad en áreas de gradientes altos para considerar un mejor análisis.

Como se observa en la parte (c) cada uno de los elementos se definen por un número de puntos también llamados nodos (i, j, k) , encargados de conectar entre sí los elementos, y sobre los cuales se puntualizan las incógnitas fundamentales del problema (Brady, 2004).

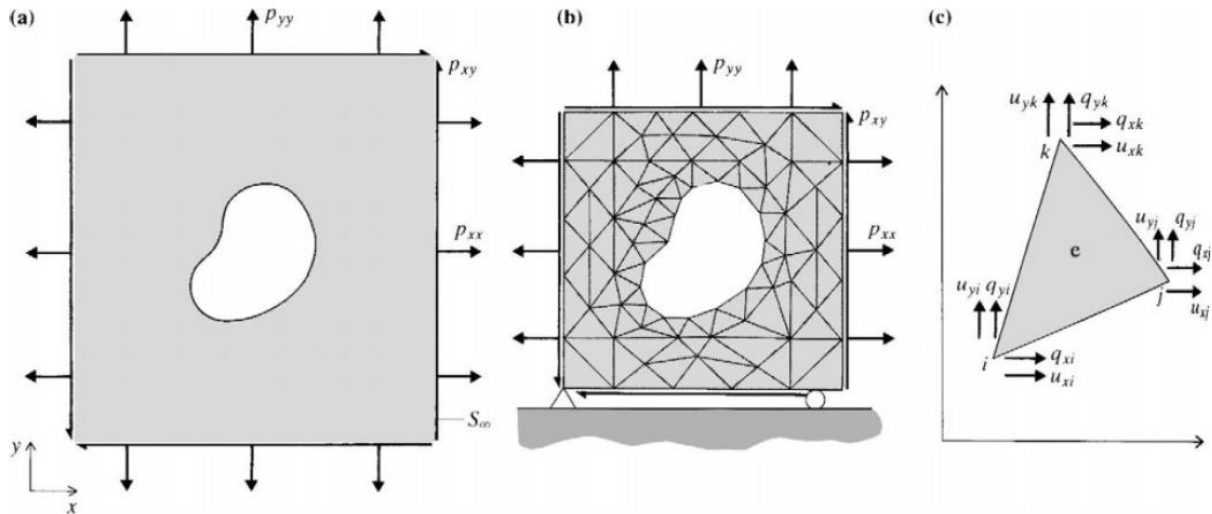


Figura 2-21. Desarrollo del método de elementos finitos (Brady, 2004)

A su vez, se debe elegir el set de funciones con las cuales se definirá el desplazamiento de los componentes en cualquier punto de la malla en función de los desplazamientos nodales, de esta manera las propiedades asignadas al medio influyen en los subdominios. Esto siempre y cuando se asuma que dentro del análisis por FEM la transmisión de fuerzas internas entre elementos se realiza mediante la interacción de los nodos. La red de elementos y su cálculo involucra ecuaciones simultáneas, cuya solución se establece evaluando la inversión de una matriz de rigidez.

Las ventajas de este tipo de herramienta dentro de los métodos numéricos, radica en la versatilidad para analizar una gran cantidad de problemas ingenieriles y su excelente aproximación a la solución, siendo ideal para problemas elásticos con grandes deformaciones. Al tener una solución explícita se requiere de mayores capacidades de memoria a diferencia de otros métodos ya que la solución por matrices involucra un cálculo que requiere de avanzadas condiciones computacionales.

Phase²

Esta tesis utilizará la herramienta Phase² en su versión 8.0 desarrollada por Rocscience Inc. Es un potente programa en dos dimensiones que mediante elementos finitos, puede ser usado en un amplio rango de proyectos de ingeniería en roca o suelo. Puede ser utilizado en modelamiento numérico de casos complejos como túneles en roca débil, cavernas subterráneas, estructuras en suelo, minas a cielo abierto y taludes entre otros. Además brinda la opción de crear multi-etapas capaces de integrar fallas en el terreno y el efecto de aguas subterráneas (Rocscience, 2014). Los aspectos básicos usados por el programa se muestran en el esquema de la Figura 2-22.

Entre las características más relevantes para su uso dentro del desarrollo de esta tesis esta la incorporación del estudio de interacción con elementos de soporte dentro de su código (revestimientos, cableado y pernos) y el análisis mediante el método de reducción de resistencia al corte (SSR). Esto permite personalizar sus principales parámetros de cálculo.

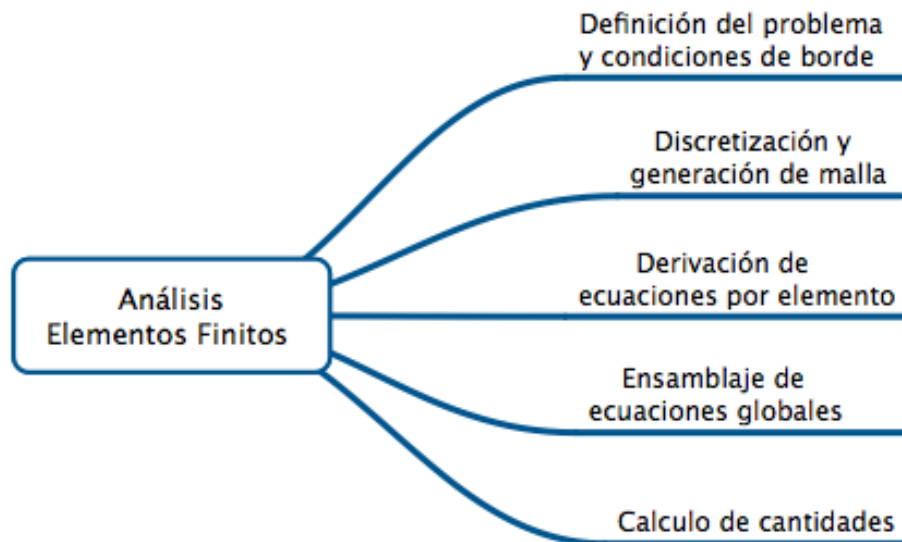


Figura 2-22. Aspectos básicos en el análisis mediante elementos finitos

2.5.2 Modelamiento numérico de soporte

Phase² ofrece una variedad de opciones para el modelamiento numérico de soporte en aplicaciones geotécnicas. El software considere dos categorías *Bolts* y *Liners*, integrando en cada una, parámetros de diseño de acuerdo a las necesidades del usuario. La formulación de su cálculo son detalladas a continuación.

Bolts

Corresponde a la representación de pernos, siendo posible elegir entre tres modelos de acuerdo al diseño que se desee evaluar. Para cada uno, el programa brinda la opción de modificar aspectos geométricos como su longitud, espaciamiento y ubicación respecto a la horizontal. En la Tabla 2-5 se resume las características de formulación para las tres categorías de relevancia dentro de este trabajo.

Tabla 2-5. Formulación del análisis de pernos en Phase²

Elemento	Formulación	Interacción en FEM	Mecanismo de falla
<i>End anchored</i>	<ul style="list-style-type: none"> -Representa a pernos de anclaje mecánico. -Se constituye como un elemento deformable y unidimensional. - La fuerza axial se calcula desde el desplazamiento axial entre puntos finales. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se considera como un sólo elemento. - La interacción con la malla se da únicamente a través de los puntos finales del elemento. 	<ul style="list-style-type: none"> -Tensión: cuando excede la capacidad máxima. Existe la opción de integrar carga residual al análisis, no obstante en la práctica este valor tiende a ser cero.

<p><i>Fully bonded</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> -Representa a pernos de adherencia como lechados con resina o cemento. - La fuerza axial a través del perno se determina por la elongación del elemento. -No se considera la interfaz roca/grout o perno/grout. Se asume solo la interacción entre perno y macizo rocoso sin interferencias. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se divide en elementos de perno de acuerdo a como intercepte la malla de elementos finitos. - Cada elemento actúa de manera independiente, los elementos vecinos no se influncian directamente entre sí, solo de manera indirecta a través de su efecto en el macizo rocoso. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tensión: cuando excede la capacidad máxima, -Indicar falla en un elemento no implica falla en los segmentos adyacentes.
<p><i>Swelllex/ Split set</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> - Representa los pernos por fricción. - Se calcula la fuerza de fricción entre el perno y el macizo rocoso. -La fuerza de corte se asume como una función lineal del momento entre perno y macizo rocoso. -Dentro del análisis se integra el área tributaria correspondiente al área efectiva de la sección transversal del perno. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se comporta como un solo elemento, el perno es discretizando de acuerdo a como intercepte la malla de elementos finitos. - El comportamiento entre segmentos del perno afecta directamente a los elementos adyacentes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tensión y Corte: cuando excede los valores máximos del perno. -La falla de un elemento no indica falla total del perno.

Liners

Esta herramienta permite modelar el uso de revestimientos de shotcrete, concreto, concreto reforzado y sistemas de multi-refuerzo de manera sencilla, considerando características de diseño como geometría, propiedades elásticas y parámetros de resistencia entre otros.

En el caso del shotcrete este es modelado usando un *Liner* del tipo *Standard Beam*. Su representación considera una combinación de tensiones de carga axial y flexión. Dentro del análisis se consideran propiedades elásticas (módulo de elasticidad y razón de poisson), y se da la opción de trabajar con materiales plásticos o elásticos, por lo que se requiere parámetros de resistencia los cuales varían dependiendo si se analiza shotcrete con o sin refuerzo. En el caso de que un elemento exceda el límite plástico del material se considera fallado. A pesar de que un elemento falle, se conserva la carga y se distribuye sobre los segmentos adyacentes (Carranza-Torres, 2004).

2.6 MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE

También conocido como SSR por sus siglas en inglés, es un método comúnmente usado para determinar factores de seguridad mediante la reducción progresiva de parámetros de resistencia del material, llevando así el modelo a un estado de equilibrio. Generalmente es útil en el estudio de estabilidad de taludes destacándose como una valiosa herramienta.

2.6.1 Teoría

Décadas atrás gran parte de los de análisis de estabilidad en taludes se llevaban a cabo mediante aproximaciones de equilibrio límite, sin embargo debido a deficiencias en los planteamientos de las teorías y el avance computacional, las técnicas convencionales se reemplazaron e introdujeron nuevas como el método de reducción de resistencia al corte. El método se basa en el criterio de falla de Mohr- Coulomb y permite asignar factores de seguridad a partir de una reducción sistemática de las propiedades de resistencia del material hasta inducir a la falla.

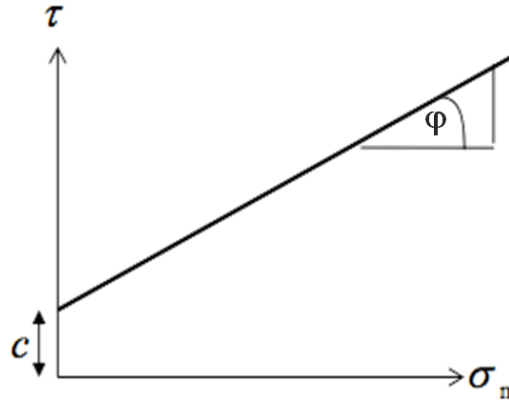


Figura 2-23. Envoltente de falla según criterio de Mohr- Coulomb (Dawson et al., 1999)

Es así como la resistencia al corte (τ) a lo largo del plano, se constituye por dos componentes; una de cohesión constante (c) y una de fricción dependiente de los esfuerzos normales ($\sigma_n \tan \phi$).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Ecuación 8. Criterio de falla de Mohr- Coulomb

La reducción de la resistencia al corte se expresa entonces como:

$$\frac{\tau}{SSR} = \frac{c}{SSR} + \sigma_n \frac{\tan \phi}{SSR}$$

Ecuación 9. Criterio de Falla M-C reducido por Método SSR

En este caso los factores se pueden representar:

$$c^* = \frac{c}{SSR} \quad y \quad \phi^* = \arctan \frac{\tan \phi}{SSR}$$

Ecuación 10. Parámetros de resistencia reducidos en SSR crítico

De esta manera se incrementa gradualmente el valor de SSR hasta obtener el factor de seguridad para el modelo.

Una de las limitantes de esta técnica es su restricción respecto a la teoría de Mohr-Coulomb y el tipo de materiales para la cuales aplica. Si bien, general la resistencia de

los macizos rocosos se caracteriza por envolventes de falla no lineales, es posible su aplicación en criterios que tengan una mejor representación, como el generalizado de Hoek- Brown. Para el ajuste de los parámetros de resistencia en la literatura es posible encontrar diferentes técnicas, que se encuentran validadas y calibradas. A continuación se destacan las más usadas:

- Aproximación al criterio de falla no lineal, usando el mejor linealizador y la subsecuente reducción global de los parámetros c y φ (Hammah et al., 2005) (Dawson et al., 2000).
- Determinar la equivalencia de parámetros entre criterios de falla usando el software RocLab (Rocscience) (Hoek et al., 2002).
- Fijar los valores de c y φ de manera local de acuerdo a los esfuerzos locales y posteriormente hacer la reducción de los parámetros. (Fu and Liao, 2010) (Chakraborti et al., 2012).

A pesar de que en la actualidad se considera la técnica de SSR como una herramienta geomecánica exclusiva para estudios de estabilidad de taludes, recientes investigaciones la exponen en aplicaciones para minería subterránea (Walter and Konietzky, 2008) (Konietzky and Le, 2008) (Le Van, 2008).

2.6.2 Formulación en Elementos Finitos

Phase² en su octava versión, incluye la opción de usar el método de reducción de resistencia al corte (SSR), permitiendo llevar a cabo el análisis a través el elementos finitos, mediante el cálculo de valores de SSR críticos que equivalen a factores críticos de seguridad.

El algoritmo básico desarrollado se describe en la Figura 2-24. Inicialmente se analiza el modelo mediante elementos finitos con las características del material ingresado, al ser un método de análisis usado en su mayoría para taludes, su estudio se analiza desde la deformación del material. En la segunda etapa se incrementa el valor de SSR y se calculan los nuevos parámetros de resistencia, analizando nuevamente el modelo y registrando el desplazamiento total máximo. Finalmente se repite sucesivamente el paso anterior realizando incrementos sistemáticos, hasta que el modelo no converja a una solución y el desplazamiento calculado exceda el del material, es así como determina el valor crítico de SSR al observar falla del material.

Es el análisis es posible personalizar parámetros de acuerdo a como se desee evaluar el modelo numérico, dando la opción de elegir entre un análisis automático de acuerdo al criterio de convergencia que asigna el programa o ingresando el valor final de SSR y el incremento gradual deseado. Para ambos casos se puede establecer el valor inicial del cálculo.

A pesar de todas las ventajas que incluye un análisis mediante elementos finitos, los software actuales se limitan a analizar estabilidad de taludes, por lo que algunas opciones como la reducción de parámetros de resistencia en los elementos de soporte y discontinuidades, no se incluyen dentro del análisis que ofrece.

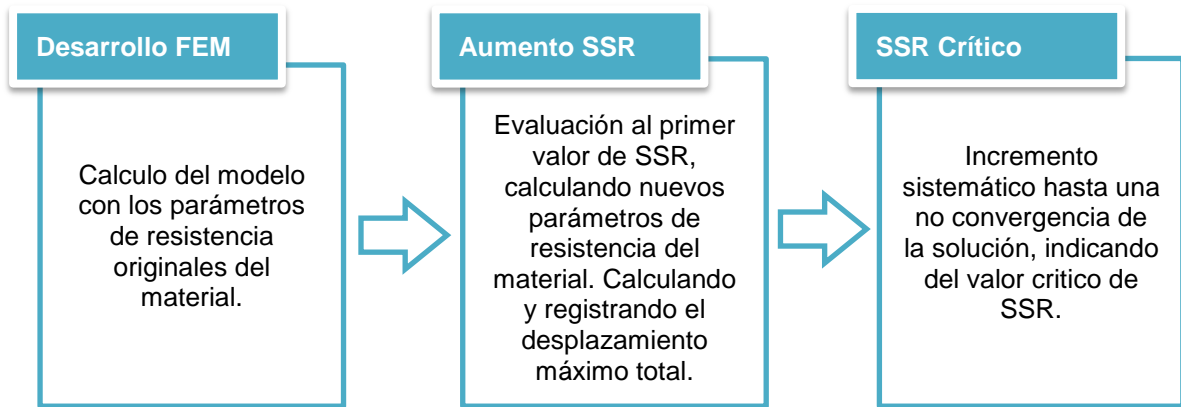


Figura 2-24. Algoritmo básico de cálculo de SSR mediante elementos finitos

2.7 CONCLUSIONES

Existe gran variedad de elementos usados para la estabilización de roca en minería subterránea, cuyo principal objetivo es el de auto sustentar el macizo rocoso para prevenir desplazamientos o separaciones, conservando así condiciones de diseño y seguridad que garanticen la estabilidad de las excavaciones. Entre los más usados se encuentra el uso de pernos y mezclas de shotcrete, que gracias a su versatilidad permiten su aplicación en una amplia gama de condiciones tanto geológicas y técnicas, brindando una excelente relación costo- beneficio, facilidades de instalación y opciones de integración.

El diseño de este tipo de elementos de estabilización depende de características propias del sistema de refuerzo y del macizo rocoso. Esta interacción puede establecerse por medio de aproximaciones empíricas o analíticas. En general los métodos empíricos se basan en la recolección de casos históricos que establecen los requerimientos de soporte en función de algún sistema de clasificación. Entre los más usados está el Índice Q, y el RMR de los cuales se derivan el índice modificado Q' y el MRMR, usados en diferentes análisis en diseño minero.

A pesar de que los métodos empíricos proveen una buena aproximación para el fenómeno de interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento, en la práctica, se ven limitados a aplicaciones en etapas primarias de diseño. De este modo se propone el modelamiento numérico como una herramienta que busca establecer una mejor representación de un problema ingenieril, mediante expresiones matemáticas de las cuales se pueda diferir su comportamiento con cierta precisión.

Entre los diferentes software de modelamiento numérico en mecánica de rocas, se eligió Phase² (elementos finitos), debido a su versatilidad para analizar una gran cantidad de problemas ingenieriles y su excelente aproximación en casos con grandes deformaciones. Además integra el cálculo del Método de reducción de resistencia al corte (SSR), que si bien es comúnmente usado en el análisis de taludes mineros, este trabajo la presenta como una herramienta de análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas.

3. METODOLOGÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

La siguiente figura muestra la metodología a seguir. Inicialmente se definen los parámetros que se consideran de mayor relevancia dentro del diseño como condiciones de esfuerzos y propiedades de la roca entre otros. Una vez establecidos, éstos se ingresan al gráfico empírico del índice Q (Barton et al., 1974) para determinar los requerimientos de soporte que posteriormente se incluirán dentro del modelo numérico en Phase². Finalmente, usando una adaptación del método de reducción de resistencia al corte, se asignarán factores de seguridad a las diferentes simulaciones de acuerdo al criterio de estabilidad elegido.

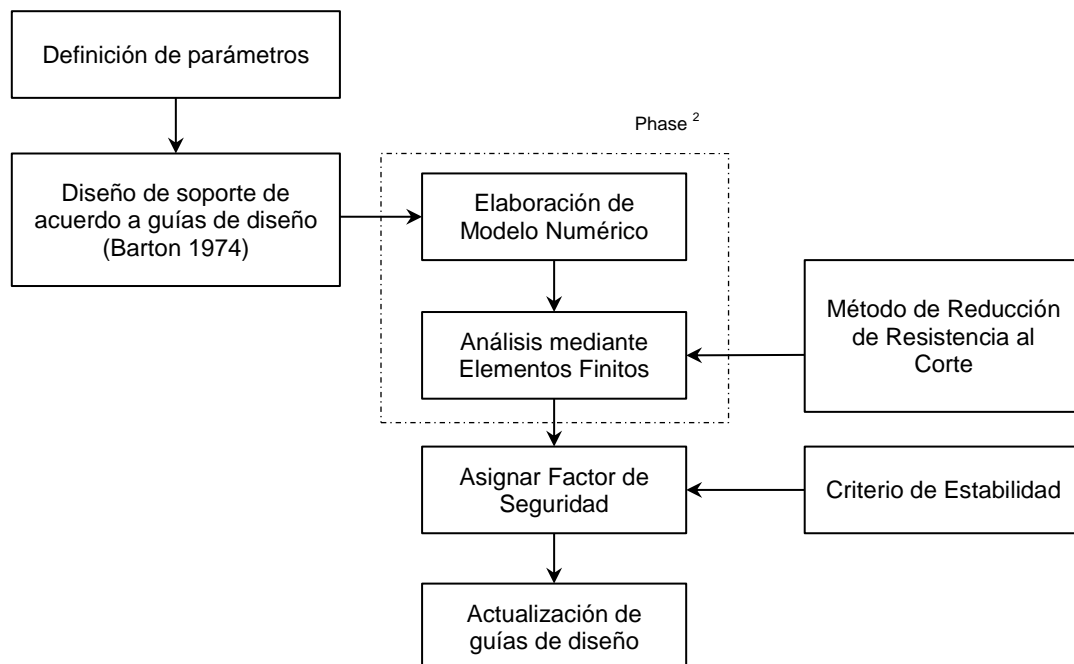


Figura 3-1. Esquema general de metodología propuesta

3.2 DEFINICIÓN DE CASOS

Cada uno de los parámetros involucrados con el macizo rocoso y los elementos de soporte resultan críticos a la hora de evaluar su importancia dentro del diseño. A pesar de que el modelamiento numérico permite analizar problemas complejos mediante la representación de aspectos detallados de sistemas reales, es necesario limitar los parámetros a evaluar para restringir la cantidad de simulaciones, además de mantener la simplicidad del modelo.

Los casos a simular se definieron considerando parámetros representativos tanto del macizo rocoso como de la excavación. Entre ellos se estableció la profundidad de la excavación respecto a la superficie, relación de esfuerzos horizontales y verticales, resistencia a la compresión uniaxial y calidad de roca expresada mediante el índice GSI. La Tabla 3-1 presenta las variables incluidas en el estudio, cuyos valores corresponden a valores típicos encontrados en las operaciones mineras.

Tabla 3-1. Parámetros críticos evaluados en las simulaciones

Variable	Valor
Profundidad, z [m]	250 - 500 - 1000
Razón de esfuerzos, k	1 – 1,5 - 2
Resistencia a la compresión uniaxial, UCS [MPa]	50 - 100 - 150
Índice de resistencia Geológica, GSI	30 - 50 - 80

Este estudio, además de evaluar el efecto de estas variables en el diseño de soporte, también buscar evaluar la diferencia entre tipos de soporte. Para efectos de este estudio, se consideran pernos de adherencia y de fricción.

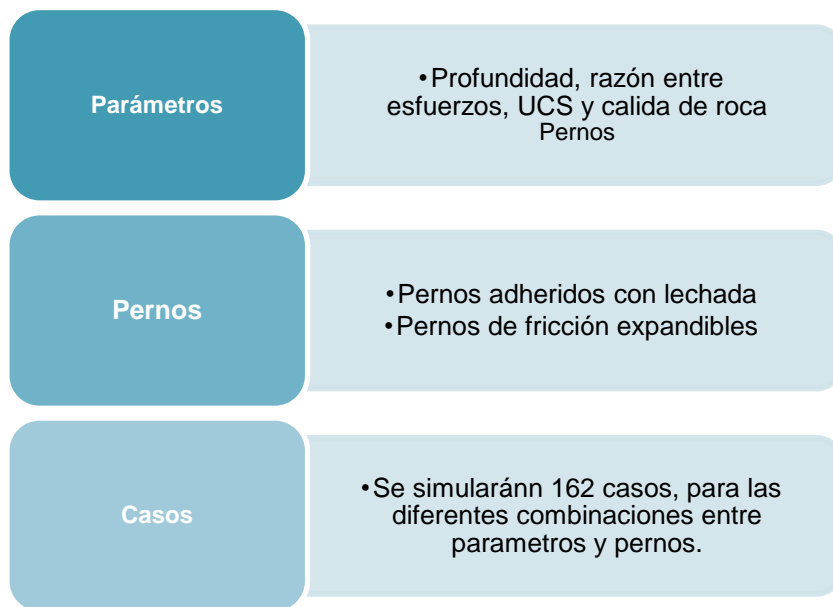


Figura 3-2. Casos y aspectos a simular durante el trabajo

De esta manera la Figura 3-2 define los casos de estudio incluyendo las dos variables de pernos para roca. A lo largo de esta tesis se desarrollarán simulaciones y determinación de parámetros para 162 casos, además se realizarán simulaciones adicionales para analizar diferentes anchos de excavación.

Por simplicidad y uniformidad de los futuros análisis, esta tesis considera una galería subterránea de geometría estándar de en forma de herradura. Geométricamente se respetarán las siguientes restricciones:

- El alto (A) será igual al ancho (S) de la excavación.
- Existe una diferencia entre paredes y techo por lo tanto la altura en las paredes (B), corresponderá a la mitad del alto de la excavación ($B=A*0.5$).

Inicialmente los sets de simulaciones tendrán una misma geometría, considerando un ancho de excavación de 4.2 [m].

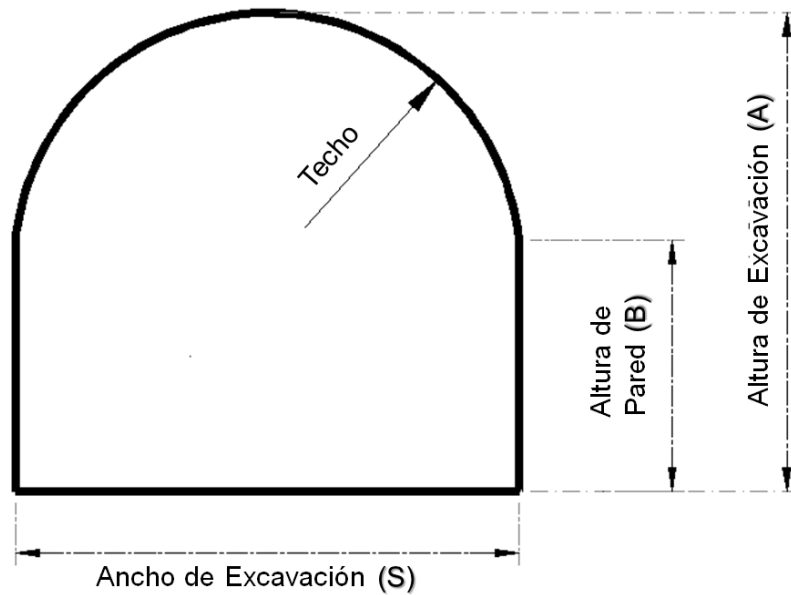


Figura 3-3. Geometría estándar para simulaciones

Las simulaciones se agruparan en 18 sets de casos donde se evalúa diferentes variables, los primeros nueve corresponden a pernos de adherencia y los restantes a pernos de fricción. En la Figura 3-4 se muestra un diagrama de los sets de simulaciones realizadas. De esta manera el set 1 corresponde a un $k=1$, $UCS=50$ evaluados a tres diferentes valores de profundidad y calidad de roca. Este patrón se repite hasta abarcar los diferentes valores de relación de esfuerzos y resistencia a la compresión uniaxial.

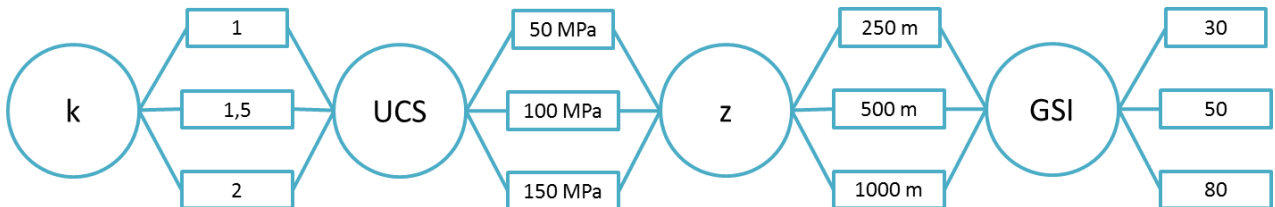


Figura 3-4. Diagrama de sets de simulaciones

3.3 SELECCIÓN DE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN

La selección de elementos de soporte para las simulaciones se enfocará en las sugeridas por el método empírico del índice Q. El gráfico utilizado por Grimstad & Barton (1993) establece diferentes categorías de soporte en las cuales serán agrupados los casos en estudio. Con el fin de acotar la cantidad de simulaciones, se trabajará inicialmente con un ancho de excavación de 4.2 [m] que permitirá moverse a través del gráfico en función de la calidad de roca.

El eje vertical del gráfico corresponde al Diámetro Equivalente que relaciona el ancho de la galería con el ESR, factor usado para dar cuenta de los diferentes grados de inestabilidad basándose en el tiempo de servicio y el uso de la excavación.

Generalmente el valor de ESR correspondiente a excavaciones mineras permanentes corresponde a 1.6, pero dentro de esta tesis se considera con un valor de 1, para que la evaluación de estabilidad no se vea castigada por este parámetro. A continuación se desarrolla paso a paso la elección de los sistemas de soporte para pernos y shotcrete.

3.3.1 Shotcrete

En el planteamiento del método empírico se incluye el uso de mezclas de shotcrete proyectado, diferenciando entre con y sin refuerzo dependiendo del requerimiento de soporte, estas categorías se mantendrán dentro de los casos incluidos en el modelamiento numérico.

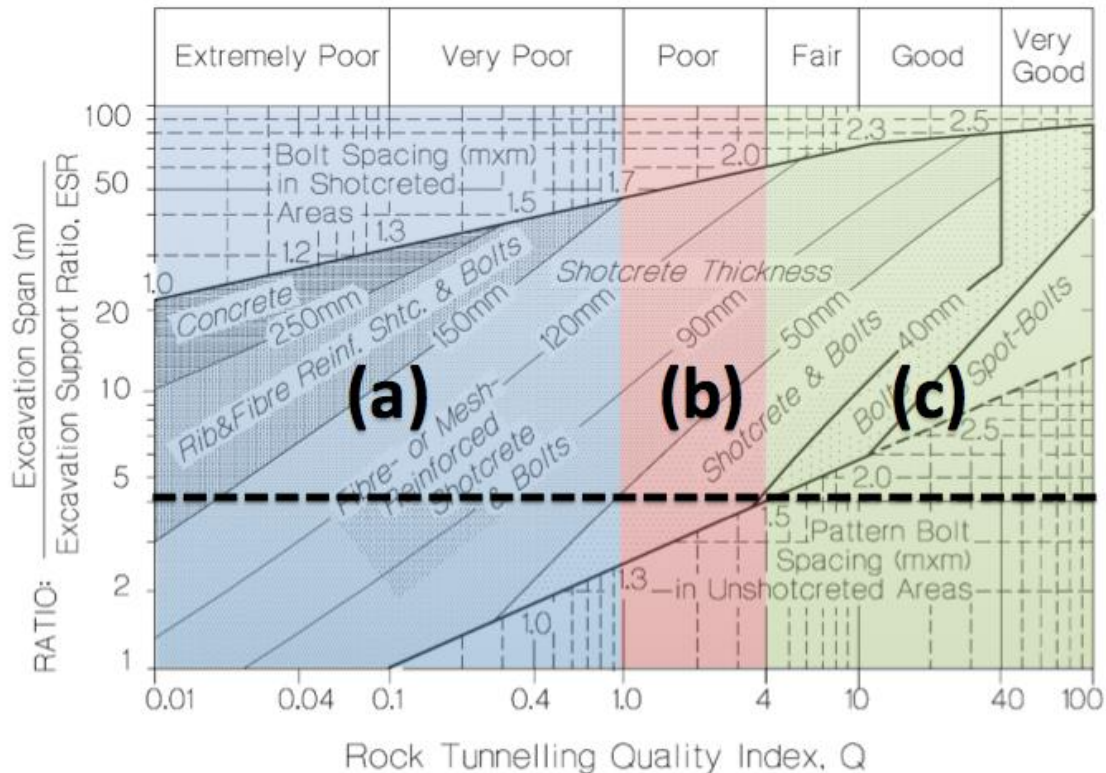


Figura 3-5. Zonas de requerimiento de refuerzo de shotcrete

En la Figura 3-5 se determinan tres áreas para el diseño de la capa de refuerzo de shotcrete:

- (a) Shotcrete reforzado
- (b) Shotcrete sin refuerzo
- (c) Sin requerimiento de soporte

La zona (a) sugiere un grosor de shotcrete reforzado que varía entre 50 a 150 [mm] para calidades de roca Extremadamente Mala o Muy Mala correspondientes a valores de Q menores a 1.

En el caso de la zona (b) aplica para calidades de roca Mala con grosores de entre 40 a 50 [mm]. Por último la zona (c) se considera como zona sin requerimiento de capa de shotcrete.

3.3.2 Pernos

Aunque la metodología sugiere el largo y espaciamiento de los elementos, esta no diferencia entre el tipo de pernos a usar. Por esta razón durante este trabajo se analizarán las diferencias entre el uso de fricción y adherencia y cómo influyen en la estabilidad que brindan a la excavación.

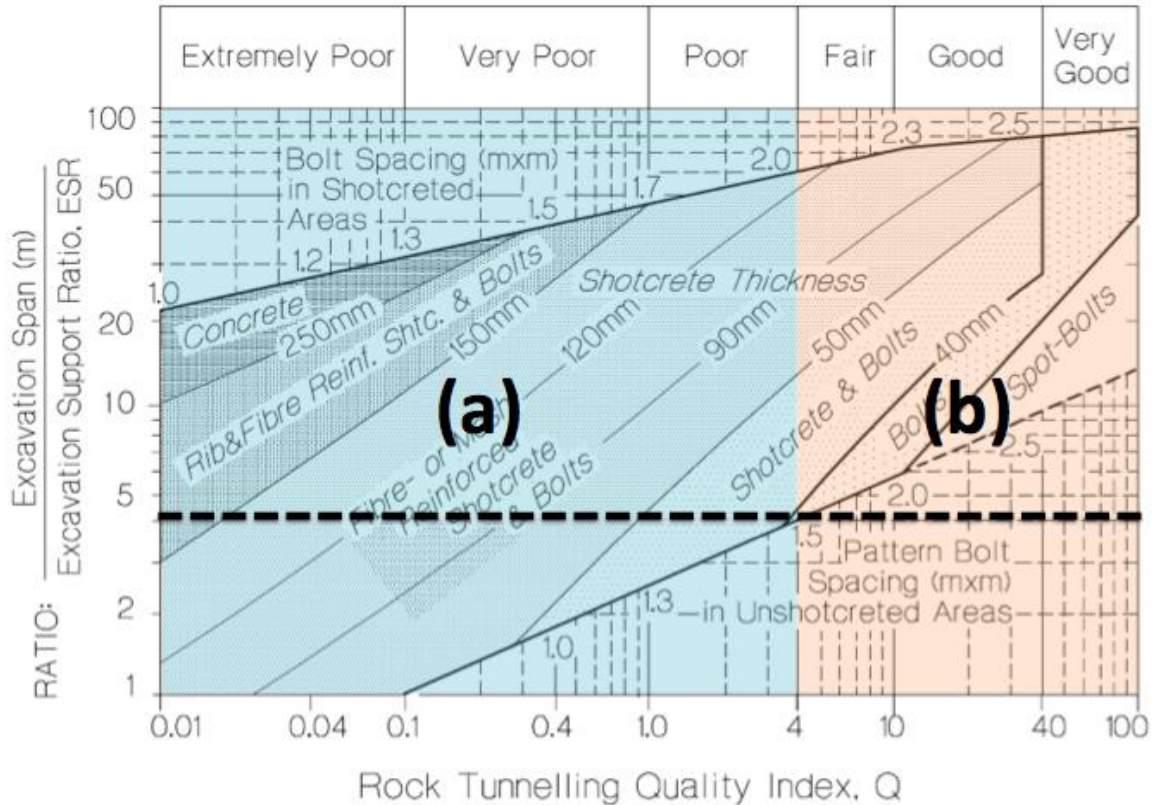


Figura 3-6. Zonas de requerimiento de soporte de pernos

Las categorías de pernos se dividen en dos según la Figura 3-6, donde para calidades de roca de Mala a Extremadamente Mala se consideran los espaciamientos estimados del gráfico entre 1 y 1.5 [m]. Aunque en la zona (b) del gráfico se considera la ausencia de sostenimiento, dentro de esta metodología se pretende asignar factores de seguridad a diferentes condiciones de estabilidad.

Por lo tanto, para esta zona se contemplará un patrón de pernos con un espaciamiento de 2 [m] y a diferencia de los demás casos que llevan un patrón de perno en techo y paredes, la categoría (b) sólo considerará pernos en techo. Este criterio será utilizado para las simulaciones tanto de pernos de fricción como de adherencia.

La longitud de los pernos estará determinada por las guías empíricas de Barton donde sugiere que esta equivale a;

$$L = \frac{2 + 0.15(\text{Ancho de la Excavación})}{ESR}$$

Ecuación 11. Cálculo de Largo de Pernos usado

Por lo tanto en gran parte de las simulaciones el largo de los pernos será de 2.6 [m]. Este valor se establece al asumir un valor de ESR igual a 1, al considerar que incluir este parámetro dentro de análisis puede afectar la evaluación de estabilidad planteada en este trabajo.

3.4 CONSIDERACIONES BÁSICAS DEL MODELO NUMÉRICO

Entre las consideraciones básicas de entrada a los modelos numéricos, se destacan las siguientes:

- Tamaño

Después de algunas verificaciones se estableció que para no afectar la distribución de esfuerzos alrededor de las galerías bajo estudio, se utilizara un borde externo cuadrado con un factor de expansión de 8 veces el ancho de la excavación.

- Malla

El medio será discretizado mediante una malla graduada. La discretización del modelo se determina a partir del número de nodos en la excavación en conjunto con el factor de gradación. Este factor se expresa como la relación entre el promedio de la longitud de la discretización en el borde de la excavaciones y la longitud discretizada en el borde externo. Para las simulaciones se usara un valor de 95 nodos alrededor de la excavación y un factor de gradación de 0.25. En cuanto a los elementos de la malla se utiliza la formulación de figura triangular, con tres nodos en cada extremo.

- Densidad

La densidad de la malla tiene un papel elemental ya que es la encargada de capturar las variaciones entre esfuerzos y deformaciones ocurridas en el material. El software de elementos finitos da la opción de incrementar la densidad de elementos en zonas específicas del modelo.

En este caso, con el fin de mejorar la precisión de cálculo se aumentarán los elementos en la zona circundante de la excavación, en una proximidad de cuatro metros alrededor de la excavación.

- Condiciones de borde

Considerando el problema de excavaciones subterráneas a determinada profundidad, para todos los casos los bordes externos se definen como fijos para los desplazamientos nodales en ambos ejes.

La Figura 3-7 describe gráficamente los aspectos de entrada al modelamiento numérico, cabe resaltar que al tratarse de una metodología generalizada no se incluyen aspectos geológicos como discontinuidades, planos de debilidad o foliaciones.

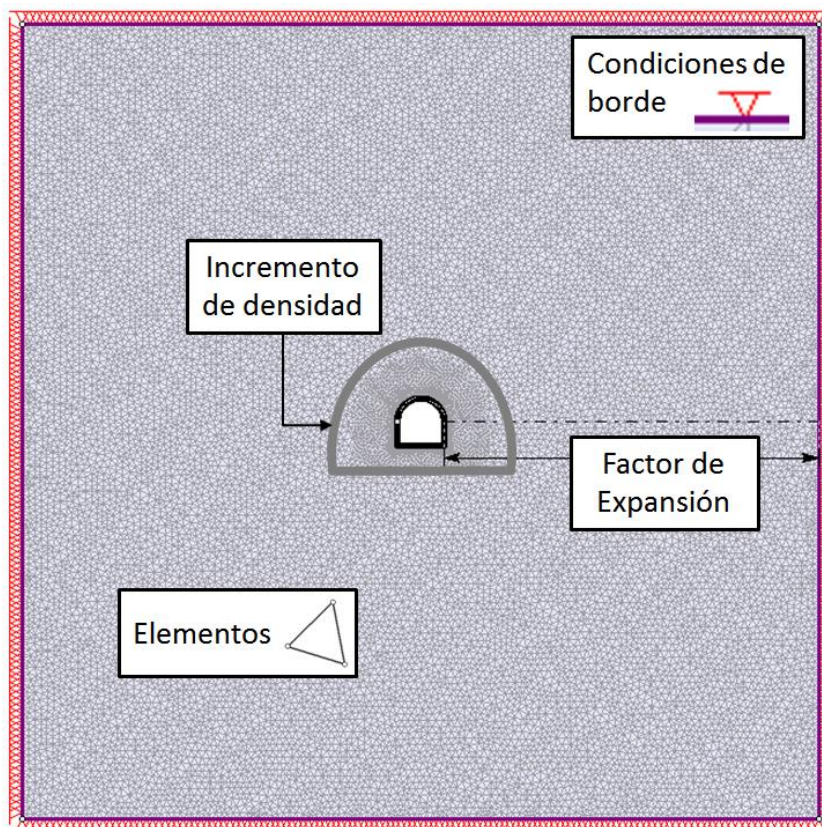


Figura 3-7. Esquema de aspectos de entrada al modelo numérico

3.4.1 Macizo

El estudio considera una excavación de una galería subterránea en un medio elasto-plástico, isotrópico, sin presencia de agua ni de discontinuidades (mayores y menores), y bajo condiciones de deformación plana (plane strain). Las propiedades elásticas del material se obtienen de la literatura (Hoek et al., 1995) (Stacey and Page, 1986), utilizando los valores promedio para pórfidos al ser representativos dentro de la minería en Chile

En la Tabla 3-2 se escalan los valores a macizo rocoso de acuerdo a las calidades de roca bajo estudio, obtenidos usando RocLab (Rocscience).

Tabla 3-2. Parámetros elásticos del modelo numérico

Calidad de Roca	Módulo de Deformación, E [GPa]	Razón de Poisson, ν
Buena	61.6	0.2
Regular	21.5	0.2
Mala	56.9	0.2

Considerando que el uso método de reducción a la resistencia al corte se puede realizar bajo criterios diferentes a Mohr- Coulomb, los parámetros de resistencia del material se expresaran de acuerdo al criterio generalizado de Hoek- Brown, definido por parámetros como; resistencia a la compresión uniaxial, parámetros m_b , s , a y dilatancia.

Como se revisó en la sección 2.6 en la literatura existen diferentes técnicas para determinar envolventes de falla y su respectiva equivalencia entre criterios, en este caso se utilizará la propuesta por (Hammah et al., 2005), la cual se describe detalladamente en el Anexo C.

La Tabla 3-3 muestra los valores de los parámetros usados en el modelo numérico para el criterio Generalizado de Hoek- Brown.

Tabla 3-3. Parámetros usados en criterio generalizado de Hoek- Brown

Parámetro	Descripción	Valor
Resistencia a la compresión uniaxial, σ_{ci}	El valor hace parte de los parámetros bajo estudio, tendrá tres diferentes variaciones de acuerdo al caso evaluado.	50 – 100 – 150 [MPa]
Constante del material, m_i	Se utiliza el valor estándar de la literatura para pórfidos.	20
Índice de resistencia geológica, GSI	Se evaluará este índice considerando rocas de calidad Buena, Regular y Mala.	Buena: 80 Regular: 50 Mala : 30
Factor de Perturbación, D	Depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efecto de tronaduras y relajación de esfuerzos.	Se asume como mínimo: 0

3.4.2 Pernos

En general la elección de los parámetros de entrada al modelo numérico relacionados con pernos proviene de aspectos de diseño, información del fabricante y de la literatura. En este caso para tener una sola fuente de información respecto a condiciones de diseño de estos elementos de refuerzo, se utilizara el estudio realizado por Stillborg (1993). En éste se comparan pernos anclados, adheridos y de fricción a través características propias de carga desplazamiento, evaluadas mediante ensayos pulltest.

Estos ensayos consisten en remover un sistema de anclaje mediante un cilindro y una bomba hidráulica para aplicar fuerza. De esta manera es posible monitorear el desplazamiento del perno tanto en la parte superior como en la inferior. Algunos de los datos obtenidos en este tipo de ensayos, serán parte de los parámetros de entrada para los elementos de refuerzos de roca evaluados en este trabajo.

Los elementos de soporte serán modelados de acuerdo al espaciamiento y largo sugerido por el método empírico del índice Q. La Figura 3-8 muestra un esquema de la ubicación de estos, los cuales se ubican radialmente en el techo y paredes de la galería. La ventaja de usar este tipo de arreglos radica en que los ángulos de los

elementos respecto a la horizontal coincide con los observados en terreno, así se asimilan las condiciones reales a las del modelamiento numérico.

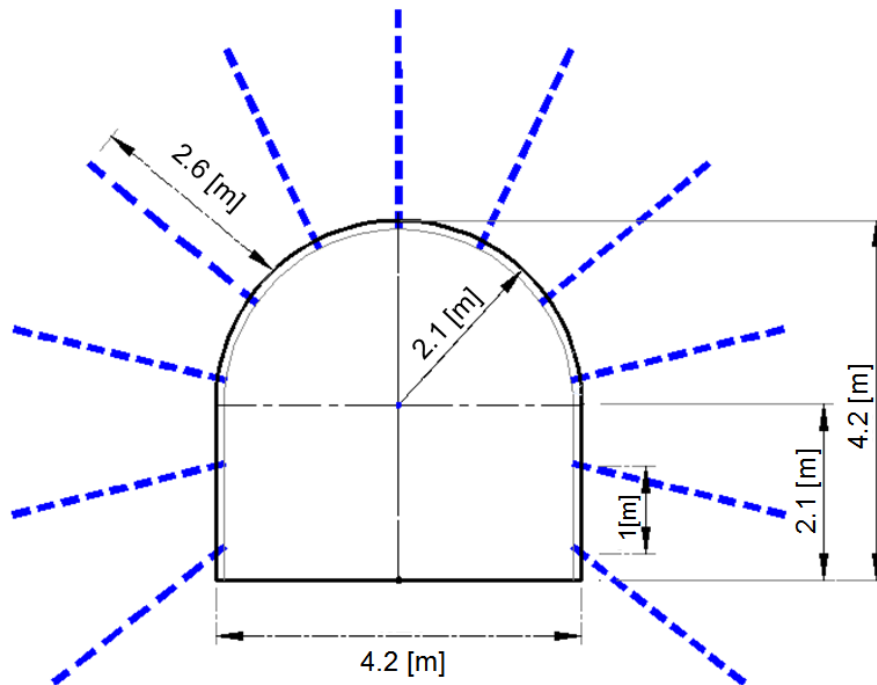


Figura 3-8. Representación gráfica de un patrón de pernos

Pernos de Adherencia

En el modelo numérico los pernos adheridos con resina o cemento se representaran usando la formulación *Fully Bonded* que ofrece el software. Esta consiste en dividir el elemento en secciones, de acuerdo a como el perno intercepte la malla de elementos finitos. Es así que el número y longitud de las secciones estará determinada por la malla, que al ser más densa permitirá un mejor análisis de la interacción perno- roca. Por esta razón se considera que este tipo de análisis tiene una mejor aproximación en la interacción entre perno y macizo rocoso.

Siguiendo como referencia a Stillborg (1993), se establece un diámetro de 20 [mm] y un módulo de deformación del acero de 200 [GPa]. Por motivos de comparación entre tipos de pernos, la capacidad evaluada será de 18 [MN], se utilizara este valor tanto para pernos de adherencia como de fricción.

Cabe aclarar que dentro del modelamiento numérico no se comprende el análisis del tipo de adherencia (resinas o cementos), ya que solamente se evalúa la interfaz entre perno/ macizo rocoso.

Pernos de fricción

Para este tipo de pernos se utilizara la formulación Swellex/ Split Set, que consiste en modelar todo el perno como un solo elemento. De acuerdo a la intersección con la malla de elementos finitos se discretiza en segmentos, donde cada uno tiene efecto directo sobre el segmento adyacente.

Uno de los parámetros más representativos dentro del análisis es el área tributaria, que representa el área de la sección transversal del acero la cual es indispensable dentro del cálculo para determinar la superficie de contacto con la roca. Por esta razón de acuerdo al fabricante (AtlasCopco, 2009) se considera un espesor del acero de 2 [mm] equivalente a un área tributaria de 339 [mm²]. A su vez los valores típicos de resistencia y rigidez de corte al contacto obtenido mediante test de laboratorio y especificado por catálogo corresponden a 0.17 [MN/m] y 100 [MN/m/m] respectivamente.

La Figura 3-9 muestra el comportamiento característico de carga- desplazamiento para diferentes tipos de perno. Se destaca las curvas 3 y 5 al representar los pernos modelados en este trabajo, donde sus desplazamientos máximos varían de 20 [mm] para adheridos con resina, y 150 [mm] para pernos de expansión.

La importancia de estas curvas radica en que existe un desplazamiento permisible para el macizo rocoso, y para los pernos que permite mantener su característica de soporte. Por lo que una deformación excesiva en los pernos puede verse reflejada en una reducción en la capacidad de carga, la cual puede desencadenar condiciones de inestabilidad en la excavación.

Estas curvas servirán en análisis posteriores para verificar el desplazamiento obtenido por los elementos de refuerzo a lo largo de las simulaciones.

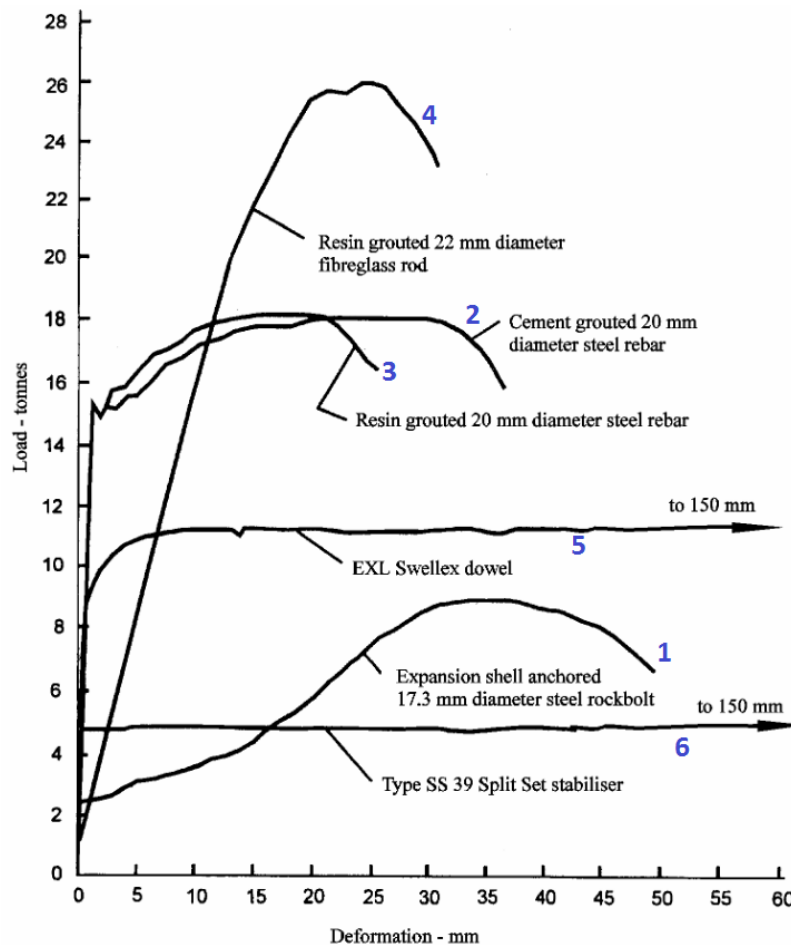


Figura 3-9. Curvas de carga- deformación para diferentes tipos de perno (Stillborg, 1993)

3.4.3 Shotcrete

En las guías empíricas para el diseño de soporte se incluye al shotcrete como un elemento que cumple con un importante rol de contención, al incorporar cierto grado de confinamiento al macizo rocoso compensando la convergencia de la excavación, dando así mayor estabilidad al sistema de soporte.

La representación mediante el software de elementos finitos se realizara usando *Liner*, esta herramienta permite modelar este tipo de refuerzo alrededor de túneles, por consiguiente la Figura 3-10 ilustra como el shotcrete será simulado alrededor de la excavación de piso a piso.

A continuación se detallan los parámetros de entrada para shotcrete considerando que en algunos casos para mejorar sus propiedades se usan de refuerzos de fibra u otros aditivos para dar mayor resistencia.

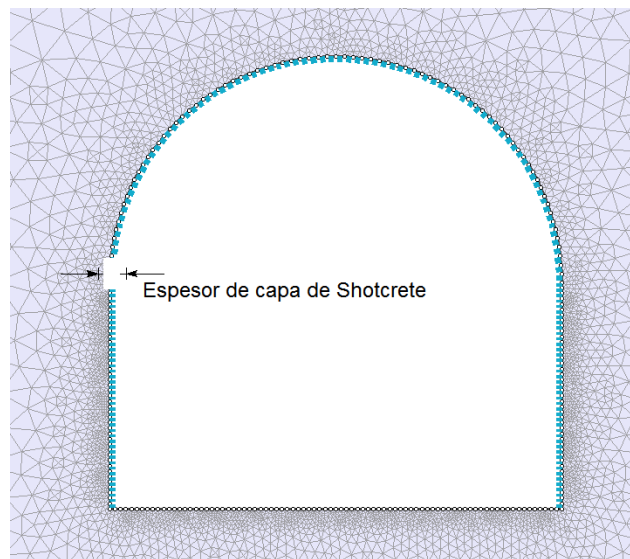


Figura 3-10. Representación gráfica de shotcrete en Phase²

Shotcrete sin refuerzo

El modelo constitutivo será elasto- plástico al igual que el macizo rocoso y los pernos, de esta manera los parámetros elásticos y de resistencia provendrán de la literatura (Hutchinson and Diederichs, 1996). A través de la Figura 3-11 se puede determinar el rango de UCS y el módulo de Young para shotcrete a partir de la relación agua/cemento.

- Módulo de deformación: 8 [GPa]
- Resistencia a la compresión: 30 [MPa]
- Razón de Poisson: 0.2
- Resistencia a la tracción: 4 [MPa]

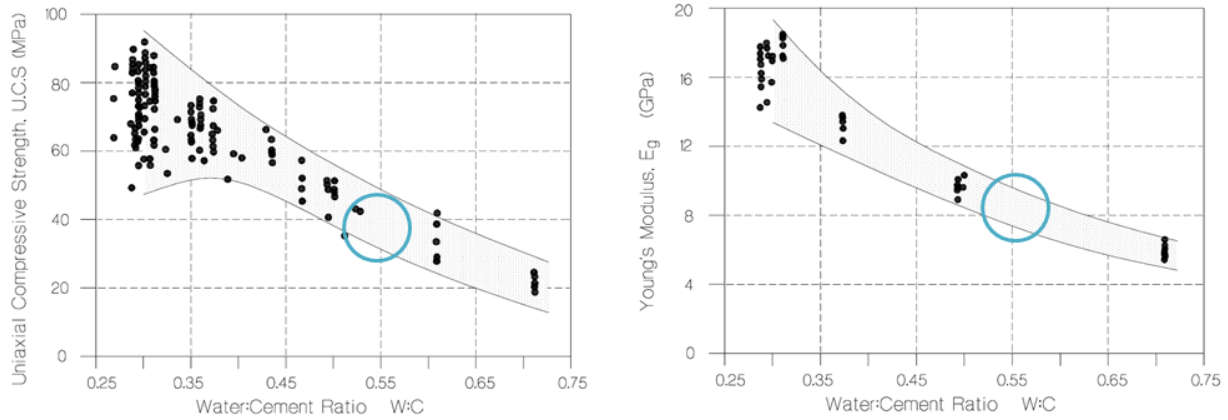


Figura 3-11. Resistencia a la compresión uniaxial y Modulo de Young usados para determinar propiedades de shotcrete, modificado de (Hyett et al., 1992)

Shotcrete Reforzado

En la definición de parámetros para esta mezcla, se contempla un trabajo publicado que definió parámetros geomecánicos para shotcrete reforzado con fibra para mejorar la confiabilidad en modelos numéricos (Saw et al., 2009). Realizando ensayos de laboratorio para diferentes volúmenes de fibra y tiempos de curado. Los datos de la Tabla 3-4 corresponden a los valores promedio para uno de los sets de pruebas analizados, correspondiente a una mezcla de shotcrete con alrededor del 30% en volumen de fibras.

Tabla 3-4. Parámetros de elasticidad y resistencia para shotcrete reforzado

Parámetro	Valor
Módulo de deformación, [GPa]	13
Razón de Poisson, ν	0,2
Resistencia a la compresión uniaxial, [MPa]	40
Resistencia a la tracción, [MPa]	5

3.5 IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE

Debido a la incertidumbre asociada en excavaciones con entrada de personal y equipos, en esta metodología se propone el uso el método de reducción de la resistencia al corte (SSR), como parte indispensable dentro del estudio de los diferentes casos evaluados.

A pesar de desarrollar diferentes modelos numéricos que intentaron replicar este algoritmo en túneles, se estableció que no era adecuado para el análisis dentro del excavaciones subterráneas con entrada de personal, debido a que representa un problema mucho más complejo que involucra diferentes variables y aspectos del modelo, por lo tanto un análisis basado exclusivamente en el desplazamiento máximo resulta ineficiente.

Además existe otra limitación en su aplicación al estudio de elementos de soporte, debido a que dentro de la reducción de parámetros del método no se incluyen los relacionados con pernos y shotcrete, por lo que se debió incluir otro tipo de

planteamiento. Con el fin de integrar las ventajas que ofrecen el programa y los requerimientos del estudio en curso se plantea la metodología de la Figura 3-12, dividida en dos fases una automática a cargo de software y otra manual para reajuste de parámetros.

A continuación, se describe paso a paso la implementación del método de reducción de resistencia usada para el desarrollo de guías de diseño de soporte.

- Inputs del modelo numérico

Inicialmente se requiere definir los datos de entrada del modelo respecto al caso evaluado, considerando la variación de los parámetros del macizo rocoso y el diseño de soporte sugerido por el método empírico. El modelo se ingresa al programa de elementos finitos con las condiciones de borde previamente establecidas.

- Evaluar propiedades originales

La reducción de los parámetros del macizo rocoso se lleva a cabo usando el software mientras que la reducción del sistema de soporte se realiza manualmente. Por lo tanto una vez construido el modelo se debe personalizar el análisis del método SSR.

Es posible modificar el valor inicial de la primera iteración, el cual corresponderá en todos los casos a 1, considerando este valor como el mínimo en la evaluación del factor de seguridad.

De esta manera se simula este primer modelo y en caso de cumplir con el criterio de estabilidad que será explicado en la siguiente sección, se asume un factor de seguridad de 1, en caso contrario se continúa con el incremento sistemático planteado en la metodología.

- Incremento del factor de reducción y reajuste de propiedades

El aumento sistemático del factor de reducción se asume de la misma magnitud para las propiedades de resistencia del material y para el sistema de soporte evaluado, manteniendo una coherencia con el planteamiento inicial (Dawson et al., 1999). Es así como la reducción del macizo rocoso se realiza personalizando las opciones que brinda el programa de acuerdo al algoritmo detallado en el Anexo C, considerando un incremento de 0.05.

En el caso del soporte las propiedades de resistencia para pernos y shotcrete se normalizan por el valor del factor incrementado, de manera manual. Los datos calculados manualmente se ingresarán en archivos diferentes de acuerdo al valor del factor de reducción evaluado.

- Factor de reducción crítico

Se examina el modelo obtenido al incrementar el factor de reducción, en caso de coincidir con el criterio de estabilidad se asume ese valor como factor de seguridad para el modelo, en caso contrario se continua con el incremento.

De esta manera se evaluarán factores de reducción en un rango de 1 a 3.

Bajo esta implementación en el cálculo del método, se analizan los 162 casos y se crean los correspondientes sub-archivos para cada valor del factor de reducción, hasta obtener los resultados detallados en el Capítulo 4.

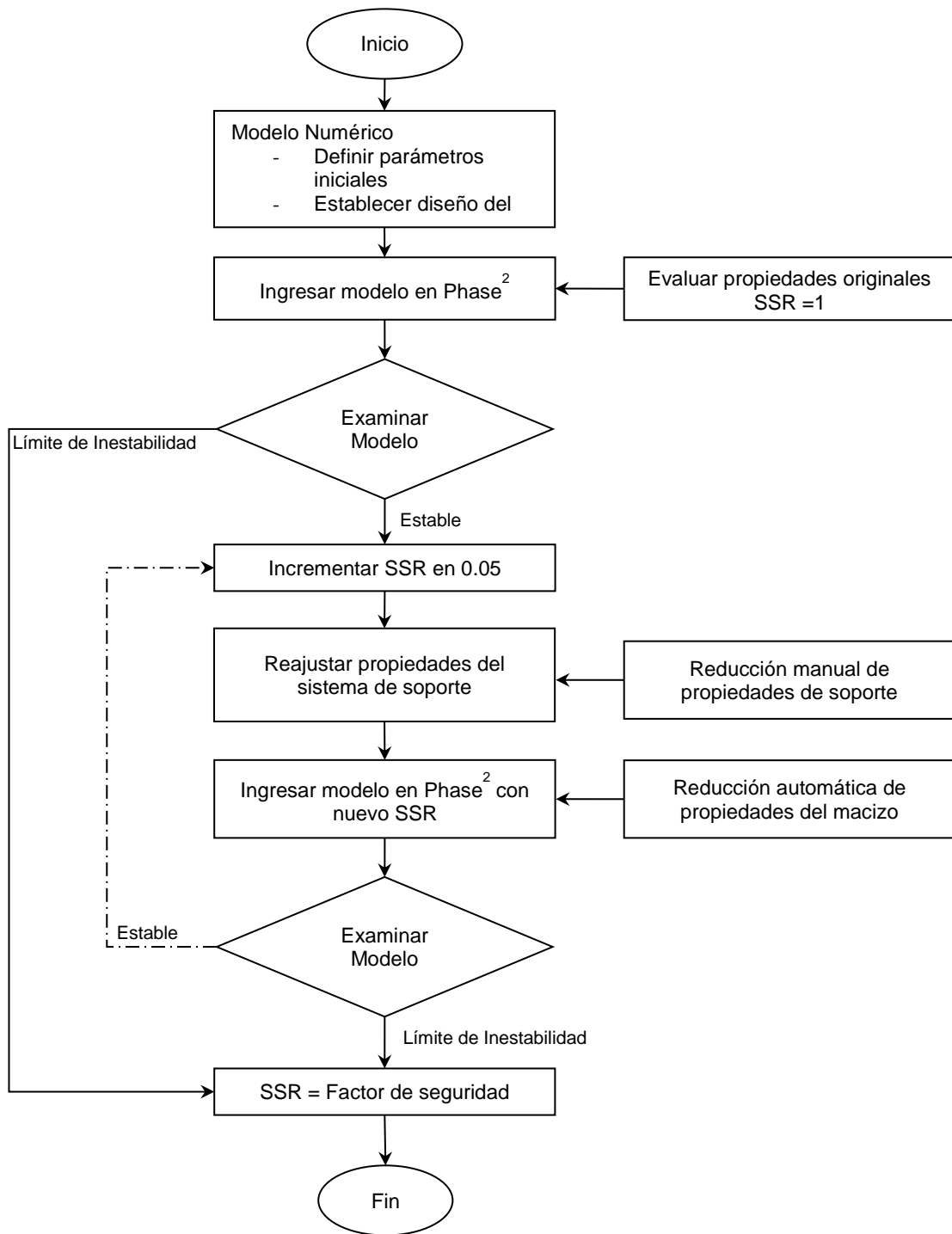


Figura 3-12. Implementación general del método de reducción de resistencia al corte

3.6 CRITERIO DE ESTABILIDAD

A continuación se describen cada uno de los supuestos asumidos para la propuesta de un criterio de estabilidad. A modo de ejemplo se desarrollará detalladamente uno de los casos simulados con el fin de representar la metodología y el uso del criterio.

3.6.1 Generalidades

El postulado inicial de método de reducción de resistencia al corte (Dawson et al., 1999) sugiere un análisis a partir de desplazamientos, para determinar el límite de falla en taludes. Llevar a cabo la aplicación de esta metodología en túneles envuelve diferentes modificaciones siendo necesario tener en cuenta que este tipo de excavaciones subterráneas exigen evaluaciones diferentes a los taludes mineros, ante la necesidad de integrar mayor cantidad de parámetros dentro de sus diseños, por lo que un análisis después un punto de vista exclusivo en desplazamientos resulta ineficiente.

Sin embargo el método SSR tiene un gran ventaja respecto a otros y su adaptación a este estudio como criterio resulta adecuado, considerando que desarrolla una secuencia de falla inducida por la reducción de parámetros de resistencia, lo cual expone un sentido lógico dentro de análisis geotécnicos.

Por lo tanto además de utilizar el desplazamiento como parte del análisis, se utilizarán otro tipo de indicadores para desarrollar un criterio que establezca un factor de seguridad capaz de definir la estabilidad en diferentes casos, incluyendo herramientas que ofrece el análisis mediante elementos finitos.

Phase² en su módulo de post- procesamiento permite generar aproximaciones a partir de la visualización e interpretación de resultados de esfuerzos y desplazamientos. Una de las herramientas de análisis de mayor relevancia en el análisis de túneles son los *Elementos en Falla*, los cuales representan la cantidad de elementos que presentan falla ya sea por corte o por tensión, permitiendo establecer el grado de falla, tanto en el contorno de una excavación como en el sistema de soporte.

A su vez el análisis de elementos de perno y shotcrete se puede realizar mediante observaciones de carga axial, porción de elementos en falla, gráfico de capacidad de soporte entre otros.

3.6.2 Desarrollo

El criterio de estabilidad que se implementara para examinar el límite de estabilidad en la metodología propuesta consiste en analizar los resultados asociados a la falla en el módulo de post- procesamiento del programa de elementos finitos tanto para el macizo como para los pernos.

De este modo una de las herramientas indispensables en este análisis es la de *Yielded Element*, cuya representación indica los elementos en falla en el material, para este caso en concreto representa la porción del macizo rocoso alrededor de una excavación que se ha desprendido y esta propensa a caídas o colapsos, lo que en general dependen de la orientación de las estructuras presentes en la vecindad de la galería, pero que por motivos prácticos se asume como la porción de macizo que requiere elementos que retengan, soporten o refuercen el macizo para garantizar la estabilidad y seguridad en la galería.

La siguiente figura se resume la representación en Phase², del modo de falla tanto del macizo, como de los elementos de fortificación y soporte. El software diferencia entre dos tipos de falla para el material; por corte y tensión representados con los símbolos (x) y (o) respectivamente. En el caso de que un elemento falla por corte y por tensión el símbolo (x) se sobre pone al símbolo (o).

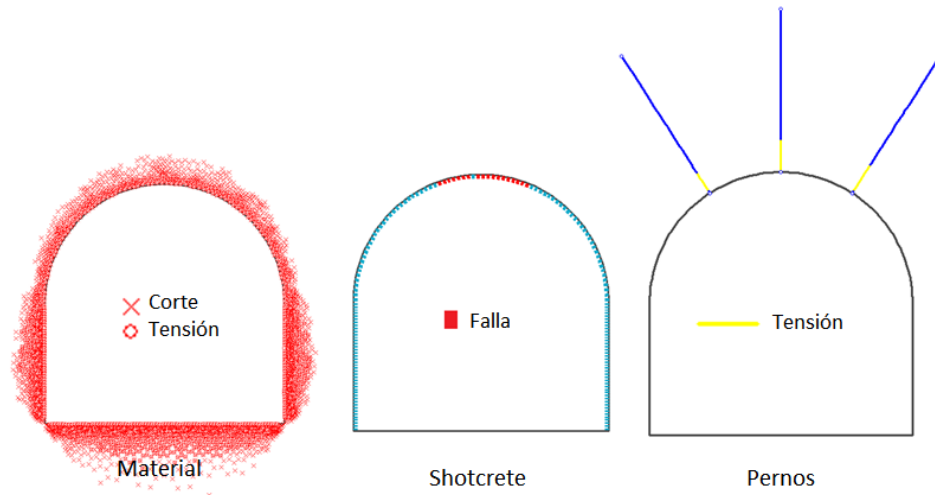


Figura 3-13. Representación de elementos en falla para material, shotcrete y pernos

En el caso de los elementos de soporte también se incluye una simbología para indicar la cantidad de elementos que presentan falla. De esta manera la Figura 3-13 se representa el shotcrete como una línea punteada azul, cuyas zonas que exceden carga se representan en color rojo. Por otra parte en la figura también se puede observar un patrón de pernos en el techo de la excavación cuya falla por tensión se muestra con un color amarillo, indicando la porción de elemento que ha excedido la carga establecida.

A través de diversos análisis realizados respecto al comportamiento del macizo rocoso frente al uso de sistema de soporte. Se concluyó que la forma más adecuada de establecer un criterio consistente, tanto en la práctica como en la teoría, debe basarse en la zona plástica de la roca y la capacidad de carga de los elementos de perno y shotcrete.

Así mismo para incluir el método de reducción de resistencia al corte, se evaluará en un rango de 1 a 3, donde uno corresponde a una configuración inestable y tres a una estable. A continuación se detalla el criterio utilizado para cada uno de los elementos evaluados.

Pernos

Ambos tipos de pernos utilizados en el estudio (adherencia y fricción), serán analizados bajo un criterio común. La Figura 3-14 ilustra la extensión de la zona de daño y el respectivo modo de falla, en relación al incremento en magnitud del factor SSR, para una galería con un ancho de excavación de 4 [m]. Se observa, tal como era esperado, un incremento de la extensión de la zona de daño a medida que se aumenta el valor de SSR.

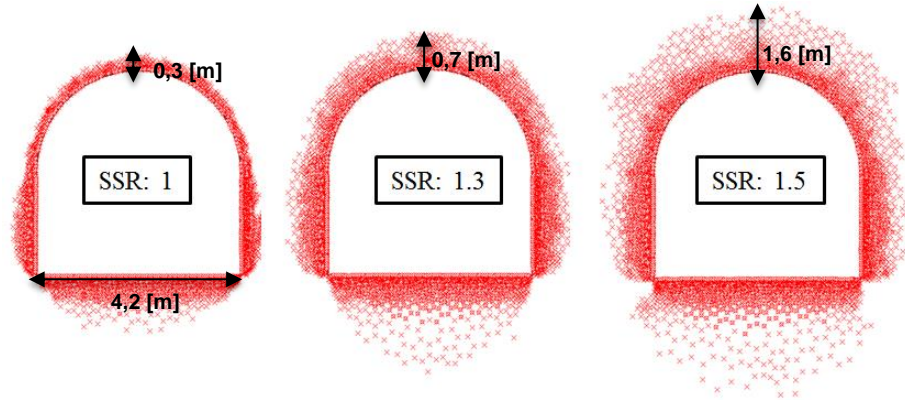


Figura 3-14. Contorno de falla en una galería a diferentes factores de reducción

En el gráfico que se presenta a continuación (Figura 3-15), se observa el aumento del espesor de número total de elementos de falla versus al valor del factor de reducción para uno de los casos evaluados ($k=1$, $UCS=100$, $z=250$). A partir de este resultado, es posible determinar una tendencia tanto para este caso como para otros desarrollados, en la que se identifica un comportamiento lineal en el aumento de los elementos hasta un valor de SSR crítico que este caso este corresponde a 1.3 estimando valores de R^2 mayores a 0.95.

De este modo al examinar modelos con valores mayores al punto crítico se genera un incremento considerable en el espesor de falla, es por esta razón que identificar este punto resulta indispensable a establecer un criterio capaz de evaluar el funcionamiento de un sistema de soporte basado en pernos. Por otra parte los elementos fallados por tensión se mantienen en una proporción más baja en cuanto al número total, y aunque no tienen un comportamiento similar al global, también juegan un papel importante en este criterio y se analizarán más adelante.

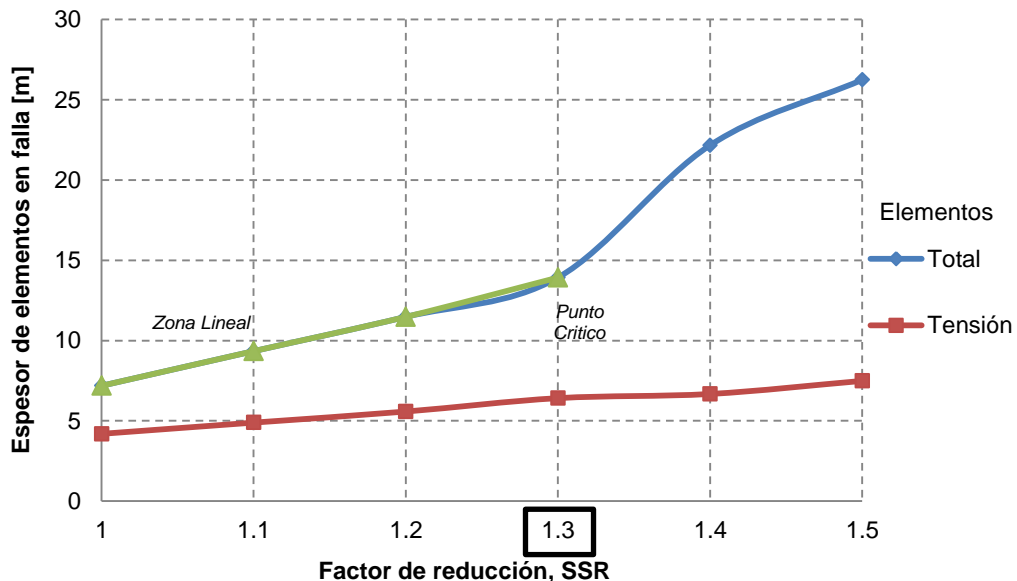


Figura 3-15. Relación entre el espesor de falla alrededor de una excavación y el aumento en el factor de reducción

La Figura 3-16 muestra la relación, entre el porcentaje de carga axial a lo largo de la longitud del perno a diferentes escenarios de SSR. En este caso se evalúa un sistema de soporte compuesto por un patrón de nueve pernos de adherencia con un espaciamiento de 1.2 [m] y largo de 2.6 [m]. Donde el perno de mayor importancia es aquel de mayor sollicitación que en la mayoría de los casos corresponde a más alto en el techo, y corresponde al más crítico dentro del diseño de soporte.

Se evidencia que el punto crítico descrito anteriormente, también tiene relación con el comportamiento del perno, donde a valores menores a este no excede la carga axial. Mientras que a partir de un valor de 1.3 empieza a manifestarse la falla en el perno y a valores más altos de SSR la porción de falla en el elemento aumenta hasta alcanzar casi los 0.4 [m] de longitud.

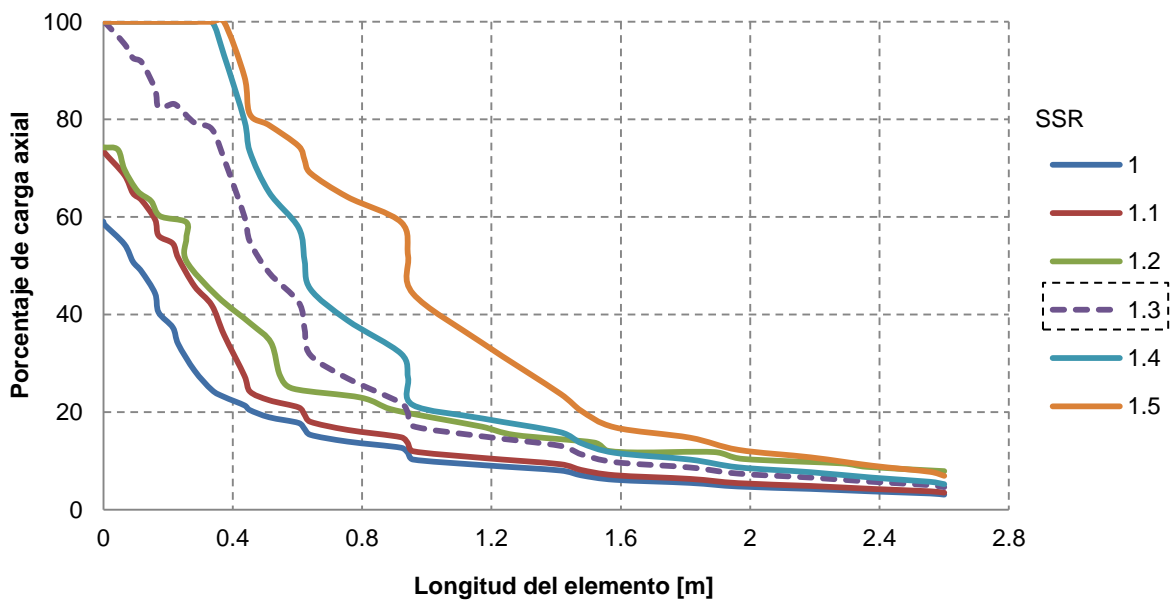


Figura 3-16. Carga axial a lo largo del perno de mayor sollicitación a diferentes factores de reducción

A partir de este análisis, se logra establecer claramente la interacción perno/roca. Cuando se genera la primera falla en alguno de los elementos de pernos establecidos dentro del sistema, esta coincide con la porción de los elementos de falla por tensión del macizo rocoso. En efecto, la Figura 3-17 muestra este concepto gráficamente donde para SSR igual a 1.3 se observa el inicio del fallo en uno de los elementos de soporte ubicado en el techo de la galería.

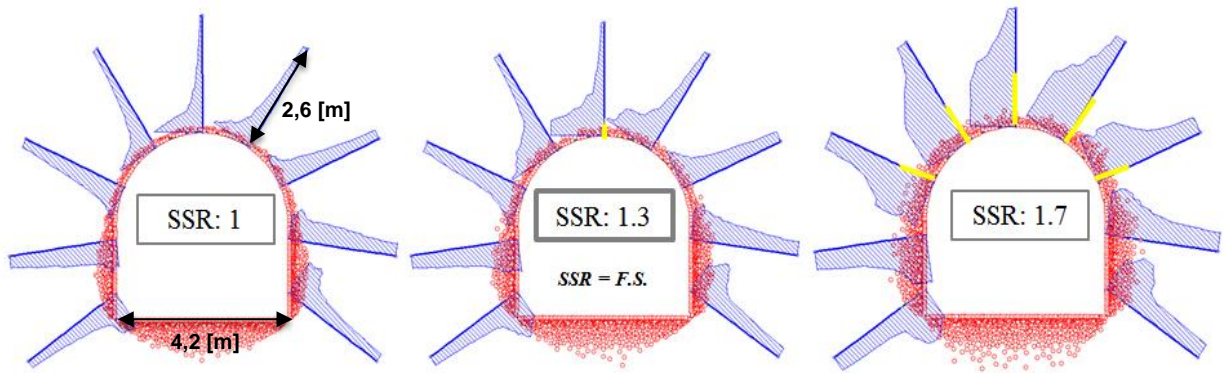


Figura 3-17. Selección de factor de seguridad de acuerdo a criterio de estabilidad

Es así, como el factor de seguridad (F.S.) utilizado en este estudio se asocia al valor de SSR en el cual se identifica un punto crítico en el que aparece la primera falla en alguno de los elementos que representan a alguno de los pernos, falla que coincide con el contorno de elementos de falla por tensión del material. Este comportamiento se puede comprobar al revisar la tendencia del número total de elementos y de los gráficos de carga axial. Gracias a esto es posible establecer un criterio de estabilidad consistente, capaz de integrar aspectos propios de un sistema de fortificación basado en pernos y además de características propias del macizo rocoso.

Shotcrete

A continuación se describe el criterio usado para el shotcrete, pues a diferencia del criterio utilizado para los pernos, el análisis de shotcrete debe integrar aspectos que representen su comportamiento e interacción con el macizo rocoso.

Una de las principales diferencias entre el comportamiento que presenta el shotcrete con y sin refuerzo, radica en la forma en la cual dan sustento a la roca. Como se observa en la Figura 3-18, la una falla para un determinado punto, en cualquiera de los casos, se presenta de forma perpendicular al plano axial de compresión, generando esfuerzos de tracción que conducen a la falla del sistema de refuerzo en el macizo rocoso.

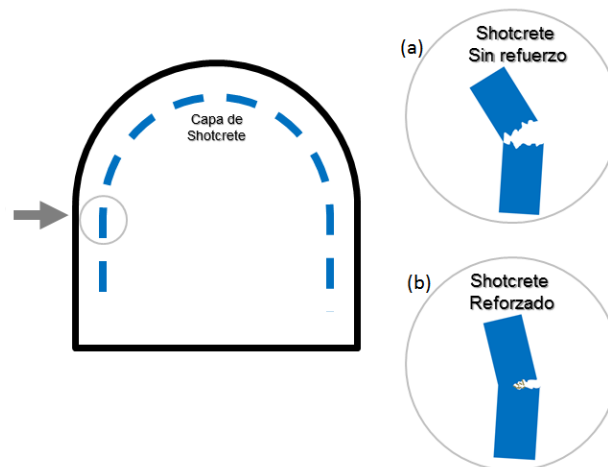


Figura 3-18. Esquema de falla para shotcrete con y sin refuerzo

En la parte (a) se representa al shotcrete sin refuerzo, indicando el punto que recibe la fuerza perpendicular e induce a la falla, lo que en terreno se evidencia mediante agrietamientos en la capa de shotcrete (Figura 3-19).

Para el caso (b), a pesar de la fuerza a la que se ve sometida la capa de shotcrete reforzado, las fibras que lo componen brindan la resistencia suficiente para sostener la continuidad del sistema, accediendo a una transferencia de carga a los elementos cercanos al punto de falla inicial. De este modo el shotcrete continua tomando carga hasta un punto donde el segmento ya no resista y falle un conjunto considerable de elementos.

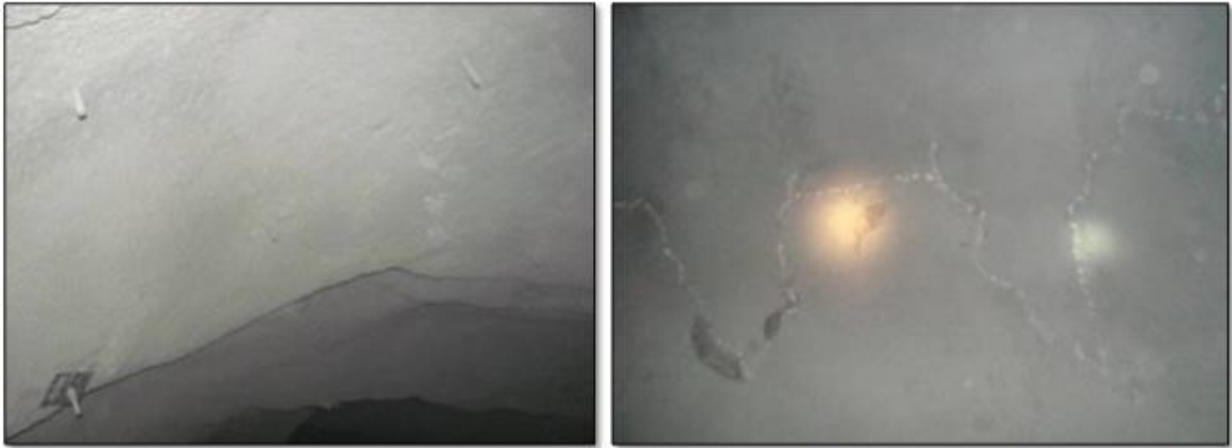


Figura 3-19. Daños en capa de shotcrete de galería debido a agrietamiento. (Baridelli and Villalobos, 2014)

Aunque el modo de falla descrito varía en función del refuerzo de fibra usado, es necesario consolidar un criterio capaz de establecer un escenario crítico dentro de la metodología propuesta. Una manera de constituir un criterio objetivo es a partir de un análisis de la carga axial de los elementos, registrando su comportamiento frente a la reducción de los parámetros de resistencia, logrando así integrar el comportamiento del shotcrete frente a las condiciones a las que se sometida la excavación.

Con el fin de ilustrar el efecto de la carga axial sobre el shotcrete respecto del SSR, se determina un segmento de análisis. Este hace referencia a una distancia en la zona del techo que se considera crítica, al representar la parte de mayor inestabilidad dentro de la excavación. Zona que generalmente corresponde a la parte más alta del techo y la de mayor atención a la hora de evaluar la estabilidad de las excavaciones. Para la mayoría de los casos corresponde a una longitud de 3 [m] a lo largo del techo.

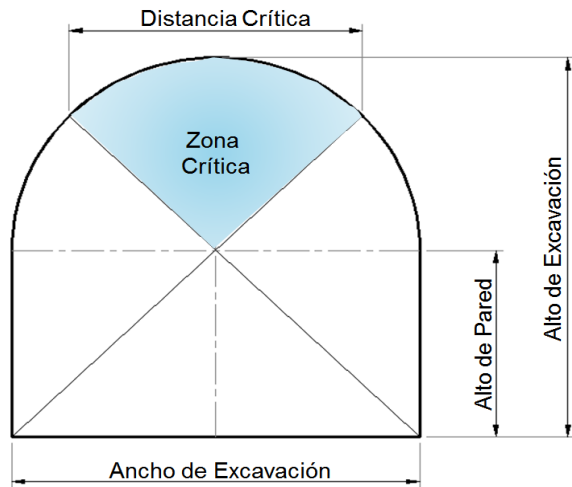


Figura 3-20. Definición gráfica de zona crítica de análisis para shotcrete

La carga axial calculada corresponde a una condición de compresión que se considera positiva, de esta manera se observa una tendencia al aumentar el factor de reducción. Como se observa en la Figura 3-21, a valores mayores a SSR=1.4, la carga axial disminuye notablemente, generando la falla en la zona crítica (perímetro de la excavación, expresado entre los 10 y 13 [m]). Es claro que para factores de reducción entre 1.6 y 2 se observa un aumento paulatino de la cantidad de elementos en falla del shotcrete. Es así como al continuar con la reducción, esta distancia crítica tenderá a tener valores cercanos a 0 lo que indica una capa de shotcrete que ha excedido su resistencia.

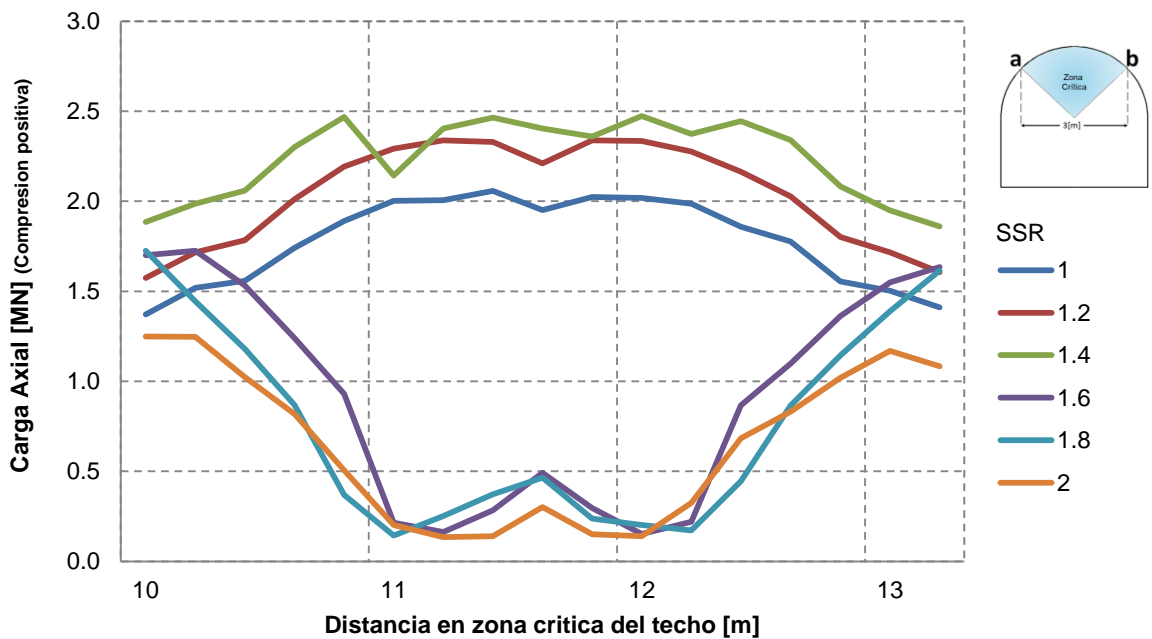


Figura 3-21. Efecto de factor de reducción en la carga axial del shotcrete a una distancia crítica

Teniendo en cuenta el análisis de la carga axial, el criterio elegido para este elemento consiste entonces en determinar el valor de SSR en el cual se genera una falla mayor al

70% de los elementos de shotcrete (valor obtenido de acuerdo a recomendaciones de terreno y experiencia a lo largo de los modelos numéricos realizados en este trabajo) que se encuentran entre los puntos de apoyo definidos por el espaciamiento de pernos (generalmente ubicados en la zona crítica).

De esta manera como se muestra en la Figura 3-22, la aparición de la primera falla en los elementos no indica una falla total del sistema en cambio al aumentar el factor de reducción se observa cómo va aumentando la falla en los elementos de la zona crítica del techo hasta alcanzar un valor de aproximadamente del 70% de los elementos entre pernos.

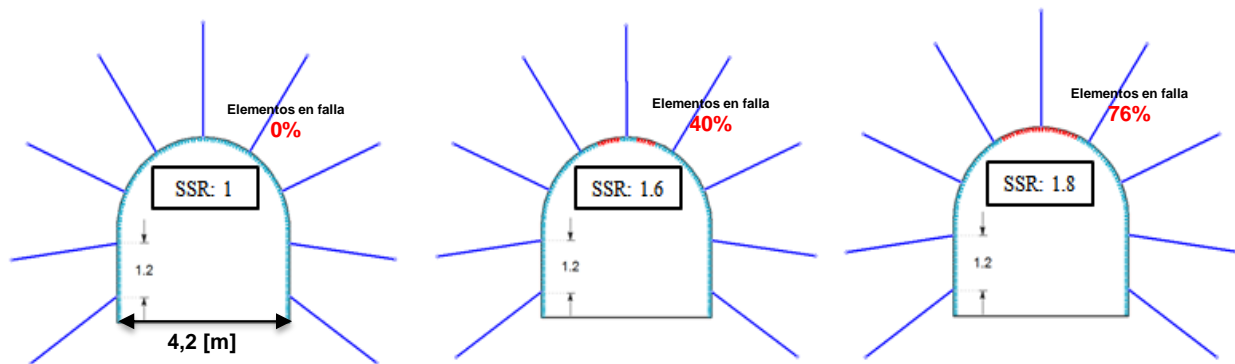


Figura 3-22. Determinación de criterio para shotcrete

Para un espaciamiento entre pernos de 1.2 [m] x 1.2 [m], a un factor de reducción de 1.6 se calculan aproximadamente 13 elementos que equivalen al 40% de la longitud de la capa entre los pernos de interés. En cambio a un valor de 1.8 se alcanzó un 76% de elementos fallados lo cual indica que ese valor cumple con el criterio, determinándolo como el factor de seguridad para una capa de shotcrete bajo las condiciones evaluadas.

Este criterio también se ve reflejado en la práctica donde un agrietamiento de tal magnitud en la capa de shotcrete, significa tomar medidas de mitigación y saneamiento del sistema de fortificación involucrando procesos extras de acañamiento y remoción de la capa de shotcrete para reparar las partes dañadas.

Factor de seguridad para el sistema

Una vez determinados los criterios para asignar factores de seguridad para los elementos que dan soporte y refuerzo a las excavaciones evaluadas, se requiere establecer un factor de seguridad global para cada caso considerando un criterio capaz de evaluar de manera conjunta a pernos y shotcrete. Es así como el factor de seguridad del sistema será establecido por el elemento más crítico dentro del sistema de soporte.

Como lo muestra la Tabla 3-5 para un sistema de soporte a partir de pernos y shotcrete, el valor para el factor de seguridad más bajo dentro de la configuración analizada a lo largo del criterio es el correspondiente a los pernos. Esto indica que serán críticos y serán la limitante respecto al soporte dado al macizo rocoso.

Tabla 3-5. Resumen falla en elementos de refuerzo y factores de seguridad

Elemento	Elementos fallados	Longitud de la Falla	Factor de seguridad
Pernos	30%	0.4 [m]	1.3
Shotcrete	76%	1.8 [m]	1.8

De esta manera se logra establecer un método de cuantificación de la estabilidad de excavaciones subterráneas que permite evaluar el funcionamiento de sistemas de soporte con diferentes características y de manera conjunta.

3.6.3 Caso de aplicación

Para mostrar de manera clara el criterio y la metodología planteada, a continuación se presenta en detalle uno de los 162 casos realizados. En el ejemplo se considera un caso con datos resumidos en la Tabla 3-6, para todos se considera el esfuerzo vertical igual al esfuerzo principal menor (σ_3), de esta manera se obtienen la condición de esfuerzos a la cual está sometido el modelo.

Tabla 3-6. Input del modelo para caso ejemplo

Parámetro	Valor
Profundidad de la excavación, z [m]	250
Módulo de elasticidad. E [GPa]	21,5
Razón de Poisson, ν	0.25
Resistencia a la compresión uniaxial, UCS [MPa]	150
Índice de resistencia geológica, GSI	50
Relación de esfuerzos, k	1,5

A partir del índice de resistencia geológica, es posible estimar el valor del índice Q modificado (Q') usando una de las correlaciones entre sistemas de calificación del macizo rocoso provenientes de la literatura (Hoek et al., 1995). Es así como en este caso el valor de Q' en se aproxima a 1.95 considerando la siguiente ecuación; $GSI = 9 \ln Q' + 44$

Para estimar los requerimientos de soporte, es necesario conocer el valor del índice Q por lo tanto es indispensable incluir el parámetro SRF, en este caso se considera un macizo rocoso competente cuya relación entre la resistencia a la compresión uniaxial y el esfuerzo principal mayor (USC/σ_1) tiene un valor de 15 equivalente a un estado de confinamiento medio.

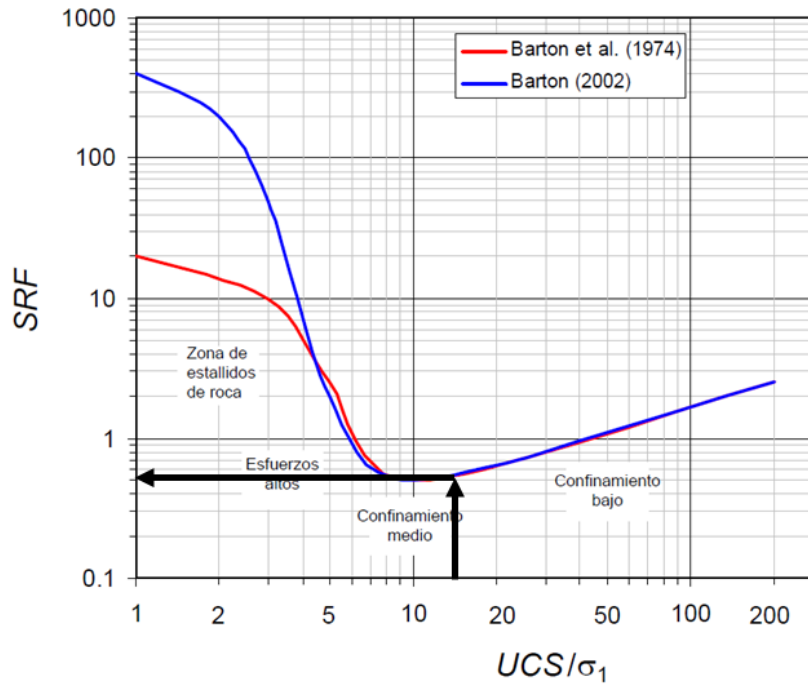


Figura 3-23. Estimación del parámetro SRF respecto a esfuerzos in-situ

La estimación se realiza considerando la última actualización del autor (Barton, 2002), la Figura 3-23 muestra que el valor correspondiente para este caso es de aproximadamente 0.5

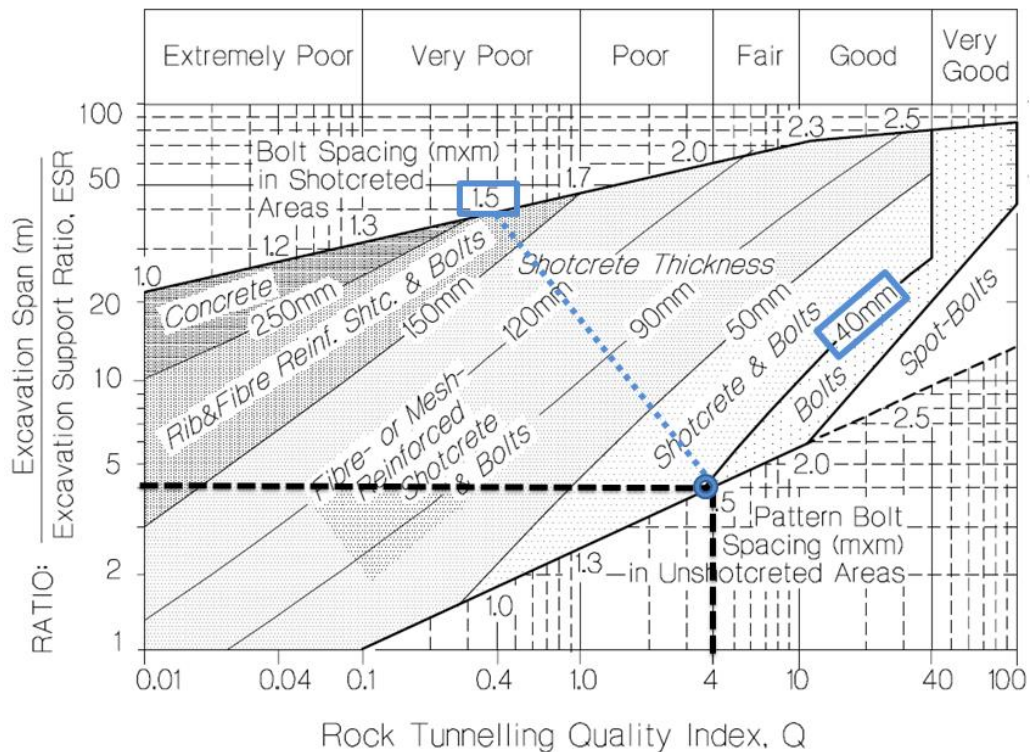


Figura 3-24. Obtención de sistema de soporte sugerido por métodos de índice Q

De esta manera el valor de Q indica una calidad de roca entre mala y regular. Al ingresar al gráfico empírico es posible estimar las condiciones sugeridas para el sistema de soporte como lo indica la Figura 3-24. En este se propone un espaciamiento entre elementos de pernos de 1.5 [m] y el uso de shotcrete sin refuerzo con un espesor de la capa de 0.4 [m].

Una vez ingresados los datos de entrada del modelo, tanto del macizo rocoso como de los pernos, se procede a personalizar el análisis de acuerdo a la metodología propuesta considerando que el rango a evaluar del factor de reducción SSR será de 1 a 3 con un intervalo de 0.05. Inicialmente se evaluará el modelo con un SSR de 1 por lo tanto las propiedades tanto del macizo rocoso como de los elementos de soporte se mantienen para este escenario.

Si bien la abreviatura usada en el software para el Método de Reducción de Resistencia al corte es SRF, en este trabajo se define como SSR para evitar confusiones con el parámetro del método empírico de Barton que es nombrado de la misma manera.

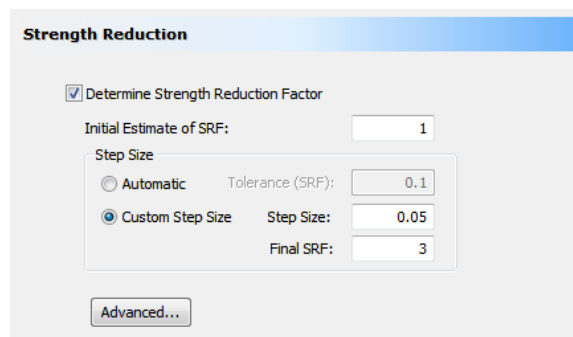


Figura 3-25. Personalización de análisis del método de reducción de resistencia al corte en Phase²

En el módulo de post- procesamiento se examina el modelo mostrando los elementos en falla del macizo rocoso y de los elementos de soporte, para este caso como lo muestra Figura 3-26, de acuerdo al criterio de estabilidad el factor de seguridad corresponde al valor crítico entre los elementos de soporte que en este caso es de 2.1 para los pernos. En el siguiente capítulo se analizan los resultados y su aplicación en el diseño de elementos de refuerzo para roca.

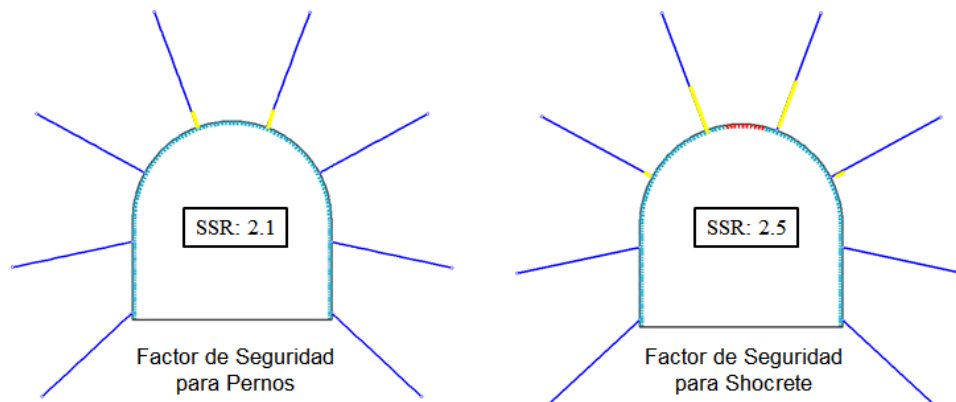


Figura 3-26. Determinación de factor de seguridad para caso ejemplo

3.7 CONCLUSIONES

En este capítulo se propone el uso del Método de Reducción de Resistencia al corte en el análisis de excavaciones mineras subterráneas. Para este fin se definen parámetros críticos para la excavación y el soporte como lo son la profundidad, resistencia a la compresión, calidad de roca, razón de esfuerzos y tipo de pernos. A su vez se plantea una geometría estándar para las diferentes simulaciones con una galería de 4,2 [m] de ancho y una altura de pared de 2,1 [m].

La selección de elementos de estabilización se realizó a partir de las guías de soporte sugeridas por Barton (1974), que de acuerdo a la calidad de roca y condiciones geométricas, establece condiciones de diseño para largo y espaciamiento de pernos, además del espesor de las capas requeridas de shotcrete.

Si bien existe la opción automática de cálculo de SSR en Phase², la reducción solo esta automatizada para parámetros del material (macizo rocoso), omitiendo la reducción de los elementos de soporte. Por lo tanto fue necesario implementar una metodología que integrara etapas automáticas y manuales (ver Figura 3-12) que se resumen en: ingresar inputs del modelo numérico, modelar numéricamente el estado inicial, para posteriormente realizar un incremento del factor de reducción en una magnitud de 0.05.

Esta reducción de parámetros se mantiene hasta obtener un factor crítico. Este punto se considera como el factor de seguridad para la configuración entre condiciones geotécnicas y de soporte que garantizan la estabilidad de la excavación. Este valor se determina en un rango de SSR de 1 a 3 de acuerdo a un criterio de estabilidad basado en el análisis de la falla de los elementos de pernos y shotcrete (carga axial y desplazamiento en los elementos). De este modo se logró definir una metodología capaz de evaluar el desempeño e interacción entre el sistema de soporte y el macizo rocoso para los 162 casos que plantea este trabajo.

4. RESULTADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

La aplicación del método de reducción de resistencia al corte en el análisis de interacción entre excavaciones subterráneas y los elementos usados para el soporte, corresponden a una excelente opción de análisis en un ámbito geomecánico al integrar herramientas teóricas y prácticas.

Ese así como en este capítulo inicialmente se analizara las principales limitaciones de uno de los métodos empíricos más usados en el diseño de soporte (Barton et al., 1974). De igual manera como parte de este trabajo se identificarán algunas de las restricciones del modelamiento numérico de soporte a partir de algunos de los programas comúnmente para este tipo de análisis.

Para los casos simulados se realiza un análisis de resultados a través de los diferentes parámetros evaluados para el macizo rocoso, elementos de soporte y geometría de excavación entre otros. Por otra parte, a modo de validación, se compararán los resultados obtenidos con el método empírico de Luz Crítica (Ouchi, 2002), con el objetivo de evaluar si el factor de seguridad establecido resulta consistente con las categorías de estabilidad sugeridas por el método en su última actualización.

Finalmente integrando todos los aspectos evaluados, se propone una actualización a las guías empíricas del método de Barton (1973), incluyendo un factor de seguridad que contempla condiciones de estabilidad en el diseño de soporte en excavaciones con entrada de personal.

4.2 ANÁLISIS DE GUÍAS DE MÉTODO EMPÍRICO DE BARTON

Para corroborar este razonamiento, se elaboraron tres modelos con los mismos datos de entrada para el macizo rocoso, y se evaluaron tres modelos variando la condición de esfuerzos asociada a la profundidad entre 250, 500 y 1000 [m]. El soporte simulado corresponde al sugerido por el gráfico del método empírico (Figura 2-20). Para pernos se estima un espaciamiento entre elementos de 1.5 [m] x 1.5 [m] considerando un largo de 2.6 [m]. En cuanto al shotcrete, se considera sin refuerzo con un espesor de la capa de 0.45 [m].

De esta manera se evaluó el efecto de diferentes parámetros respecto a la profundidad, cuyos resultados se expresan a continuación.

Extensión zona plástica

De acuerdo a los resultados entregados por el modelo numérico, la extensión de la zona plástica representada por los elementos en falla, varía drásticamente de acuerdo a la profundidad a la cual se ubique la excavación.

Como se observa en la Figura 4-1 la zona plástica compuesta por elementos fallados por corte y por tensión, aumenta considerablemente con la profundidad. Para la zona del techo el espesor de falla se altera desde 0.21 [m] hasta 0.87 [m]. Este

comportamiento es uno de los mayores indicadores de que el tipo de soporte además de incluir singularidades del terreno como la calidad y geometría de la galería, requiere consideraciones acerca de la profundidad y sus repercusiones en el diseño de soporte lo cual se omite en la mayoría de métodos empíricos.

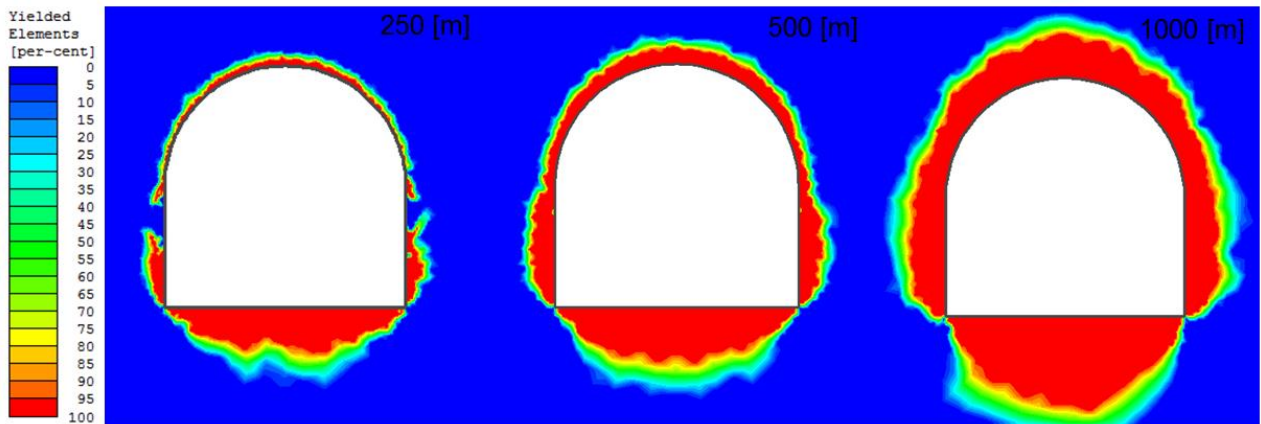


Figura 4-1. Efecto de la profundidad en la zona plástica

Esfuerzos

La siguiente figura muestra el incremento en el esfuerzo principal mayor, que como se esperaba aumenta con la profundidad. En las cercanías de la excavación más exactamente en el techo de la galería (en el área cercana al sistema de soporte) se observa un incremento al pasar de la mínima a la máxima profundidad.

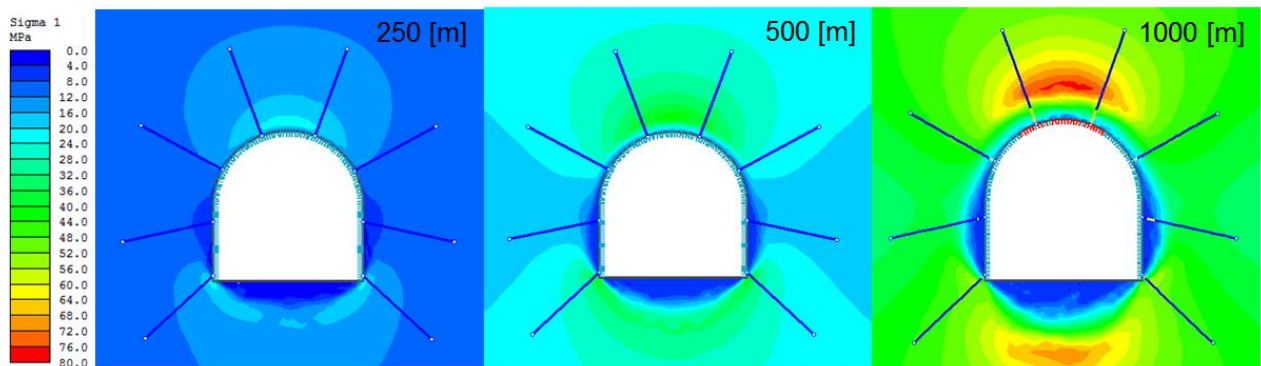


Figura 4-2. Efecto de la profundidad en el esfuerzo principal mayor y el sistema de soporte

También se puede apreciar que a una profundidad de 1000 [m], se presenta una falla importante del soporte, también sugerido por el método empírico. En el caso de shotcrete gran parte de la capa del techo ha dejado de soportar la roca, y en el sistema de pernos; seis de nueve elementos registran falla por tensión.

Desplazamiento Total

La Figura 4-3 compara los tres modelos y refleja el efecto de la profundidad frente al desplazamiento total y las deformaciones registradas para el material.

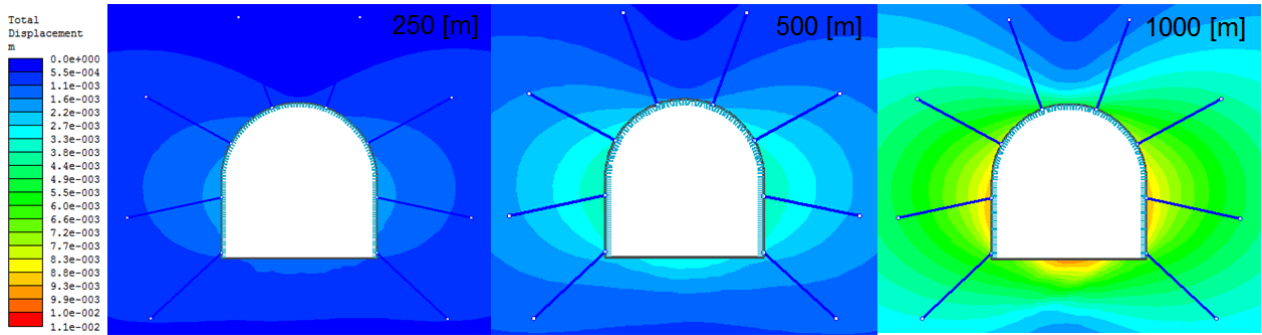


Figura 4-3. Efecto de la profundidad en el desplazamiento total del material

La Figura 4-4 muestra el desplazamiento aproximado para diferentes profundidades, donde la distancia crítica se refiere a una longitud de 10 [m], medida de manera vertical desde el punto más alto de la excavación hacia la superficie. Es así como se observan desplazamiento en las cercanías del techo de la excavación de hasta 0.005 [m] en altas profundidades que difieren a las esperadas en bajas profundidades.

Esta observación resulta indispensable para la elección de elementos de soporte tanto de shotcrete como de pernos. Ya que el desplazamiento y deformaciones registradas en la roca son un indicativo del tipo de pernos y las características que debe contemplarse al realizar el diseño del sistema de soporte.

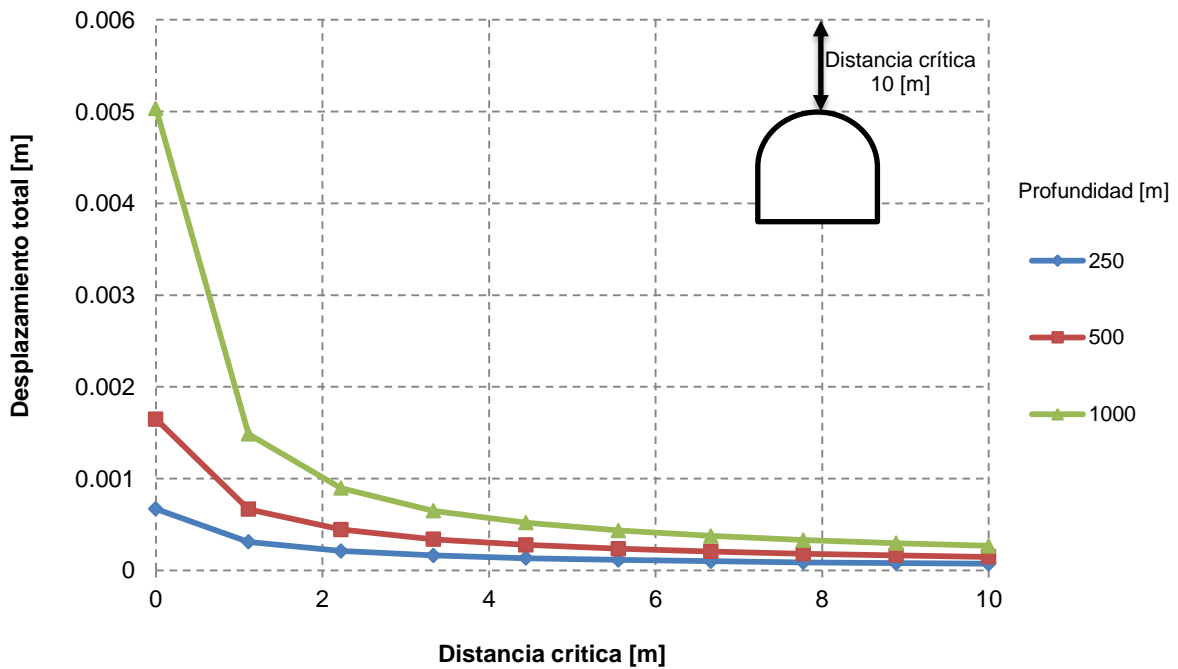


Figura 4-4. Relación de desplazamiento en el techo de una excavación a diferentes profundidades

El análisis de aspectos como la extensión de la zona plástica, esfuerzos y desplazamientos reflejan la necesidad de integrar el efecto de la profundidad dentro de las herramientas de diseño de soporte, pues a pesar de su importancia, varias de las metodologías actuales lo omiten en sus planteamientos.

4.3 LIMITACIONES DEL MODELAMIENTO NUMÉRICO

En la bibliografía es posible encontrar teorías acerca del comportamiento entre macizo rocoso y pernos que se han avalado en la práctica. Una de ellas sugiere que al realizarse una excavación se genera de forma natural un arco alrededor del techo, que a su vez genera una zona de falla, cuyo espesor depende de las propiedades de la roca (Stillborg, 1986).

En función de esto, se establece el diseño de las propiedades del soporte donde el espaciamiento y el largo de los elementos juegan un rol indispensable dentro de la estabilidad de la excavación. Es así como a lo largo de este trabajo se encontraron diferencias significativas entre la teoría/práctica y el modelamiento numérico de elementos de soporte.

Al examinar las diferentes guías de diseño, llama la atención el efecto del espaciamiento y el largo de los elementos en la falla calculada para el sistema de soporte. Con el fin de revisar este efecto se plantean algunas simulaciones cuyas características del macizo rocoso, geometría y soporte se detallan en la Tabla 4-1.

Se evalúan entonces dos sistemas de soporte compuestos por pernos de adherencia, ambos con los mismos datos de entrada, pero diferenciados en cuanto a su espaciamiento. El primero de ellos se compone por un espaciamiento entre pernos dentro y fuera del plano de 2 [m] y el segundo estima un espaciamiento de 1 [m].

Tabla 4-1. Datos de entrada para casos que evalúa limitaciones de modelamiento numérico

Elemento	Parámetro	Valor
Macizo Rocosos	Profundidad de la excavación, z [m]	500
	Resistencia a la compresión uniaxial, UCS [MPa]	150
	Índice de resistencia geológica, GSI	30
Excavación	Dimensiones (alto x ancho) [m]	4.2 x 4.2
	Alto de la pared [m]	2.1
Pernos	Longitud del elemento [m]	2.6
	Capacidad [MN]	0.3
	Módulo de elasticidad [GPa]	200

La Figura 4-5 muestra los elementos del sistema de soporte fallados en tensión (porción amarilla). A pesar de reducir el espaciamiento entre elementos de soporte, los pernos continúan tomando la misma carga, inclusive en un caso donde solo se contaba con un solo perno.

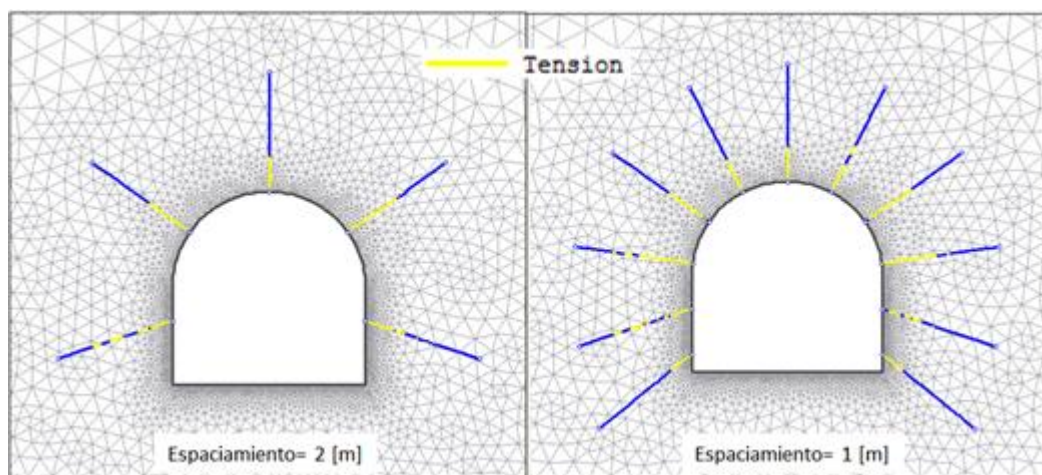


Figura 4-5. Falla en pernos bajo diferentes espaciamientos entre elementos según Phase²

Esta observación difiere a las teóricas donde al instalar un sistema de soporte se asume que trabaja en conjunto y la carga que toma el soporte se reparte de manera uniforme entre los elementos. En el caso que ilustra la figura se esperaría que al aumentar el espaciamiento entre pernos, los elementos se ven sometidos a tomar cargas más altas al no contar con un elemento vecino para distribuir la carga circundante, lo cual se vería reflejado en el aumento de la porción fallada de cada perno.

Ante estos resultados se decidió evaluar este mismo caso en otro de los programas de modelamiento numérico comúnmente usados en el estudio de elementos soporte, con el objetivo de comparar los resultados y las aproximaciones realizadas bajo diferentes métodos de análisis.

De este modo se utilizó FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) desarrollado por Itasca Consulting Group. El software está basado en el método explícito de diferencias finitas, usado para simular el comportamiento de materiales como suelos, rocas y diferentes estructuras, con una gran variedad de aplicaciones en problemas geotécnicos, civiles y mineros (ITASCA, 2014).

En el modelamiento numérico de elementos de soporte, ofrece diferentes opciones de simulación, permitiendo inclusive realizar análisis dinámicos dependiendo del tipo de soporte. En general es posible modelar cables, pernos, shotcrete concreto y vigas entre otros. Para este ejercicio se utiliza la formulación *Cable Element* que corresponde a un elemento unidimensional al que se le puede asignar propiedades de tensión y fuerzas de compresión más no momentos de flexión. Por lo tanto este modelo resulta adecuado para modelar el tipo de pernos de interés en entre trabajo, estimando una interacción directa entre macizo rocoso y perno omitiendo, la interfaz asociada con la mezcla usada para la adherencia.

La Figura 4-6 presenta los resultados obtenidos donde se observa un comportamiento bastante similar, con una variación mínima en la distribución de la carga axial de los elementos, la cual se atribuye a la diferencia de cálculo entre las técnicas de diferencias finitas y elementos finitos. Sin embargo tampoco se observa cambios significativos en la

carga que toman los pernos y su consecuente falla, a pesar de revisar los reportes generados y modelar diferentes espaciamentos entre sistemas de soporte.

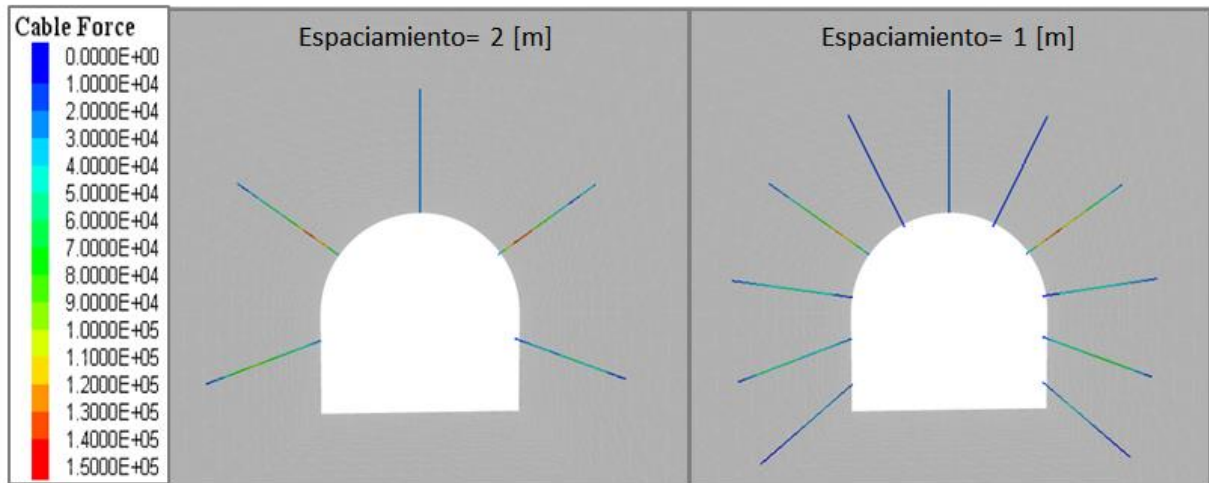


Figura 4-6. Falla en pernos bajo diferentes espaciamentos entre elementos según FLAC3D

Con los resultados generados en ambos programas, a continuación se analiza en detalle uno de los pernos de mayor sollicitancia en la configuración evaluada, el cual corresponde al ubicado en la parte más alta del techo.

El siguiente gráfico muestra la carga axial a través de la longitud de 2.6 [m] del perno (el comportamiento de este perno es equivalente a los demás analizados). Así se confirma que aunque se evalúen espaciamentos diferentes, la carga axial a lo largo del elemento tiende a ser exactamente igual, a pesar de variar condiciones de profundidad.

En la porción más cercana a la excavación, es decir, la más propensa a deformaciones en el macizo rocoso, se alcanza la carga máxima en idéntica proporción para ambos escenarios de espaciamiento, sin considerar la distribución de carga esperada. Además en la zona de uno a dos metros la variación entre el cálculo de la carga axial difiere por poco entre configuraciones.

Como se evidencio el cálculo realizado por elementos finitos y diferencias finitas son bastante similares para el análisis a diferentes espaciamentos entre pernos, revelando una clara limitación del modelamiento numérico en este tipo de estudios. Tanto estos como otros programas utilizan una formulación similar en su cómputo, que se basa en la curva de carga deformación del soporte a partir de la cual se calcula su interacción con las propiedades del material.

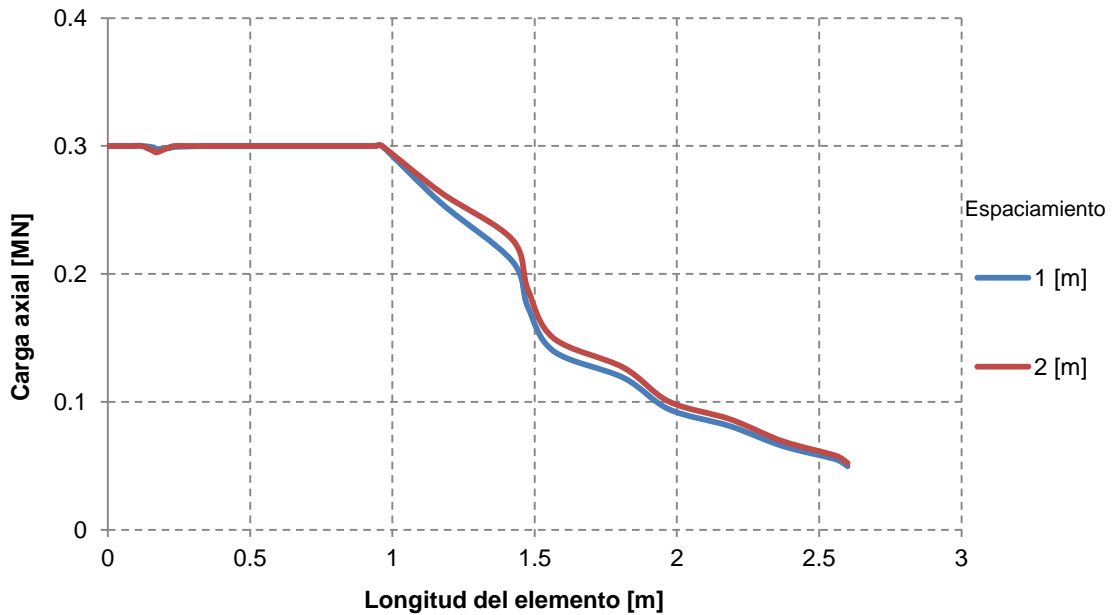


Figura 4-7. Carga axial a lo largo de uno de los pernos del techo

Según la revisión bibliográfica las diferentes técnicas de modelamiento numérico, dividen en perno en elementos de acuerdo a como intercepten el medio (Phase²) o en segmentos que defina el usuario (FLAC3D). Independiente de cómo se discretice el elemento en general se examinan de una misma forma. Esto considera que el comportamiento axial de los elementos de refuerzo se rigen íntegramente por sus elementos generalmente compuestos de acero, cuya forma delgada ofrece poca resistencia a la flexión, de esta forma el análisis se enfoca en la capacidad de sostener una tensión uniaxial (ITASCA, 2014) (Rocscience, 2014).

La rigidez axial a lo largo del perno se determina a partir de la elongación de los segmentos o elementos que lo compongan, considerando una sección transversal y un módulo de elasticidad para el material, es así como el incremento en la fuerza axial del perno se determina por la siguiente expresión:

$$F = \frac{AE}{L} \Delta u$$

Ecuación 12. Incremento de carga axial en pernos

Donde

- A : Sección área transversal del perno,
- E : Módulo de Young del material (acero),
- L : Longitud del elemento/segmento del perno,
- Δu : Incremento en la deformación axial.

Por consiguiente, los modelos numéricos examinan los elementos de refuerzo de acuerdo a la relación entre su carga y deformación. Como lo indica la Figura 4-8 si la fuerza axial excede la resistencia del material del perno (F_{yield}), se ocupa la capacidad residual (F_{res}), hasta establecer la falla en el elemento.

Así, la razón por la que el espaciamiento entre pernos no afecta el cálculo de la carga axial y consecuente falla de los elementos, debido a que los programas de evaluados, enfocan su formulación solamente en segmentos o elementos, sin considerar una análisis completo entre la interacción del sistema de soporte y la carga que debe tomar para dar estabilidad a la roca.

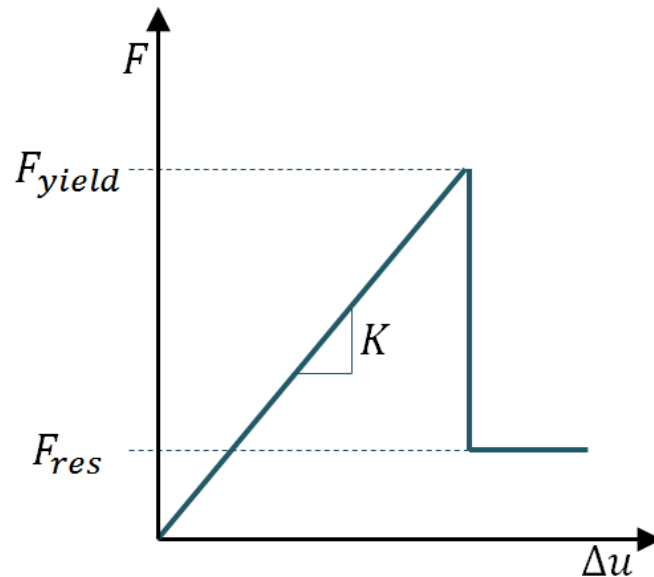


Figura 4-8. Relación carga-deformación axial para elementos de refuerzo

En efecto un análisis basado en la relación entre carga y deformación axial, establece una limitación en el modelamiento numérico de elementos de soporte, ante la imposibilidad de evaluar el efecto de espaciamiento, como también llevar a cabo análisis en función del largo de los pernos, pues para ambos casos no existe una formulación que incluya los diferentes aspectos de que requieren para este tipo de aproximaciones.

4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A través del criterio de estabilidad planteado en el Capítulo 3, es posible evaluar el comportamiento del sistema de soporte sugerido por el método empírico de luz crítica. De esta manera se logra cuantificar la estabilidad que brindan los sistemas de estabilización, a partir del uso del Método SSR.

Tabla 4-2. Consideraciones para asignación de valores de SSR menores a uno y mayores a tres

Factor de seguridad	Descripción
Menor a uno	Corresponde a casos donde el factor de reducción SSR =1. Se observan las siguientes características de falla en los elementos de soporte: <ul style="list-style-type: none">- Pernos: falla mayor al 30% en la longitud de alguno de los elementos.- Shotcrete: falla considerable en los elementos, sobre pasa el espaciamiento entre elementos de perno.
Mayor a tres	Al evaluar el modelo con un factor de reducción de tres, no se genera falla en ninguno de los elementos que representan el sistema de soporte modelado (pernos y shotcrete).

Es importante aclarar que las consideraciones de la Tabla 4-2, fueron aplicadas para la evaluación de varias de las simulaciones que se encontraban cerca a estos valores. Por motivos de análisis de las categorías de estabilidad, los casos agrupados como 'Menor a uno' y 'Mayor a tres', se consideran como uno y tres.

Los resultados se agrupan en sets dependiendo de la variación de los parámetros de interés. Las siguientes tablas corresponden a algunos de los resultados para pernos de adherencia, contemplando una relación de esfuerzos de 1. En el Anexo D se adjuntan los resultados del factor de seguridad para los demás 164 casos simulados para pernos adheridos con resina y pernos de fricción Swellex.

Tabla 4-3. Resultados para set 1 de pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
Constantes Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial=50 [MPa]	1	1.20	1.80	1.20
	2	2.30	2.60	2.30
	3	3.00	-	3.00
	4	1.00	1.00	1.00
	5	1.50	1.80	1.50
	6	2.75	-	2.75
	7	1.00	1.00	1.00
	8	1.00	1.15	1.00
	9	1.95	2.05	1.95

Tabla 4-4. Resultados para set 2 de pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
Constantes Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial=100 [MPa]	10	1.10	1.70	1.10
	11	2.40	-	2.40
	12	3.00	-	3.00
	13	1.00	1.00	1.00
	14	1.60	1.90	1.60
	15	2.30	-	2.30
	16	1.00	1.00	1.00
	17	1.00	1.30	1.00
	18	2.10	-	2.10

Tabla 4-5. Resultados para set 3 de pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
Constantes Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial=150 [MPa]	19	1.40	1.80	1.40
	20	1.85	3.00	1.85
	21	3.00	-	3.00
	22	1.00	1.00	1.00
	23	1.80	2.05	1.80
	24	1.00	1.00	1.00
	25	1.40	1.55	1.40
	26	1.00	1.25	1.00
	27	3.00	-	3.00

4.4.1 Casos simulados

Tal como se especificó en el capítulo anterior, el criterio usado para asignar el factor de seguridad global para cada caso corresponde al valor crítico entre los elementos evaluados. Es así como en gran parte de los datos el factor de seguridad corresponde al obtenido para pernos y en una menor proporción se determinó por el shotcrete, debido a que generalmente esta capa tiene mayor resistencia al ser evaluada bajo el método de reducción de resistencia al corte.

Como parte del análisis de resultados, se presenta la Figura 4-9 que representa el histograma, de los factores de seguridad obtenidos para los sistemas de soporte modelados shotcrete, pernos de adherencia y de ficción.

La alta frecuencia en la categoría de valores entre 1 a 1,2 se debe a la presencia de 20 datos correspondientes a los casos catalogados como Menor a uno descrita en la Tabla 4-2. De igual manera es posible apreciar que para valores mayores a 2.6 no existen datos para shotcrete, lo cual se debe a que según el método empírico (Barton et al., 1974) y las condiciones evaluadas en esos casos, no se requería del uso de esta capa de refuerzo.

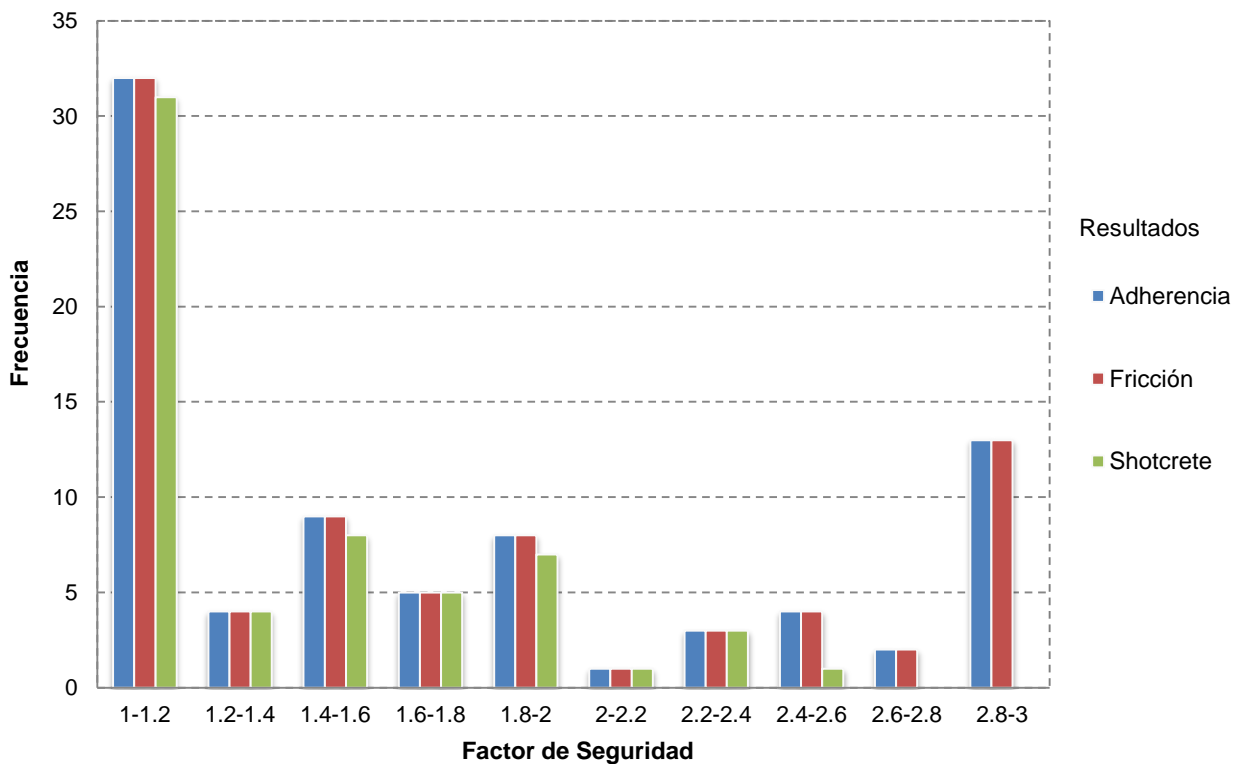


Figura 4-9. Histograma de resultados para los casos simulados

Como primera aproximación se puede deducir que según el criterio, aproximadamente el 40% de las simulaciones son catalogadas como inestables, esto confirma que las guías propuestas por la metodología empírica, no consideran la totalidad de variables que afectan el diseño de soporte. Es así como en gran parte de los casos evaluados, resulta ineficiente las propiedades de resistencia que sugiere el método. Para

corroborar esta afirmación se detallaran cada uno de los parámetros evaluados para evaluar su influencia en el diseño.

Parámetros evaluados

En las diferentes simulaciones que evaluaron calidades de roca buena, regular y mala, se identificó un comportamiento definido para el factor de seguridad, donde al aumentar la calidad de roca según el índice Q, el valor del factor de seguridad tiende a tener valores mayores. Independiente de otras variables en casos con calidad de roca muy buena se obtuvieron valores de F.S. >2,5, categorizando los casos en su gran mayoría como estables.

Con el fin de definir el efecto de los demás parámetros, a continuación se presenta un resumen parcial de las simulaciones, variando únicamente el parámetro de interés. Los resultados de la totalidad de los casos se resumen en el Anexo D En el caso de la profundidad a la cual se ubica la excavación, la Tabla 4-6 resume los factores de seguridad obtenidos para casos soporte compuesto por shotcrete y pernos de adherencia o fricción. Es claro que a medida que aumenta la profundidad disminuye el efecto del soporte en la estabilidad de la galería. Es así como en el caso en particular que muestra la tabla, a una profundidad de 1000 [m] el valor del factor de seguridad para los dos tipos de pernos es igual a uno.

Tabla 4-6. Factores de seguridad para diferentes profundidades

Parámetro*	Valor	Factor de seguridad	
		Pernos Adherencia	Pernos de Fricción
Profundidad [m]	200	2.0	2.2
	500	1.3	1.5
	1000	1.0	1.0

*parámetros fijos de k=1,5 y UCS=100[MPa]

En cuanto a la relación de esfuerzos principales, la Tabla 4-7 resume los datos observados para casos con valores constantes de resistencia a la compresión uniaxial y profundidad. Es así como se infiere que los resultados obtenidos son similares a otros trabajos donde se evalúa el efecto de este parámetro en el diseño minero subterráneo (Galarce, 2014).

Tabla 4-7. Factores de seguridad a diferente relación de esfuerzos

Parámetro*	Valor	Factor de seguridad	
		Pernos Adherencia	Pernos de Fricción
Relación de esfuerzos, k	1	1.0	1.0
	1.5	1.35	1.5
	2	2.5	2.8

* parámetros fijos de UCS=100 y profundidad=500[m]

Entre las observaciones más relevantes a las simulaciones, resalta la influencia de la razón de esfuerzos en el diseño de soporte, puesto que al aumentar el valor de k los requerimientos de espaciado entre pernos y espesor de shotcrete se hacen menores.

Igualmente cuando esta relación aumenta también lo hace el factor de seguridad debido a la diferencia entre esfuerzos horizontales y verticales lo que indica una concentración o relajación alrededor de las excavaciones, afectando directamente el comportamiento de los elementos de refuerzo.

Al aumentar la resistencia de la roca (Tabla 4-8) se obtienen configuraciones más estables, tal como era esperado. En general para valores entre 50 y 100 [MPa] se obtiene una variación mínima en el factor de seguridad.

Tabla 4-8. Factor de seguridad para diferentes valores de UCS

Parámetro*	Valor	Factor de seguridad	
		Pernos Adherencia	Pernos de Fricción
Resistencia a la Compresión Uniaxial, UCS [MPa]	50	1.3	1.4
	100	1.35	1.5
	150	1.75	1.9

* parámetros fijos de $k=1,5$ y profundidad=500[m]

Para todos los modelos numéricos que incluyeron pernos de adherencia y de fricción es claro que el uso de estos últimos otorga mayor estabilidad a la excavación, debido a que en general los valores obtenidos para este tipo de pernos estuvieron más cercanos a 2, y se reducen en cierta proporción los casos de la categoría Menores a uno (ver Anexo D)

Aunque se deduce que el uso de configuraciones con pernos de fricción brinda mayores condiciones de estabilidad, en terreno estos no siempre resultan ser los más idóneos. Usualmente tienen limitaciones en usos bajo altas deformaciones y a largo plazo a no ser que cuente con recubrimientos de protección en la superficie.

De manera global los resultados obtenidos para las variables que se consideraron influyentes dentro del diseño de soporte, se ajustan a los comportamientos esperados, por lo tanto en la siguiente sección se desarrollara un análisis más detallado al factor de seguridad.

4.4.2 Factor de Seguridad

Basado en la metodología de reducción de resistencia al corte, el nuevo enfoque respecto del factor de seguridad que se propone en este estudio, plantea una actualización a las guías de diseño de soporte (Barton et al., 1974), con el fin de evaluar si el diseño de galerías brinda o no la estabilidad requerida en cierta variedad de casos. No obstante por motivos de implementación del método, la obtención de resultados solo se logró sobre un área del gráfico (Figura 2-20). Aun así se identificaron elementos claves para la determinación del valor del factor de seguridad, entre los cuales destaca:

- Existe una variación en los valores del F.S. para los diferentes tipos de pernos. Esto releva que el tipo de perno que se utilice afecta directamente la estabilidad de brinde al macizo. Aspecto que no es incluido dentro del método de diseño de soporte, esta diferenciación entre elementos permite dar versatilidad al diseño y aplicar de mejor manera los requerimientos de estabilidad con las características que ofrece el mercado para el uso de pernos.

- Si bien el criterio implementado se basa en la falla de los elementos, también se realizó una estimación del desplazamiento a lo largo de los elementos de perno, con el objetivo de constatar que al valor crítico del factor de reducción no se excediera el máximo esperado por las respectivas curvas de carga desplazamiento (Figura 3-9).
- En la mayoría de las simulaciones el factor de seguridad se vio representado por la falla de los pernos, de esta manera aunque el shotcrete no fue el elemento de soporte crítico dentro de las configuraciones, se logró evidenciar que aumenta considerablemente la estabilidad de la excavación en comparación con casos que no contaban con esta capa de refuerzo.

En lo que respecta al factor de seguridad propuesto en este trabajo, con el propósito de integrar casos y corroborar categorías de estabilidad, se realiza un análisis con el método de luz crítica (Ouchi, 2008), para ver el comportamiento del factor propuesto en un método basado en datos históricos.

4.4.3 Validación en Método de luz crítica

Debido a que el método empírico consiste en una relación entre el ancho de excavación y la calificación de macizo rocoso en términos del Rock Mass Rating (RMR), es necesario elegir una de las correlaciones típica entre métodos. Por lo tanto se hace un análisis exhaustivo de las diferentes equivalencias entre sistemas, para posteriormente determinar el comportamiento de los factores de seguridad obtenidos frente a las categorías de estabilidad propuestas por el método de luz crítica.

Correlaciones entre métodos de calificación de roca

En la bibliografía es posible encontrar diferentes correlaciones entre métodos de clasificación, realizadas a partir de casos históricos recolectados alrededor del mundo (Bieniawski, 1984) (Rutledge and Preston, 1978) (Moreno, 1980) (Cameron and Budavari, 1981) (Abad et al., 1984). La Figura 4-10 compara diferentes correlaciones y como varían los coeficientes al integrar nuevas variables al estudio.

Se puede deducir que las correlaciones, a pesar de intentar integrar parámetros para mejorar la relación entre RMR y Q, aún son poco fiables al no existir un criterio unificado. Uno de los principales inconvenientes a la hora de llevar a cabo correlaciones entre métodos de calificación de rocas, tiene que ver con la manera como cada autor incluye parámetros que describen el macizo rocoso, aspecto en el que generalmente difieren gran parte de los postulados.

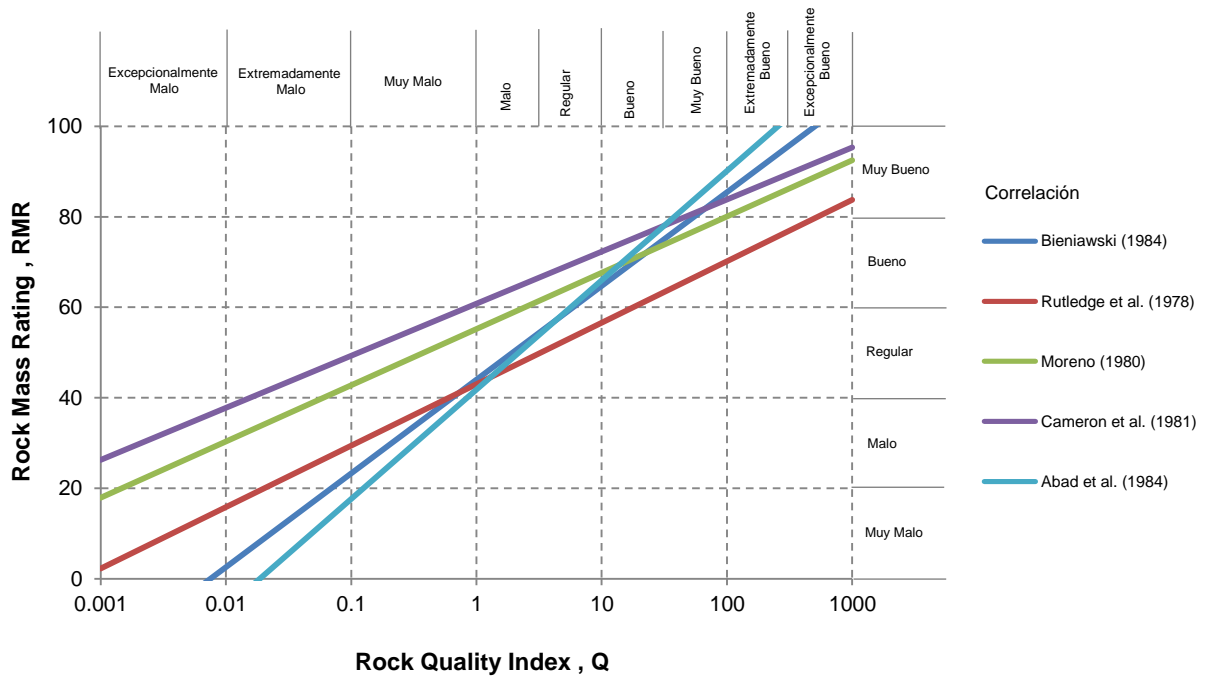


Figura 4-10. Comparación de diferentes correlaciones propuestas entre métodos de calificación de roca

De este modo para una correcta correlación entre sistemas RMR de Bieniawski y Q de Barton, es necesario considerar que Bieniawski (1976) no incluye un factor que dé cuenta de la condición de esfuerzos a los que se ve sometido el macizo rocoso. En tanto, el índice Q, no contempla la orientación de las discontinuidades, ni tampoco la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

Por lo tanto no resulta sencillo establecer una equivalencia que abarque todo los rangos de calificación. Goel et al (1996) (Goel et al., 1996) planteó una correlación que propone un reajuste en base a nuevos casos históricos, que sugiere utilizar dos nuevos índices, que agregan los parámetros faltantes a cada uno de los métodos, para así establecer una correlación que efectivamente represente una equivalencia entre métodos.

De tal modo se propone el uso de la siguiente correlación (Goel et al., 1996):

$$RCR = 8 \ln N + 30 \quad N = \frac{RQD * J_r * J_w}{J_n * J_a}$$

Ecuación 13. Correlación entre sistemas de clasificación (Goel et al., 1996)

Dónde:

RCR es la calificación de la condición de roca,

N un número asignado al macizo rocoso de acuerdo a sus características,

RQD es el Rock Quality Designation,

J_r indicador de la condición de discontinuidades,

J_w describe la presencia del agua subterránea,

J_n número de sets de discontinuidades,

J_a alteración de las discontinuidades.

Una vez calculados las expresiones anteriores, es posible establecer un cálculo fiable para la equivalencia entre sistemas de calificación al incluir los parámetros omitidos entre sí. En ese sentido los cálculos entre RMR a Q y viceversa se expresen mediante:

$$RMR = RCR + (q_c + J_o) \quad Q = N/SRF$$

Ecuación 14. Equivalencias entre sistemas de clasificación (Goel et al., 1996)

Dónde:

q_c es el puntaje propuesto por Bieniawski para la resistencia uniaxial de roca intacta,

J_o da cuenta de la orientación de discontinuidades,

SRF es el factor de reducción de esfuerzos propuesto por Barton.

La Tabla 4-9 muestra una comparación entre correlaciones para un RMR de 49 y un Q de 10.6. Es posible ver la que propuesta de Goel et al (1996) provee un mejor ajuste que las demás al permitir convertir de RMR a Q y viceversa fiablemente. Por este motivo esta correlación será la usada para convertir los datos de Q usados en las simulaciones en RMR para ver cómo se ajustan los datos en las categorías del método empírico de luz crítica.

Tabla 4-9. Comparación entre correlaciones entre Q y RMR. (Goel et al., 1996)

Autor	Correlación	RMR a partir de Q ($Q = 10.6$)	Q a partir de RMR ($RMR = 49$)
Bieniawski (1984)	$RMR = 9 \ln Q + 44$	65	1.7
Rutledge et al. (1978)	$RMR = 5.9 \ln Q + 43$	57	2.76
Moreno (1980)	$RMR = 5.4 \ln Q + 55.2$	67.9	0.31
Cameron et al. (1981)	$RMR = 5 \ln Q + 60.8$	72.6	1.98
Abad (1984)	$RMR = 10.5 \ln Q + 41.8$	66.5	1.98
Goel et al. (1996)	$RCR = 8 \ln N + 30$ $N = (RQD J_r J_w) / (J_n J_a)$	48.26	11.68

Estabilidad según método de luz crítica

El gráfico inicial del método de luz crítica se compone de tres categorías de estabilidad definidas de acuerdo a casos históricos de minería selectiva canadiense. Esta clasificación permite precisar un grado de estabilidad de una excavación en función del ancho y la calidad de la roca. Las categorías se basan en observaciones en terreno a excavaciones con entrada de personal, estas se han mantenido a lo largo de las actualizaciones realizadas al método (Lang, 1987, Wang, 1999, Ouchi, 2002) modificando solamente sus fronteras mediante la adición de casos.

Las categorías de estabilidad se definen como:

- Estable

Corresponde a excavaciones cuyas características geotécnicas del macizo rocoso, otorgan condiciones apropiadas para garantizar la estabilidad de excavaciones subterráneas. No se registran desplazamientos ni tampoco irregularidades en el techo de la galería. En general no requieren del uso extraordinario de sistemas de fortificación, a menos que se observen singularidades en el terreno. En cuyo caso el soporte estará sometido a bajos requerimiento de carga y desplazamiento, a menos que existan vibraciones en las cercanías.

En terreno no se observan fallas, ni se registra ningún movimiento en el macizo rocoso, tampoco se requiere de algún tipo de medidas de soporte.

- Potencialmente Inestable

Considera excavaciones cuyas condiciones geotécnicas requieren del uso de algún sistema de fortificación para retener o soportar el macizo rocoso. A pesar de que existan potenciales cuñas o desplazamientos en la excavación, el sistema de soporte instalado funciona y cumple con el objetivo de dar sustento a la estabilidad, garantizando condiciones seguras para su uso. Requieren de monitoreo del sistema de soporte, para controlar condiciones de funcionamiento y posibles reparaciones.

Se han instalado elementos de soporte para prevenir fallas potenciales y se observan desplazamientos en el techo de más de 1 [mm] en las últimas 24 horas (Pakalnis, 2002), además observa propagación de discontinuidades dando paso a la formación de nuevos bloques.

- Inestable

Describe casos donde a pesar de utilizar sistemas de fortificación que mantuviera condiciones seguras. Se registran colapsos y desprendimientos de roca en techo o paredes que impiden el ingreso seguro de personas o equipos. Además se registran altas deformaciones reflejadas en falla de pernos y agrietamientos importantes en capas de refuerzo.

Se presentan colapso en gran parte de la excavación, así mismo la extensión de la falla es de 0,5 veces el ancho de la excavación. Existe evidencia de que el soporte instalado no cumplió la labor de soportar/retener el macizo rocoso.

Entre las principales ventajas de analizar los resultados obtenidos bajo este método empírico, es la posibilidad de comparar los valores del factor de seguridad frente a observaciones reales de faenas mineras, y así verificar si los resultados coinciden con lo observado en terreno.

La última modificación del gráfico propone cuatro categorías de soporte que difieren de acuerdo a la distribución de los pernos alrededor de la excavación (Tabla 2-3). Si bien es útil diferenciar las fronteras de estabilidad de acuerdo al arreglo de los elementos de refuerzo, estos omiten sistemas de fortificación integrados por cables, malla, arcos de acero, shotcrete, concreto entre otros.

Resultados

La Tabla 4-10 muestra los valores estimados para RMR a partir de la correlación entre sistemas para tres diferentes calidades de roca. Para el cálculo se utilizó un puntaje para la resistencia de la roca intacta de 12 y un ajuste por orientación de las discontinuidades moderado.

Tabla 4-10. Equivalencias entre RMR y Q

Calidad de Roca, Q	Rock Mass Rating, RMR
Buena	25
Regular	42
Mala	69

Los factores de seguridad obtenidos mediante la técnica de reducción de resistencia corresponden a los obtenidos para pernos de adherencia. Debido a que el gráfico se desarrolló sobre casos históricos en minas cuya profundidad no supera los 600 [m], solo se utilizarán los resultados de las simulaciones para profundidades de 250 y 500 [m].

En la Figura 4-11 se muestra los puntos de calidad de roca buena regular y mala identificados por los marcadores rojo, azul y verde respectivamente, además se presentan las fronteras entre categorías de potencialmente inestable e inestable. La zona de interés del gráfico corresponde a anchos de excavación menores a 10 [m], donde se puede ver que se presentan diferentes límites de acuerdo a la leyenda que las identifica. De esta manera existe diferenciación entre patrones de pernos (categorías A, B y C) y sistemas integrados (categoría D se refiere a casos que usan sistemas de estabilización de mayor requerimiento, eje: Arcos).

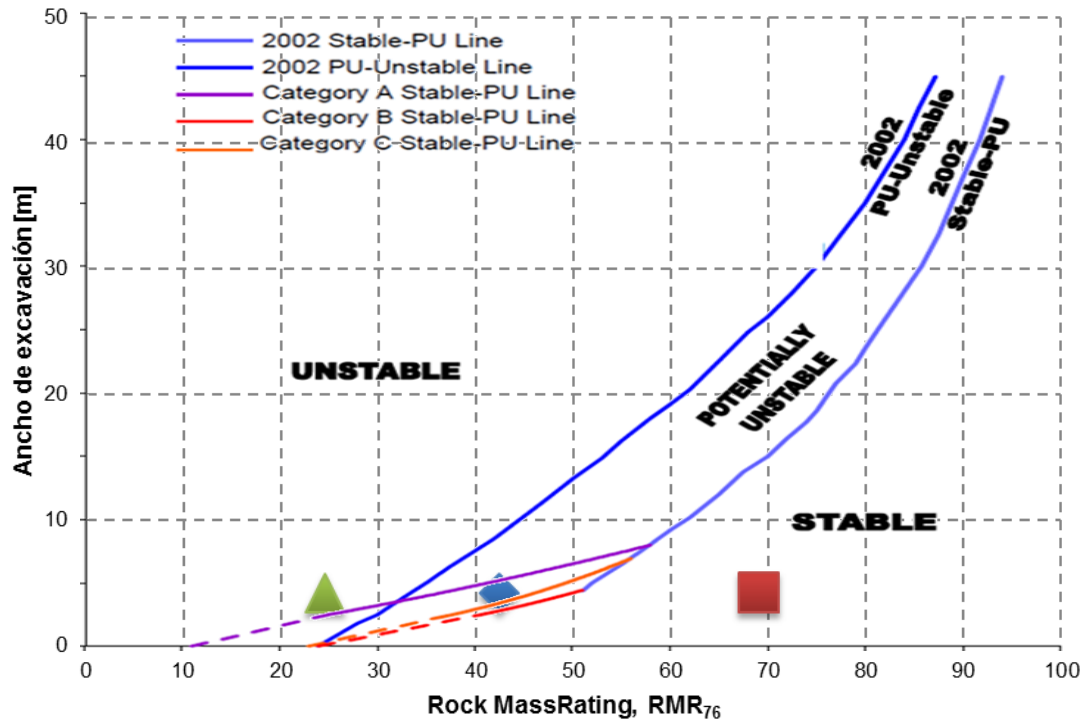


Figura 4-11. Calidades de roca en gráfico de luz crítica

Las siguientes tablas muestran factores de seguridad para las diferentes calidades de roca en función de la profundidad y resistencia de la roca estimada (usando una relación de esfuerzos k de 1,5), de esto modo las figuras para cada F.S. indican la calidad de roca a la que están asociadas.

En el caso de los puntos verdes se consideran como inestables. Según los resultados esta categoría corresponde a valores entre 1 y 1,2.

Tabla 4-11. Resultados para factor de seguridad a 250 [m] de profundidad

Factor de seguridad			
Considerando una galería a una profundidad de 250 [m] y la relación esfuerzos de 1,5			
Categoría	UCS = 50 [MPa]	UCS = 100 [MPa]	UCS = 150 [MPa]
Inestable	1.15	1.15	1.20
Potencialmente Inestable	1.85	2.20	2.25
Estable	3.00	3.00	3.00

Tabla 4-12. Resultados para factor de seguridad a 500 [m] de profundidad

Factor de seguridad			
Considerando una galería a una profundidad de 500 [m] y la relación esfuerzos de 1,5			
Categoría	UCS = 50 [MPa]	UCS = 100 [MPa]	UCS = 150 [MPa]
Inestable	1.00	1.00	1.00
Potencialmente Inestable	1.40	1.50	1.90
Estable	2.30	2.5	2.6

Para considerar un caso potencialmente inestable se utiliza la frontera de la categoría C, al ser esta la única que tiene similitud con lo evaluado en este trabajo al integrar más de un elemento de refuerzos para roca. De esta manera para valores entre 1,5 hasta 2,2 describen casos que presentan una potencial falla. Finalmente los casos estables se determinan como aquellos con valores mayores a 2,5, considerando que los elementos de estabilización funcionan de manera adecuada.

Si bien para llevar a cabo un análisis más acucioso y preciso entre las categorías de estabilidad y el factor de seguridad sugerido, se requiere de abarcar de manera más amplia la zona de interés, este trabajo se ve limitado a las simulaciones que se presentan en el Anexo D. Esto se debe principalmente a que la metodología planteada requiere de varias etapas manuales, esto se ve reflejado en altos tiempos de simulación y dispendiosa recolección de datos.

A pesar de esta limitante se puede concluir que existe una marca similitud entre las categorías del método de luz crítica y el factor de seguridad obtenido a partir del método de reducción de resistencia al corte. No solo por los resultados expuestos previamente, sino también por lo observado en el ejercicio de revisar cada uno de los escenarios de reducción de factores de resistencia calculados en Phase², permitieron evaluar detalladamente como respondía el sistema de soporte en cada uno de los casos simulados.

Por consiguiente en la actualización de guías de diseño para el soporte se establecerá la siguiente categorización de factores de seguridad; se considera *inestable* si el factor de seguridad es menor a 1,2, *potencialmente inestable* si está en un rango entre 1,3 a 2,4 y *estable* en caso de tener valores mayores a 2,5.

4.5 ACTUALIZACIÓN DE GUÍAS Y APLICACIONES PARA EL DISEÑO

Como ya se ha señalado, esta tesis apunta a generar una actualización al método empírico de (Barton et al., 1974) para poder evaluar su funcionamiento en una zona acotada del gráfico. Como se evidenció previamente, es válido evaluar la secuencia de falla de sistemas de fortificación por medio de la reducción sistemática de parámetros de resistencia, complementándose por análisis en el desplazamiento y carga axial de elementos.

4.5.1 Proposición de Guías de diseño

Gracias al ejercicio de desarrollar una metodología de simulación que integrara herramientas teóricas y de modelamiento numérico. Se logró identificar limitaciones frente al modelamiento de aspectos de diseño en pernos, en algunos de los software comerciales usados para este fin. De esta manera los resultados presentados a continuación no incluyen un análisis del largo y espaciamiento de elementos del soporte y solo se enfocaran en la capacidad de carga y parámetros geomecánicos propios de este tipo de excavaciones.

Si bien se logró acoplar de manera teórica y numérica el uso del método de reducción de resistencia al corte, como herramienta de evaluación en el desempeño de sistemas de soporte, en el marco de este trabajo no fue posible reproducir los resultados a nivel de faenas o casos mineros específicos. Aun así se lograron resultados satisfactorios al evaluar los resultados dentro de un compendio de casos históricos representados mediante el método empírico de luz crítica, logrando establecer rangos para las tres diferentes categorías de estabilidad.

Los resultados se dividen en dos etapas, la primera se relaciona con pernos de adherencia y la segunda con pernos de ficción.

Pernos de Adherencia

La posibilidad de relacionar el factor de seguridad con la estabilidad de excavaciones mineras, permite la opción de verificar si el método de reducción de resistencia al corte efectivamente tiene aplicación en análisis subterráneos. De este modo el análisis realizado previamente donde se compararon los resultados obtenidos con las categorías propuestas por el método de luz crítica, resulta de particular interés para la actualización de guías en el diseño de soporte.

Como se evidencio anteriormente e integrando descripciones de casos históricos recopilados en la literatura, se sugiere la siguiente clasificación de estabilidad para excavaciones que integren sistemas de soporte para su sostenimiento, y que tengan como propósito la entrada de equipos y personas (Barton et al., 1974, Bieniawski, 1976, Ouchi, 2002):

Como ya se ha indicado, para el caso donde excavaciones subterráneas con elementos de soporte, se ha definido que una excavación se considera estable si se registran valores iguales o mayores a 2,5. De la misma forma para rangos entre 2,4 y 1,3 se concluye que el soporte trabaja de manera correcta catalogándose como potencialmente inestables. Por ultimo en casos donde el factor de seguridad toma valores menores 1,2 indican que la excavación es inestable y el sistema de soporte no es suficiente para garantizar la funcionalidad de la excavación.

Para el caso de los pernos de adherencia se cuenta al alrededor de 82 simulaciones que representan un amplio rango de datos sobre un único ancho de excavación. Estos resultados fueron agrupados en categorías que permiten evaluar de una manera más sencilla su comportamiento. La actualización que se propone consiste en establecer categorías de estabilidad similares al método de luz crítica, pero incorporado en el método de diseño de soporte sugerido por Barton (1974), generando fronteras que

evalúen si las guías de diseño que propone el método empírico tienen concordancia con los resultados de los modelos numéricos elaborados.

Si bien no fue posible utilizar técnicas más representativas en la definición de las fronteras de estabilidad, debido a la limitada cantidad de datos y la acotados zona simulada del gráfico.

El siguiente procedimiento corresponde a una metodología básica, para la agrupación de datos de acuerdo a su cercanía con los valores críticos dentro del análisis de estabilidad. La Figura 4-12 muestra la totalidad de los casos fueron representados en el gráfico empírico, donde es posible observar que las simulaciones realizadas corresponden a un amplio rango de calidades de roca. Los datos se distribuyen de manera uniforme entre diferentes necesidades de soporte variando desde los requerimientos más exigentes de soporte hasta casos que no requieren sostenimiento adicional.

En lo que respecta a los factores de seguridad, al analizar los resultados de manera conjunta no se observa ningún comportamiento que dé cuenta zonas que marque diferencia respecto al resto, ya que al provenir de diferentes condiciones geotécnicas, no es posible registrar algún comportamiento estandarizado para los casos evaluados.

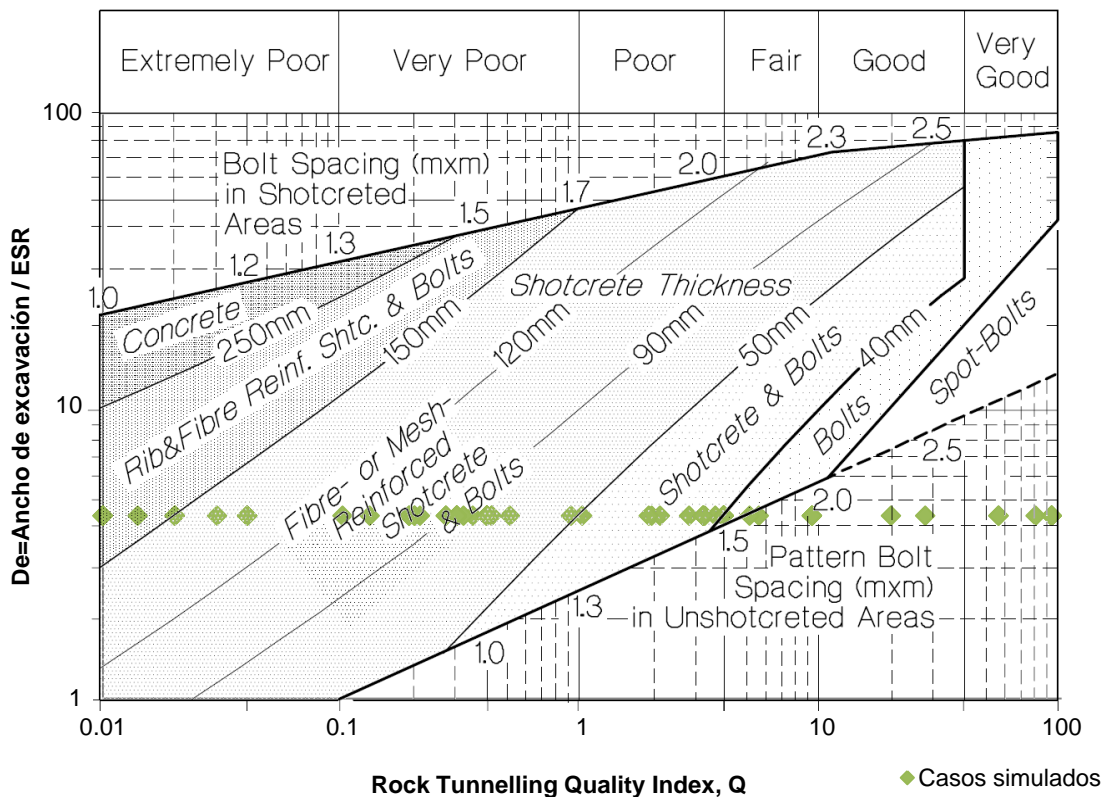


Figura 4-12. Casos simulados en gráfico empírico de diseño de soporte de Barton (1974)

Tal como se describió en la sección anterior, en el análisis de estabilidad se establecen tres categorías, las cuales al igual que el gráfico de luz crítica serán definidas por dos

fronteras. La primera permitirá calificar un caso como inestable o potencialmente inestable, y la segunda entre potencialmente inestable y estable.

Una excavación se considerará inestable al registrar factores de seguridad en un rango de valores entre 1 y 1,2 con una banda no mayor a 0,2 para el caso. Se consideran casos inestables. Para el caso de calificar un caso como estable, se utiliza un criterio basado en observación de los resultados del modelamiento numérico, donde el límite de estabilidad se establece a partir de considerar el valor de 2.5 como un factor crítico y los casos cercanos en un rango de $\pm 0,3$ ayudaran a establecer la frontera.

Por consiguiente se verifico que cada uno de los datos cumplieran la cercanía entre factores de seguridad de uno y dos, en caso contrario se eliminaron del análisis. De este modo se obtuvo la Figura 4-13 que muestra la distribución de los casos estables e inestables. Como se observa que la categoría de estabilidad es ubica en calidades de roca regular a buena, mientras que la inestabilidad se limita a calidades de roca excepcionalmente mala a muy mala.

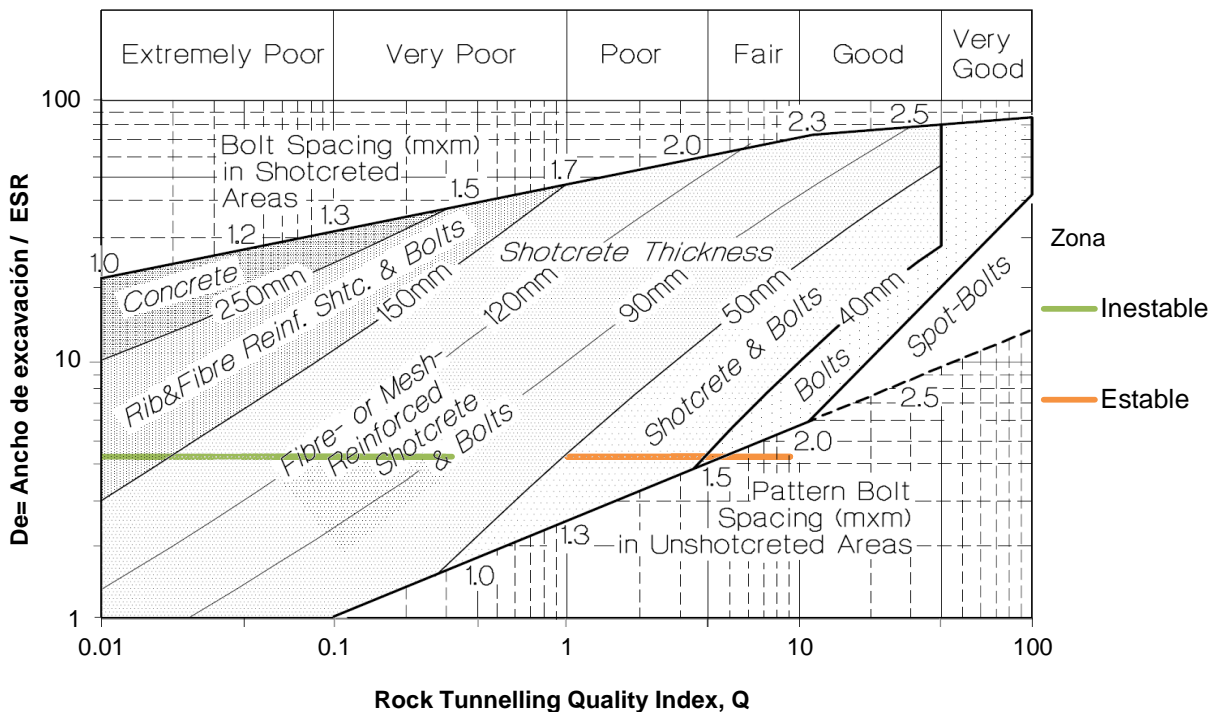


Figura 4-13. Rangos abarcados por casos catalogados como estables e inestables

Si bien esta última figura representa de manera más clara el comportamiento de las simulaciones respecto a la estabilidad proporcionada por los elementos de soporte, existe una dispersión considerable de datos que impide definir para qué calidades de roca es útil el soporte sugerido por Barton (1974). Es así como a los datos que cumplieron el rango establecido se aplicó la herramienta estadística de la media geométrica, debido a las ventajas que brinda específicamente a este análisis, entre las que se destaca la utilización de todos los valores de la distribución y su baja sensibilidad hacia datos extremos.

La Tabla 4-13 muestra los valores del índice Q, junto a la desviación estándar que definen las fronteras sobre la cual se considera adecuada la guía de soporte sugerida por el método empírico. Cabe resultar que durante la definición de este límite no se incluyeron los datos con valores de F.S. menores a uno, debido a que como lo representa la Figura 4-13, estos tienden a llevar la frontera hacia calidades de roca excepcionalmente mala, además este tipo de datos corresponde a casos en los que el soporte no cumple función alguna dentro de la estabilidad de la excavación, al ser casos que desde el criterio aplicado presentan colapsos y desprendimientos de roca.

Tabla 4-13. Valores frontera para pernos de adherencia

Frontera	Índice Q	Desviación estándar
Inestable	0,38	0,04
Estable	3,34	0,43

Finalmente se presenta la actualización del gráfico empírico para pernos de adherencia (Figura 4-14), con el cual es posible definir la zona para la cual el soporte sugerido por el autor realmente da sustento al macizo y garantiza condiciones apropiadas de estabilidad y seguridad de acuerdo a los criterios evaluados. El límite Q_{max} permite definir la estabilidad de un caso, es así que para excavaciones con entrada de personal con dimensiones cercanas a cuatro metros, el valor crítico de Q corresponde a 3,34.

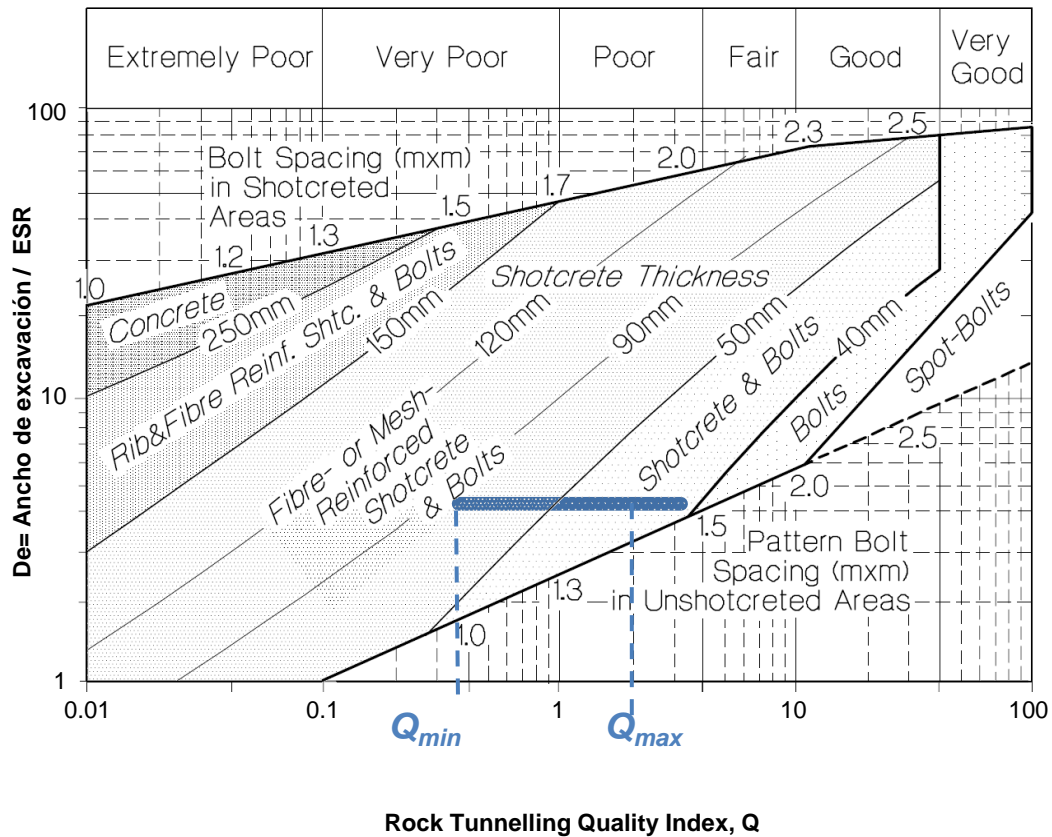


Figura 4-14. Gráfico actualizado para pernos de adherencia

De acuerdo a la correlación de $D_e = 2Q^{0.4}$ que define el método para el uso de soporte (Grimstad and Barton, 1993), el valor del índice de calidad Q debe ser mayor a 6,4 para casos que no requieren soporte. Este valor difiere en 3 unidades, pero a pesar de esto se ubica en un rango cercano entre calidades de roca mala a regular. Esto corrobora que la frontera definida por el método empírico tiene similitudes con la actualizada.

La línea por la cual se extiende los casos potencialmente inestables equivalen a aquellos en los que se modelo numéricamente el sistema de fortificación, de acuerdo a la sugerencias del método empírico, y se evaluó como el indicado en función del método de reducción de resistencia al corte. Esta zona termina en el límite de inestabilidad definido como $Q_{min} = 0,38$, este punto indica que para calidades de roca menores a este valor; excepcionalmente mala y parte de muy mala el soporte sugerido resulta ineficiente y no logra cumplir con los requerimientos que se estiman necesarios. A su vez se concluye que a pesar de aumentar el grosor de la capa de shotcrete este no es suficiente para aportar la estabilidad requerida por la configuración.

Pernos de Fricción

En el caso de pernos de fricción se realizó un análisis idéntico al de pernos de adherencia, teniendo en cuenta que para este set de simulaciones se obtuvieron valores levemente más altos. Además la cantidad de casos asignados como menor a uno disminuye notablemente. Si bien de acuerdo al criterio de asignación de las fronteras de estabilidad y el aumento en la cantidad de casos que aportaron a definir los límites, estos tuvieron valores bastante similares a los obtenidos para el otro tipo de pernos evaluado.

La Tabla 4-14 resume los resultados, en estos se puede ver que el límite Q_{max} continua teniendo valores similares a la definición de requerimiento de soporte, desarrollada inicialmente por los autores. Como era de esperarse la frontera de inestabilidad se amplía y aunque no aumenta en las proporciones esperadas, es claro que el uso de pernos de fricción sobre excavaciones con entrada de personal brinda mayores condiciones de estabilidad respecto a pernos de adherencia.

Tabla 4-14. Valores frontera para pernos de fricción

Frontera	Índice Q	Desviación estándar
Inestable	0,25	0,15
Estable	3,34	0,19

Finalmente la Figura 4-15 presenta la actualización del grafico para pernos de fricción, donde al compararla con los resultados de pernos de adherencia de la Figura 4-14, es posible concluir que si bien el uso de pernos de fricción permite mayor versatilidad en el diseño de soporte y admite un uso más variado bajo diferentes condiciones geotécnicas, el aporte tanto al factor de seguridad como a la zona de casos potencialmente inestables es muy bajo y no representa cambios representativos.

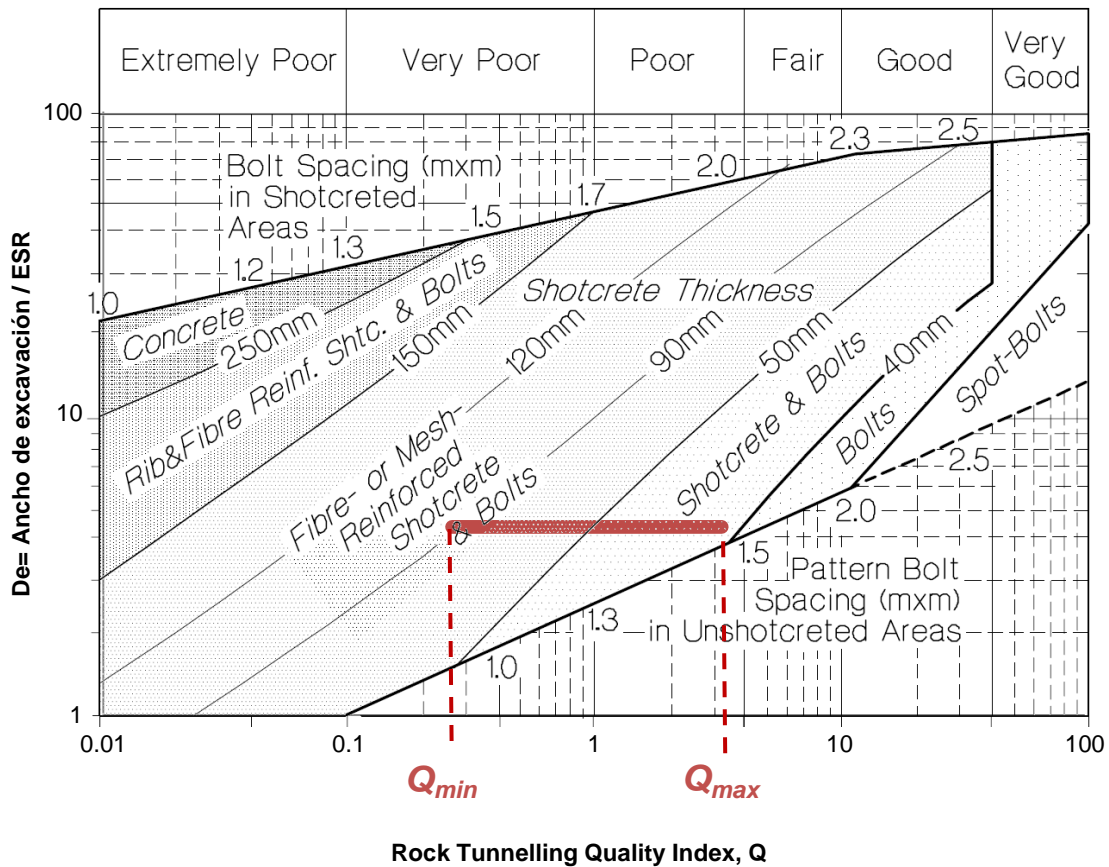


Figura 4-15. Gráfico actualizado para pernos de fricción

La actualización del gráfico permite establecer de manera precisa las condiciones ante las cuales es conveniente el uso de la guía de soporte entregada por Barton. Si bien este trabajo se limitó a una zona acotada del gráfico, es posible establecer tres zonas relevantes del comportamiento del sistema de fortificación. La primera define casos con valores de Q mayores a tres, los que corresponden a aquellos que no requiere de soporte, este límite definido por el método empírico es corroborado por los modelos numéricos.

La zona de interés para el diseño de elementos de soporte corresponde a calidades de roca entre extremadamente mala a mala. En esta parte del gráfico según el método empírico, el uso combinado de capas más gruesas de shotcrete y espaciamientos reducidos entre pernos, dan el sustento necesario para garantizar estabilidad en excavaciones cercanas a los cuatro metros de ancho. Pero al evaluar los modelos numéricos se puede evidenciar que dependiendo del tipo de perno simulado, a calidades de roca menores a aproximadamente 0.38, se presenta una falla considerable en los elementos de soporte. Esto demuestra que para macizos rocosos extremadamente malos, un sistema de soporte basado en pernos y shotcrete es ineficiente, por lo tanto se requiere de otro tipo de medidas y una evaluación más detallada de los requerimientos de estabilidad de la excavación.

4.5.2 Ancho de excavación

Aunque el alcance de este trabajo se limitó a evaluar una zona acotada del gráfico del método empírico basado en el índice Q, se intentó replicar esta metodología en un ancho de excavación diferente. Es así como se realizó un nuevo set de simulaciones para definir si la herramienta propuesta, efectivamente sirve para evaluar otro tipo de configuraciones.

Los datos de entrada de estas simulaciones corresponden a los mismos descritos al inicio del documento, manteniendo la metodología y criterio establecidos para excavaciones de menor ancho. Entre las únicas diferencias está el aumento de la malla de elementos finitos, el número de elementos de perno y shotcrete que componen el sistema de fortificación. Ambos elementos mantuvieron sus características de soporte a pesar de que estas deberían ser proporcionales al volumen de inestabilidad que debe soportar el sistema pero para fines comparativos se mantuvieron iguales. Modificando únicamente la resistencia del shotcrete para casos de bajas calidades de roca, donde según el método empírico se requiere un sostenimiento más intensivo.

Ante la actualización del gráfico realizada previamente, se logró constatar que el efecto de diferentes tipos de pernos no resulta de mayor relevancia dentro de este análisis, por este motivo los casos de mayor ancho de excavación corresponden a simulaciones de pernos de adherencia.

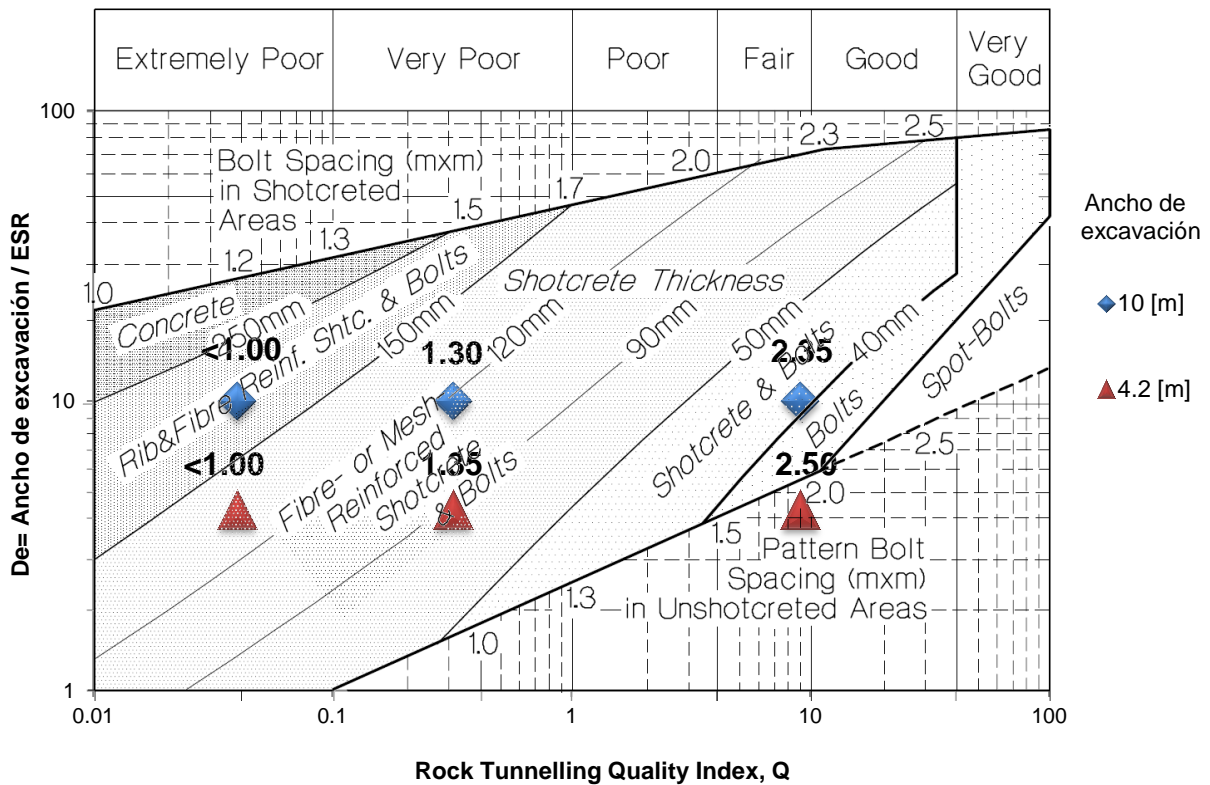


Figura 4-16. Comparación de factores de seguridad a diferentes anchos de excavación

La Figura 4-16 realiza una comparación entre los resultados a diferentes anchos de excavación, manteniendo una razón de esfuerzos de 1,5 y considerando una galería ubicada a 500 [m] respecto a la superficie. Dentro de las tres calidades de roca simuladas se puede observar que para macizos rocosos extremadamente malos, el soporte es ineficiente para ambas configuraciones, mientras que para los otros dos casos es posible concluir que si el sistema de fortificación no brinda las mismas condiciones de soporte para anchos menores. El factor de seguridad calculado para excavaciones con un ancho de 10 [m], no tiene mayores variaciones respecto al estimado para excavaciones más pequeñas, esto se observa para calidades de roca muy malas y regulares.

El resultado de estas simulaciones permite deducir que el factor de seguridad y las categorías de estabilidad establecidas a partir de este, podrían potencialmente aplicarse a zonas diferentes del gráfico. Debido a que la variación entre valores del factor de seguridad no es tan alta como las que se esperaban. Cabe resaltar que esta es apenas una observación y se requiere del desarrollo de un trabajo futuro más intensivo respecto al modelamiento numérico, para poder abarcar zonas aún más representativas del gráfico. Que finalmente pueda proporcionar una herramienta generalizada que cuantifique el desempeño de sistemas de fortificación en función de la calidad de roca y dimensiones de la galería.

4.6 RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN

El desarrollo de técnicas, ya sean analíticas, empíricas o numéricas requieren de metodologías que garanticen su validación y calibración. Dentro de este trabajo la herramienta desarrollada solamente se validó con datos provenientes de casos históricos, obteniendo excelentes resultados entre los valores de F.S y categorías de estabilidad de la literatura. A pesar de esto se recomienda la evaluación de esta técnica, frente a casos en terreno que permitan evaluar su aplicación e incluir aspectos que debido a los alcances de este trabajo no fue posible abordar.

La Figura 4-17 plantea el esquema de la metodología que se sugiere para etapas de calibración de la herramienta de diseño. A partir de back- análisis, se espera contar con casos donde de haya documentado la estabilidad de excavaciones con entrada de personal y los elementos de estabilización implementados. Estos casos deben contar con información geotécnica detallada de las condiciones del lugar (incluyendo aspectos geológicos y singularidades del terreno), además de características técnicas de instalación y funcionamiento, que den cuenta del desempeño de elementos como pernos y shotcrete.

Estos casos se modelarán numéricamente en el software de elementos finitos Phase2, manteniendo los datos de entrada al modelo sugeridos por este trabajo. A su vez estos se analizarán bajo el Método de Reducción de Resistencia al Corte y la metodología descrita en el Capítulo 3. Cabe resaltar que se sugiere implementar de manera automática la reducción de parámetros de resistencia del soporte, con el objetivo de minimizar los tiempos de simulación.

Los resultados de la modelación numérica, deben analizarse bajo el criterio de estabilidad para pernos y shotcrete, asignando valores de F.S para la configuración macizo rocoso/ elementos de estabilización.

Una etapa critica dentro de esta calibración, esta relacionada con evaluar si el factor de seguridad obtenido se ajusta a las categorías sugeridas por la herramienta de diseño. En caso de que coincidan se da por terminada la calibración. En el caso contrario se procede a registrar las diferencias encontradas y a reajustar la definición de las categorías, mediante técnicas que establezca nuevos limites (considerando tanto los casos previamente recolectados, como los sugeridos por la literatura).

Finalmente, al calibrar esta herramienta bajo un amplio rango de casos, será posible definir las categorías de estabilidad propias y validadas, que permitirán contar con una herramienta de diseño generalizada, lista para ser usada en etapas de ingeniera de perfil y conceptual.

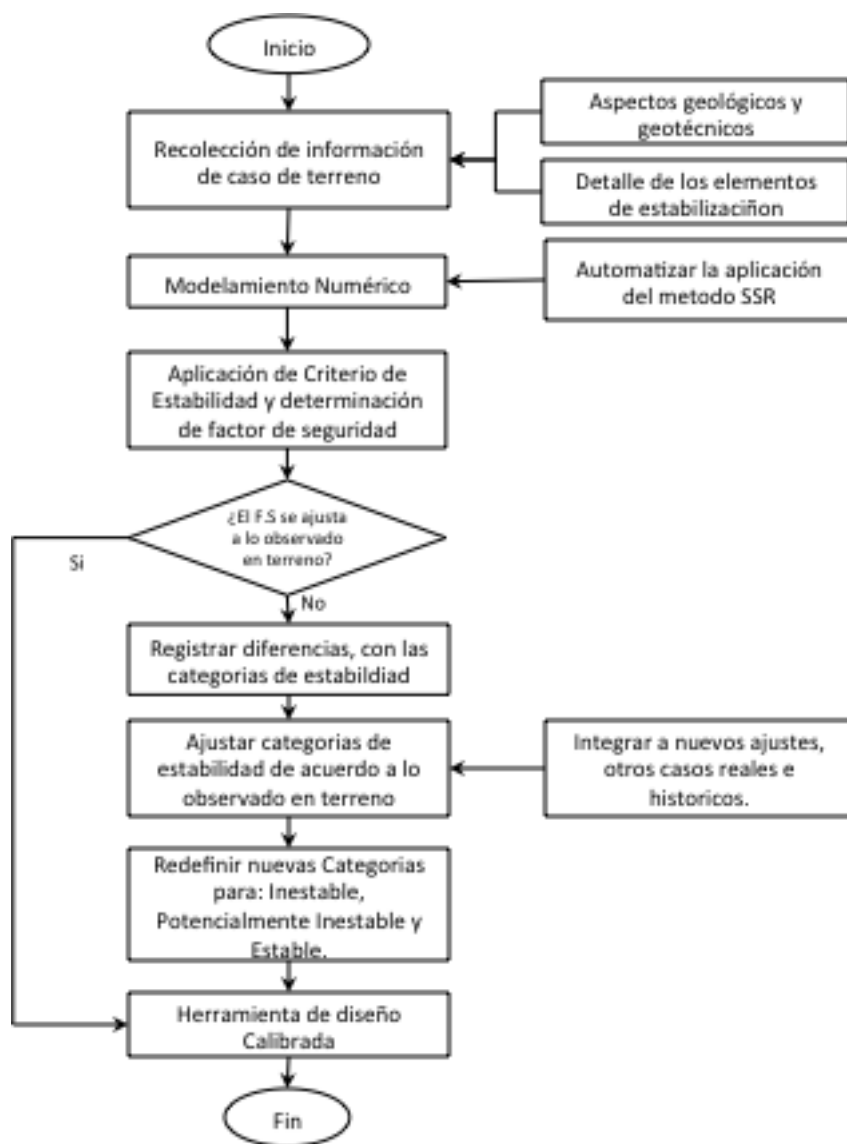


Figura 4-17. Metodología para etapas de calibración de la herramienta de diseño.

Entre las principales limitaciones a las que se vio enfrentado el desarrollo de este trabajo, se destaca la impedimento de modelar numéricamente el espaciamiento y largo de pernos. En la practica este no es un tema menor, ya que estos dos aspectos de diseño marcan la diferencia entre el éxito o el fracaso de un sistema de fortificación. Una de las recomendaciones que se proponen para incluir su efecto en la herramienta de diseño, es el desarrollo de un modelo analítico que consienta aspectos típicos de la interacción entre macizo rocoso y los elementos de soporte, similar a los revisados en los antecedentes.

4.7 CONCLUSIONES

Entre las herramientas empíricas y numéricas para el diseño y/o análisis de refuerzo en excavaciones subterráneas, existen diferentes opciones para modelar el efecto del uso de soporte bajo diferentes condiciones. En este capítulo además de analizar los resultados también se identificaron las principales limitaciones de estas herramientas.

Si bien las guías empíricas propuestas por Barton (1974) constituyen una de las metodologías más usadas dentro de primeras etapas de ingeniería, omite aspectos relevantes en este tipo de diseños. Con el objetivo de evaluar el efecto de la profundidad en esta herramienta, se elaboraron modelos numéricos con soporte fijo, evaluados a diferentes condiciones de esfuerzos de acuerdo a su profundidad.

Los resultados de los modelos se analizaron de acuerdo a aspectos críticos en el análisis de excavaciones subterráneas. Evidenciando el efecto de la profundidad en el aumento en la extensión de la zona plástica, mayores gradientes de deformación y aumento en las cargas que deben tomar los elementos de refuerzo. Esto refleja que este tipo de diseños dependen de diversas variables que este método omite, al no integra completamente los principales aspectos que influyen sobre la elección de sistemas de fortificación.

De igual manera se comprobó que en algunos de los programas comerciales más usados para modelamiento numérico en mecánica de rocas, presentan limitaciones a la hora de analizar aspectos críticos en este tipo de diseños. En la mayoría de software, el cálculo entre la interacción entre pernos y el macizo rocoso se basan en la relación entre carga y deformación axial, lo que representa problemas a la hora de interpretar los resultados. Por lo tanto la actualización de las guías de diseño se ve limitado ante análisis que involucren el largo de los elementos y el espaciamiento entre pernos.

Gracias al uso de la técnica de reducción de resistencia al corte fue posible determinar una actualización de las guías de diseño, a partir de categorías de estabilidad establecidas por Lang (1987) y el grafico propuesto por Barton (1984). Logrando proponer fronteras dentro del gráfico, permitiendo establecer de manera precisa las condiciones ante las cuales es conveniente el uso de esta metodología.

Se proponen dos actualizaciones dependiendo del tipo de pernos (adherencia y fricción), en ambas se proponen calidades mínimas y máximas de roca expresadas por el Índice Q. Definiendo una zona actualizada en el grafico que según los factores de seguridad obtenidos y las categorías del método de luz critica, garantizan las condiciones mínimas de estabilidad y funcionamiento de soporte sugerido por la metodología empírica de Barton.

Además como complemento del desarrollo de este trabajo, se plantea una metodología para la calibración de la herramienta con casos reales. De esta manera será posible validar la metodología y definir categorías de estabilidad basadas en observaciones de terreno.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las condiciones de estabilidad que exigen las excavaciones mineras subterráneas con entrada de personas y equipos, requieren de un análisis exhaustivo que permita identificar las variables críticas dentro del diseño tal que garanticen una operación segura. Entre ellas se destaca los sistemas de fortificación, cuyo objetivo es crear una estructura eficiente para permitir al macizo rocoso auto soportarse, aunque las propiedades del soporte están debidamente analizadas por ensayos mecánicos, la interacción con el macizo rocoso aún no es de total entendimiento.

A pesar de que se han desarrollado metodologías empíricas, su principal limitación corresponde a los casos históricos en los que se basan. En su mayoría se derivan de aplicaciones civiles representando excavaciones superficiales, estados de esfuerzos estáticos y ambientes estructuralmente controlados. Estas características no reflejan de manera correcta los ambientes mineros, presentando una limitación a la hora de aplicarse en escenarios donde las excavaciones se encuentran a profundidades cada vez mayores, esfuerzos altos, potenciales estallidos de roca entre otros aspectos que interfieren en el diseño y hacen necesaria la evaluación de otro tipo de requerimientos, especialmente en los sistemas de fortificación usados.

Si bien métodos como el gráfico de luz crítica (Ouchi 2002) y guías empíricas de Barton (Barton 1974) intentan proponer herramientas a partir de la integración casos y parámetros acordes a los ambientes mineros, su aplicación resulta acotada a etapas tempranas de ingeniería, al omitir aspectos relevantes en el diseño de soporte para roca.

Frente a este escenario, el modelamiento numérico resulta una opción interesante para el análisis de problemas asociados con el diseño de soporte. Por esta razón a lo largo de este trabajo se modeló numéricamente el comportamiento del soporte (pernos y shotcrete) sugerido por Barton (1974) a lo largo de diferentes condiciones geomecánicas del macizo rocoso manteniendo un ancho de excavación constante.

Fue posible concluir que si bien los softwares comerciales usados en la actualidad modelan correctamente esfuerzos y desplazamientos, tienen una limitante en el modelamiento de pernos para roca. Sin importar la formulación que integren ya sea elementos finitos (*Phase2*) o diferencias finitas (*FLAC3D*) ambos algoritmos no consideran el espaciamiento y largo de los elementos de perno. Esto se debe a que su análisis se basa exclusivamente en la relación entre carga y deformación axial del material del elemento, mas no integran un análisis en función de sistema completo y su interacción con el macizo rocoso.

A pesar de esta limitación se logró aplicar de manera exitosa el método de reducción de resistencia al corte (SSR), proponiéndolo como un factor de seguridad que da cuenta del grado de estabilidad que aporta el sistema de soporte a excavaciones subterráneas evaluadas bajo diferentes condiciones geomecánicas. La aplicación del SSR junto a un criterio de estabilidad, que evalúa la relación entre la zona plástica alrededor de las excavaciones frente a la falla en los pernos de roca y en las capas de refuerzo como el shotcrete, permitieron proponer una herramienta que permite un análisis más acucioso comparado con otras metodologías, haciendo posible integrar herramientas empíricas y

de modelamiento numérico, en el análisis de escenarios adversos como los que enfrenta actualmente las operaciones mineras.

Los resultados de las simulaciones fueron comparados con los casos históricos del método de luz crítica (Lang, 1987, Wang, 1999, Ouchi, 2002) con el fin de ver como se comportaban frente a casos reales. Se obtuvieron resultados satisfactorios que indicaron una similitud de los valores del Factor de Seguridad con las categorías del estabilidad (estable, potencialmente inestable e inestable), permitiendo así validar los resultados de la aplicación de SSR frente a casos observados en terreno.

De esta manera fue posible actualizar el gráfico de Barton, definiendo categorías de estabilidad en función de la calidad de roca, diferenciando entre pernos de adherencia y pernos de fricción. En ambos casos se definió la zona en que el soporte sugerido por el autor realmente da sustento al macizo y cuales requieren de mayor análisis o diferentes elementos de refuerzo para garantizar su estabilidad. Finalmente se logró proponer una herramienta que brinda una solución eficiente y segura para el diseño de elementos de fortificación en roca.

Recomendaciones

A continuación se presentan las recomendaciones para trabajos futuros:

- Ante las limitaciones de los softwares actuales de modelamiento numérico en el análisis de pernos de roca, conviene plantear una nueva formulación que se adapte a los requerimientos básicos del diseño de este tipo de elementos. Esto ayudaría a obtener análisis más detallados de la interacción entre el macizo rocoso y los sistemas de soporte, desarrollando análisis que incluyan el funcionamiento del soporte como un sistema completo, mas no como elementos aislados.
- Debido a los largos tiempos de simulación requeridos para este trabajo, se recomienda integrar al software de modelamiento numérico una etapa que permita facilitar la obtención de los factores de seguridad sin necesidad de llevar a cabo una fase manual. Esta mejora facilitara la obtención de resultados permitiendo evaluar un rango más amplio dentro del gráfico que incluya diferentes configuraciones entre elementos de soporte, anchos de excavación y calidades de roca.
- A su vez sería interesante integrar en esta herramienta otros parámetros que afectan el diseño de elementos de soporte. Entre los que se destaca el efecto de la sismicidad en la estabilidad de la excavaciones, y como se comportan los elementos de soporte bajo eventos sísmicos, todo esto con el fin de evaluar su funcionamiento bajo diferentes condiciones.

BIBLIOGRAFÍA

- Abad, J., Caleda, B., Chacon, E. & Gutierrez, V. Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports. 5th International Conference Rock Mechanics, 1984 Melbourne.
- AtlasCopco 2009. Swellex Pernos de Anclaje.
- Balmer, G. 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. *American Society for Testing and Materials*, 52, 1260-1271.
- Baridelli, G. & Villalobos, S. 2014. Análisis Geomecánico de Causal de Daños en Minería Subterránea- Caso Estudio: TAP PNNM .Informe Técnico Codelco.
- Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design.: *Rock Mech.& Min. Sci.*
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6, 189-236.
- Bieniawski, Z. T. 1976. Rock mass classification in rock engineering in rock engineering. Exploration for rock engineering, proc. of the symp. Cape Town.
- Bieniawski, Z. T. 1984. *Rock mechanics Design in Mining and Tunnelling*. Rotterdam.
- Bieniawski, Z. T. 1989. Engineering rock mass classifications. *A complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering*. Canada.
- Brady, B. H. 2004. *Rock mechanics: for underground mining*, Springer.
- Bull, J. 2003. *Numerical analysis and modelling in geomechanics*, Londres, Spon Press.
- Cameron, I. & Budavari, S. 1981. Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and in-situ observations.
- Carranza-Torres, C. 2004. Modelling composite sections (e.g., steel sets and shotcrete) with FLAC and Phase2. Turin.
- Chakraborti, S., Konietzky, H. & Otparlik, K. 2012. Global & local approaches of numerical shear strength reduction technique for stability analysis of rock slopes. *Rock engineering and technology for sustainable underground construction*. Stockholm.
- Dawson, E., Roth, W. & Drescher, A. 1999. Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*, 49, 835-840.
- Dawson, E., You, K. & Park, Y. 2000. Strength-reduction stability analysis of rock slopes using the Hoek-Brown failure criterion. *GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION*, 65-77.

- Fu, W. & Liao, Y. 2010. Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation. *Computers and Geotechnics*, 37, 288-298.
- Galarce, T. 2014. *Modelo de esfuerzos in-situ para Chile y su incidencia en el diseño minero subterráneo*. Ingeniería Civil de Minas, Universidad de Chile.
- Goel, R., Jethwa, J. & Paithankar, A. Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR—A new approach. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 1996. Pergamon, 179-181.
- Grimstad, E. & Barton, N. 1993. Updating the Q-system for NMT. Oslo: Proc. Int. Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support.
- Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B. & Curran, J. 2005. The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. *red*, 2, 1.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of the North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. 1995. *Support of underground excavations in hard rock*, CRC Press.
- Hutchinson, D. J. & Diederichs, M. S. 1996. *Cablebolting in underground mines*, Canada, BiTech Publishers.
- Hyett, A., Bawden, W. & Reichert, R. The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 1992. 503.
- ITASCA 2014. *FLAC3D Manual de Usuario, Versión 3.1*. Mineapolis: ITASCA Consulting Group Inc.
- Jing, L. 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 283-353.
- Klieger, P. & Lamond, J. F. 1994. *Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials*, ASTM International.
- Konietzky, H. & Le, V. C. 2008. Analysis of rockbolt reinforcement by numerical simulation. In: *Proceedings of the international conference on advanced in mining*. Ha Noi, Vietnam: Publishing house for science and technology.
- Lang, B. D. 1987. *Span design for entry-type excavations*. Master of applied science, University of British Columbia.
- Le Van, C. 2008. *Numerical analysis of the interaction between rockbolts and rock mass for coal mine drifts in Vietnam*. Dr. Ing, Technische Universität Bergakademie Freiberg.

- Li, C., Doucet, C. & Carlisle, S. 2009. Dynamic tests of a new type of energy absorbing rock bolt- the D bolt. 3rd Canada-US Rock Mechanics Symposium. Toronto, Canada.
- Li, C. C. 2010. A new energy-absorbing bolt for rock support in high stress rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47, 396-404.
- Mahar, J. W., Parker, H. W. & Wuellner, W. W. 1975. Shotcrete practice in underground construction.
- Moreno, T. 1980. Aplicacion de Clasificaciones Geomecanicas en Tuneles de Pajares. // *Curso de sostenimientos Activosen Galeriasy Tunnels*. Madrid.
- Oreste, P. 2009. The convergence-confinement method: roles and limits in modern geomechanical tunnel design. *American Journal of Applied Sciences*, 6, 757.
- Osgoui, R. R. & Ünal, E. 2009. An empirical method for design of grouted bolts in rock tunnels based on the geological strength index (GSI). *Engineering geology*, 107, 154-166.
- Ouchi, A. M. 2002. *Empirical design of span openings in weak rock*. Master of applied science, University of British Columbia.
- Ouchi, A. M. 2008. *Empirical design of span opening in weak rock*. Master of Applied Science, University of British Columbia.
- Pakalnis, R. 2002. Empirical Design Methods- UBC Geomechanics Update.: NARMS-TAC 2002.
- Rocscience RocLab.
- Rocscience 2009. RocSupport-Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock. Tutorial Manual ed.
- Rocscience 2014. Phase2 v8.0 Tutorial.
- Rutledge, J. C. & Preston, R. L. Experience with engineering classifications of rock. Tunneling Symp, 1978 Tokyo. A3.1-A3.7.
- Saw, A., Villaescusa, E., Windsor, C. & Thompson, A. Non-linear, elastic- plastic response of steel fibre reinforced shotcrete to uniaxial and triaxial compression testing. Shotcrete for Underground Support XI. Engineering Conferences International, 2009.
- Stacey, T. & Page, C. H. 1986. *Practical handbook for underground rock mechanics*, Trans Tech. Publ.
- Stillborg, B. 1986. Professional users handbook for rockbolting. Trans Tech Publication.
- Stillborg, B. 1993. Rockbolt tensile loading across a joint. International Mine water Association Symposium.

- Unal, E. 1983. Development of design guidelines and roof-control standards for coal-mine roofs.
- Vallejos, J. 2012. Estabilización de macizos rocosos. Cátedra de Mecánica de Rocas. Departamento de Ingeniería de Minas- Universidad de Chile.
- Walter, K. & Konietzky, H. Room pillar dimensioning for gypsum and anhydrite mines in Germany. Proceedings of the international conference on advances in mining and tunnelling, 2008. 349-362.
- Wang, J. 1999. *Empirical entry-type underground excavation span design*. M. Eng, University of British Columbia.
- Wang, J., Milne, D. & Pakalnis, R. 2002. Application of a neural network in the empirical design of underground excavation spans. *Mining Technology*, 111, 73-81.
- Windsor, C. 1997. Rock reinforcement systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, 919-951.

ANEXOS

ANEXO A

A continuación se presentan las tablas del método rock mass rating, RMR de Bieniawski para la asignación de puntajes asociados a los parámetros de resistencia uniaxial de roca intacta, RQD, espaciamiento de discontinuidades, condición de discontinuidades, presencia de agua y orientación de discontinuidades.

Clasificación geomecánica correspondiente al RMR 1989 (Bieniawski, 1989)

A. Parámetros de calificación y puntajes									
Parámetro			Rango de valores y puntajes						
1	Resistencia de la roca intacta (MPa)	Índice de resistencia de carga puntual	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Para este rango bajo se prefiere el ensayo de compresión uniaxial		
		Resistencia a la compresión uniaxial	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
	Puntaje		15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad del testigo, RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Puntaje		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades (m)		> 2	0,6 - 2	0,2 - 0,6	0,06 - 0,2	< 0,06		
	Puntaje		20	15	10	8	5		
4	Condición de discontinuidades (Ver E)		•Superficies muy rugosas •No continuas •Sin separación •Roca pared no meteorizadas	•Superficie ligeramente rugosa •Separación <1mm •Roca pared	•Superficie ligeramente rugosa •Separación <1mm •Paredes altamente meteorizadas	•Superficies lisas, o •Relleno <5mm, o •Separación 1-5 mm •Continuas	•Relleno blando >5mm de espesor, o •Juntas abiertas •Continuas		
	Puntaje		30	25	20	10	0		
5	Presencia de agua	Caudal de filtración por 10 m de túnel (lt/min)	Nulo	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Presión de agua en juntas)/Esfuerzo principal mayor, σ_1)	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
	Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteado	Flujo		
	Puntaje		15	10	7	4	0		

B. Ajuste por orientación de las discontinuidades (Ver F) - $P(J_0)$					
Aplicación/Condición	Muy favorable	Favorable	Moderado	Desfavorable	Muy desfavorable
Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12
Fundaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. calificación del macizo rocoso determinado desde el puntaje total

Puntaje	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
calificación	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

D. Significado de la clase de roca

calificación	I	II	III	IV	V
Tiempo estable promedio/ancho excavación	20 años / 15m	1 año / 10m	1 semana / 5m	10hrs / 2,5m	30 min / 1m
Cohesión del macizo rocoso (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Ángulo de fricción macizo rocoso (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

E. Guías para la calificación de discontinuidades











Persistencia (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
Puntaje	6	4	2	1	0
Apertura (mm)	Ninguna	0,1	0,1 – 1,0	1 - 5	> 5
Puntaje	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Mod. rugosa	Lisa	Muy lisa
Puntaje	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Blando < 5 mm	Blando > 5 mm
Puntaje	6	4	2	2	0
Alteración	Sin alteración	Lev. alterado	Mod. alterado	Alta alteración	Descompuesto
Puntaje	6	5	3	1	0

F. Rumbo discontinuidad con respecto al eje de la excavación






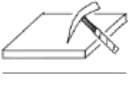
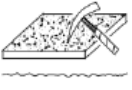
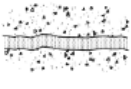
Dip (grados)	Paralelo	Perpendicular		Cualquier rumbo
		Avance con Dip	Avance contra Dip	
45 - 90	Muy desfavorable	Muy favorable	Moderado	n/a
20 - 45	Moderado	Favorable	Desfavorable	n/a
0 - 20	Moderado	Moderado	Moderado	Moderado

El método de calificación del macizo rocoso propuesto a partir de índice Q- Rock Quality Index (Barton et al., 1974), se basa en la asignación de puntajes para parámetros como: RQD, cantidad de discontinuidades, rugosidad y alteración de las discontinuidades, presencia de agua y factor de reducción de esfuerzos. La asignación de puntajes para la clasificación geomecánica correspondiente al Q se presenta en las siguientes tabla modificadas de (Hutchinson and Diederichs, 1996)

Set de discontinuidades- J_n

N° de sets de juntas	J_n			
Roca masiva sin sets		0.5	1	 Pocos sets - aleatorios
1 set		2	3	 1 set + aleatorio
2 sets		4	6	 2 sets + aleatorio
3 sets		9	12	 3 sets + aleatorio
4 o más sets		15	20	 Roca desintegrada

Rugosidad de discontinuidades- J_r

		Gran escala	Planas	Ondulosas	Discontinuas
Pequeña escala:	J_r (set crítico)				
Pulida		0.5	1.5	2.0	
Suave		1.0	2.0	3.0	
Rugosa		1.5	3.0	4.0	
Discontinuidad rellena		1.0	1.0	1.5	

Alteración de discontinuidades- J_a

Caso	Condición	ϕ_{jres} (°)	J_a	
– Aumenta la alteración de la estructura →	(a) Hay contacto entre las cajas de la estructura			
	A	Estructuras bien trabadas y selladas con rellenos duros, impermeables, y que no se ablandan (e.g. cuarzo epidota, etc.)	---	0,75
	B	Estructuras con cajas no alteradas, que solo presentan patinas locales	25-35	1
	C	Estructuras con cajas ligeramente alteradas. Pátinas de materiales que no se ablandan y libres de finos: arenas, roca molida, etc.	25-30	2
	D	Estructuras con pátinas limo arenosas, con poco contenido de arcillas, que no se ablandan	20-25	3
	E	Estructuras con pátinas de minerales arcillosos de baja fricción y que se ablandan (e.g. caolinita, micas, etc). Estructuras con pátinas de clorita, talco, yeso, grafito, etc. Estructuras con pequeñas cantidades de arcillas expansivas (pátinas discontinuas, de 1 a 2 mm de potencia)	8-16	4
	(b) Desplazamiento de corte menores que 10 cm producen contacto entre las cajas de la estructura			
	F	Estructuras con rellenos de arenas y/o roca molida, libres de arcilla	25-30	4
	G	Estructuras con rellenos de arcillas muy pre-consolidadas, que no se ablandan (rellenos continuos, con espesores < 5 mm)	16-24	6
	H	Estructuras con rellenos de arcillas algo a poco pre-consolidadas, que se ablandan (rellenos continuos, con espesores < 5 mm)	6-12	8
	J	Estructuras con rellenos de arcillas expansivas (e.g. montmorillonita, rellenos continuos, espesores < 5 mm).		8-12
	(c) Los desplazamientos de corte no producen contacto entre las cajas de la estructura			
	K, L, M	Estructuras con rellenos de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H, J para descripciones del material arcilloso)	6-24	6, 8 o 8-12
	N	Estructuras con rellenos potentes de arenas limosas o limo-arcillosas, con poco contenido de arcillas (que no se ablandan)	---	5
	O, P, R	Estructuras con rellenos potentes de salbanda arcillosa (ver G, H, J para descripciones del material arcilloso)	6-24	10, 13 o 13-20

Condición de Agua- J_w

Caso	Condición	p_w (MPa)	J_w	
– Aumentan las infiltraciones →	A	Túneles secos o con infiltraciones menores (e.g. 5 lt/min localmente o en algunos sectores)	< 0,1	1
	B	Infiltraciones y presiones moderadas, que ocasionalmente causan el lavado del relleno de las estructuras	0,1-0,25	0,66
	C	Infiltraciones y presiones importantes en roca competente con estructuras sin relleno	0,25-1,0	0,50
	D	Infiltraciones y presiones importantes que causan lavado de los rellenos de las estructuras		0,33
	E	Infiltraciones muy importantes y a presión gatilladas por las tronaduras, pero decaen con el tiempo	> 1,0	0,1-0,2
	F	Infiltraciones excepcionalmente altas con presiones que continúan sin decaer con el tiempo		0,05-0,1

Factor de reducción de por esfuerzos- *SRF*

(a) Zonas débiles interceptan la posición que tendrá la excavación subterránea, lo que puede causar aflojamiento (loosening) del terreno cuando se desarrolle la excavación subterránea			
Caso	Condición		<i>SRF</i>
A	Múltiples zonas débiles que contienen arcillas y/o roca químicamente desintegrada, con roca suelta en su periferia (a cualquier z)		10,0
B	Múltiples zonas débiles, con roca suelta en su periferia, en un macizo rocoso competente y libre de arcilla (a cualquier z)		7,5
C	Macizo rocoso muy fracturado, con estructuras abiertas que definen bloques en forma de cubos (a cualquier z)		5,0
D, E	Una zona débil que contienen arcillas y/o roca químicamente desintegrada, con roca suelta en su periferia	$z \leq 50$ m	5,0
		$z > 50$ m	2,5
F, G	Una zona débil, con roca suelta en su periferia, en un macizo rocoso competente y libre de arcilla	$z \leq 50$ m	5,0
		$z > 50$ m	2,5

(b) Macizos rocosos competentes, problemas asociados a concentraciones de esfuerzos				
Caso	Condición	UCS/σ_1	σ_θ/UCS	<i>SRF</i>
H	Estado de esfuerzos de magnitud baja, estructuras superficiales abiertas	> 200	< 0,01	2,5
I	Estado de esfuerzos moderados, condición de esfuerzos favorable	200 – 10	0,01 – 0,3	1,0
J	Estado de esfuerzos de magnitud alta, estructuras bien trabadas (usualmente favorable para la estabilidad, aunque puede presentar problemas en las cajas)	10 – 5	0,3 – 0,4	0,5 – 2,0
K	Macizo rocoso que presenta lajamientos moderados 1 hora después del desarrollo de la excavación subterránea	5 – 3	0,5 – 0,65	5 – 50
L	Macizo rocoso que presenta lajamientos e incluso estallidos de roca poco después del desarrollo de la excavación subterránea	3 – 2	0,65 - 1,0	50 – 200
M	Macizos rocosos que sufren notorios estallidos de roca y deformaciones inmediatas después del desarrollo de la excavación subterránea	< 2	> 1	200 - 400

(c) Macizos rocosos que fluyen plásticamente (squeezing rock)			
Caso	Condición	UCS/σ_1	<i>SRF</i>
O	El flujo plástico genera presiones leve a moderadas	1 – 5	5 – 10
P	El flujo plástico genera presiones importantes	> 5	10 – 20

(d) Macizos rocosos expansivo (swelling rock), expansión o hinchamiento debido a reacciones químicas causadas por la presencia de agua		
Caso	Condición	<i>SRF</i>
R	El hinchamiento genera presiones leves a moderadas	5 – 10
S	El hinchamiento genera presiones importantes	10 – 15

Además para ingresar al gráfico propuesto para la determinación de características del soporte se integra el parametro ESR, cuyos valores se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de Excavación	ESR
A. Labores mineras de carácter temporal	2 - 5
B. Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica	1.6 - 2
C. cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso	1.2 – 1.3
D. Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneas para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9 - 1.1
E. Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5 – 0.8

ANEXO B

Las siguientes tablas resumen los sets de simulaciones, contemplados para el desarrollo de la actualización de guías empíricas para el diseño de soporte. El set 1, 2, 3 se describen previamente en la sección de Definición de Casos.

Tabla B-1. Set de simulaciones con un valor de relación de esfuerzos de 1.5

Simulaciones	Caso	Profundidad [m]	Índice de resistencia geología, GSI
Set 1 Constantes: Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	1	250	30
	2	250	50
	3	250	80
	4	500	30
	5	500	50
	6	500	80
	7	1000	30
	8	1000	50
	9	1000	80
Set 2 Constantes: Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	10	250	30
	11	250	50
	12	250	80
	13	500	30
	14	500	50
	15	500	80
	16	1000	30
	17	1000	50
	18	1000	80
Set 3 Constantes: Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	19	250	30
	20	250	50
	21	250	80
	22	500	30
	23	500	50
	24	500	80
	25	1000	30
	26	1000	50
	27	1000	80

Tabla B-2. Set de simulaciones con un valor de relación de esfuerzos de 1.5

Simulaciones	Caso	Profundidad [m]	Índice de resistencia geología, GSI
<p>Set 4</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1,5</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]</p>	28	250	30
	29	250	50
	30	250	80
	31	500	30
	32	500	50
	33	500	80
	34	1000	30
	35	1000	50
	36	1000	80
<p>Set 5</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1.5</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]</p>	37	250	30
	38	250	50
	39	250	80
	40	500	30
	41	500	50
	42	500	80
	43	1000	30
	44	1000	50
	45	1000	80
<p>Set 6</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1.5</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]</p>	46	250	30
	47	250	50
	48	250	80
	49	500	30
	50	500	50
	51	500	80
	52	1000	30
	53	1000	50
	54	1000	80

Tabla B-3. Set de simulaciones con un valor de relación de esfuerzos de 2

Simulaciones	Caso	Profundidad [m]	Índice de resistencia geología, GSI
Set 7 Constantes: Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	55	250	30
	56	250	50
	57	250	80
	58	500	30
	59	500	50
	60	500	80
	61	1000	30
	62	1000	50
	63	1000	80
Set 8 Constantes: Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	64	250	30
	65	250	50
	66	250	80
	67	500	30
	68	500	50
	69	500	80
	70	1000	30
	71	1000	50
	72	1000	80
Set 9 Constantes: Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	73	250	30
	74	250	50
	75	250	80
	76	500	30
	77	500	50
	78	500	80
	79	1000	30
	80	1000	50
	81	1000	80

La misma secuencia de parámetros de entrada al modelo numérico se repite para pernos de fricción, la única diferencia corresponde a la enumeración de casos que esta vez inicia en 82.

ANEXO C

CÁLCULO DEL MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE PARA EL CRITERIO GENERALIZADO DE HOEK- BROWN

Aunque inicialmente el método de reducción de resistencia al corte se estableció para el criterio de falla de Mohr-Coulomb, a lo largo de los últimos años su uso se ha incrementado impulsando diferentes aplicaciones, entre ellas está el desarrollo de algoritmos para su cálculo en el marco de aplicaciones en envolventes de falla no lineales como el criterio generalizado de Hoek- Brown.

Siguiendo la metodología descrita por (Hammah et al., 2005), el criterio Generalizado de Hoek- Brown define la resistencia del material en términos de los esfuerzos mayor y menor a través de la siguiente ecuación:

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

Donde σ_{ci} corresponde a la resistencia uniaxial de la roca intacta y los parámetros s , m y a se expresan mediante:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

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

A partir de las correlaciones propuestas (Balmer, 1952) es posible determinar los esfuerzos normales de corte equivalentes a los esfuerzos principales del criterio generalizado Hoek-Brown. Es así como los esfuerzos normal y de corte corresponden a un punto en el que la envolvente de esfuerzos principales que puede determinarse a partir de las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (2)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (3)$$

Para el criterio generalizado de Hoek-Brown las siguientes ecuaciones relacionan σ_n y τ con σ_1 y σ_3 :

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \quad (4)$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \quad (5)$$

El cálculo del factor del método SSR bajo un análisis mediante elementos finitos sigue las siguientes etapas:

- Reducción de las propiedades de resistencia en un factor F
- Determinación de nuevo modelo de resistencia considerando la reducción en la envolvente de falla.
- Uso de nuevos parámetros en análisis convencional elasto- plástico por elementos finitos.

De acuerdo a esto la reducción del criterio generalizado de Hoek- Brown se da al normalizar la ecuación (4) por el factor F .

$$\begin{aligned} \tau^{red} &= \frac{\tau^{orig}}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \frac{1}{F} \\ &= (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b^{red} \left(m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}}}{2 + am_b^{red} \left(m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}} \end{aligned}$$

La interpretación geométrica de la reducción de la envolvente de falla se muestra en la siguiente figura, donde para una envolvente original τ^{orig} , se reduce por un factor F obteniéndose una nueva envolvente τ^{red}

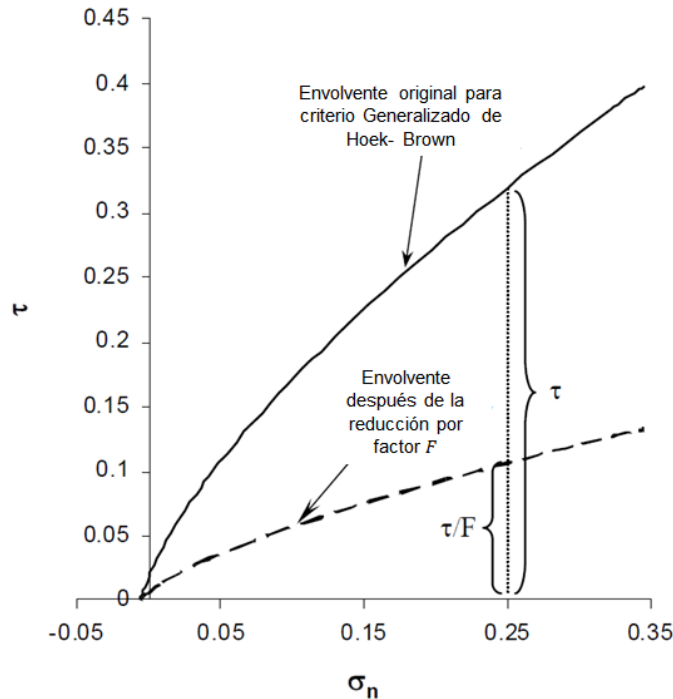


Figura C-1. Envolvente de falla original y reducida para criterio generalizado de Hoek- Brown. (Hammah et al. 2005)

Considerando la descripción anterior el algoritmo implementado en Phase² para la reducción del criterio generalizado de Hoek- Brown, consiste en determinar los parámetros de una curva con el mejor ajuste de la envolvente del criterio normalizado por un factor F . De este modo se asume que la resistencia uniaxial de la roca intacta σ_{ci}^{red} puede calcularse mediante $\sigma_{ci}^{red} = \sigma_{ci}/F$.

Este supuesto simplifica considerablemente el procedimiento para hallar el mejor ajuste a la curva sin adicionar errores al cálculo. Además el algoritmo calcula a partir de los valores de m y GSI los valores para los parámetros de m_b^{red} , s^{red} y a^{red} .

Por último las etapas para la estimación de los parámetros reduciendo la envolvente del criterio generalizado de Hoek- Brown se plantean de la siguiente forma:

- Establecer el rango del esfuerzo principal menores que actual sobre el modelo. El valor mínimo para el esfuerzo se toma como la resistencia a la tracción σ_τ , por lo que solo es necesario determinar el valor máximo σ_3 .
- Determinar el valor correspondiente al esfuerzo normal σ_n usando la ecuación (5).
- Minimizar el error de la función cuadrática sobre el rango $[\sigma_n, \sigma_\tau max]$. Finalmente obtener los parámetros indicados por el método.

ANEXO D

PERNOS DE ADHERENCIA

Los siguientes resultados corresponden a los obtenidos para las simulaciones de pernos de adherencia, los parámetros evaluados corresponde a los simulaciones a partir del set 4.

Tabla D-1. Resultados para set cuatro- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1.5 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	28	1.10	1.15	1.10
	29	1.85	1.85	1.85
	30	3.00	-	3.00
	31	1.00	1.00	1.00
	32	1.30	1.40	1.30
	33	2.20	2.30	2.20
	34	1.00	1.00	1.00
	35	1.00	1.00	1.00
36	1.45	1.50	1.45	

Tabla D-2. Resultados para set cinco- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1.5 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	37	1.05	1.15	1.05
	38	2.00	2.20	2.00
	39	3.00	-	3.00
	40	1.00	1.00	1.00
	41	1.35	1.50	1.35
	42	2.50	-	2.50
	43	1.00	1.00	1.00
	44	1.00	1.00	1.00
	45	1.60	1.70	1.60

Tabla D-3. Resultados para set seis- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1.5 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	46	1.10	1.20	1.10
	47	2.15	2.25	2.15
	48	3.00	-	3.00
	49	1.00	1.00	1.00
	50	1.75	1.90	1.75
	51	2.60	-	2.60
	52	1.00	1.00	1.00
	53	1.00	1.00	1.00
	54	1.75	1.90	1.75

Tabla D-4. Resultados para set siete- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	55	1.00	1.00	1.00
	56	1.60	1.80	1.60
	57	2.75	-	2.75
	58	1.00	1.00	1.00
	59	1.05	1.25	1.05
	60	1.75	-	1.75
	61	1.00	1.00	1.00
	62	1.00	-	1.00
	63	1.20	-	1.20

Tabla D-5. Resultados para set ocho- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	64	1.00	1.00	1.00
	65	1.70	1.75	1.70
	66	3.00	-	3.00
	67	1.00	1.00	1.00
	68	1.10	1.25	1.10
	69	2.05	-	2.05
	70	1.00	1.00	1.00
	71	1.00	1.00	1.00
	72	1.30	1.40	1.30

Tabla D-6. Resultados para set nueve- pernos de adherencia

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	73	1.00	1.05	1.00
	74	1.75	2.20	1.75
	75	3.00	-	3.00
	76	1.00	1.00	1.00
	77	1.25	1.30	1.25
	78	2.40	-	2.40
	79	1.00	1.00	1.00
	80	1.00	1.00	1.00
	81	1.40	1.50	1.40

PERNOS DE FRICCIÓN

En cuanto a los resultados para pernos de fricción o swellex, se muestran en las siguientes tablas.

Tabla D-7. Resultados para set uno- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	82	1.30	1.80	1.30
	83	2.50	2.60	2.50
	84	3.00	-	3.00
	85	1.00	1.00	1.00
	86	1.65	1.80	1.65
	87	2.85	-	2.85
	88	1.00	1.00	1.00
	89	1.00	1.15	1.00
	90	2.00	2.05	2.00

Tabla D-8. Resultados para set dos- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	91	1.40	1.70	1.40
	92	2.70	-	2.70
	93	3.00	-	3.00
	94	1.00	1.00	1.00
	95	1.90	1.90	1.90
	96	2.50	-	2.50
	97	1.00	1.00	1.00
	98	1.20	1.30	1.20
	99	2.40	-	2.40

Tabla D-9. Resultados para set tres- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	100	1.50	1.80	1.50
	101	1.90	3.00	1.90
	102	3.00	-	3.00
	103	1.00	1.00	1.00
	104	1.90	2.05	1.90
	105	1.00	1.00	1.00
	106	1.50	1.55	1.50
	107	1.00	1.25	1.00
	108	3.00	-	3.00

Tabla D-10. Resultados para set cuatro- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1.5 Resistencia a la compresión uniaxial= 100 [MPa]	109	1.10	1.15	1.10
	110	1.85	1.85	1.85
	111	3.00	-	3.00
	112	1.00	1.00	1.00
	113	1.40	1.40	1.40
	114	2.30	2.30	2.30
	115	1.00	1.00	1.00
	116	1.00	1.00	1.00
	117	1.50	1.50	1.50

Tabla D-11. Resultados para set cinco- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1.5 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	118	1.15	1.15	1.15
	119	2.20	2.20	2.20
	120	3.00	-	3.00
	121	1.00	1.00	1.00
	122	1.50	1.50	1.50
	123	2.80	-	2.80
	124	1.00	1.00	1.00
	125	1.00	1.00	1.00
	126	1.70	1.70	1.70

Tabla D-12. Resultados para set seis- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 50 [MPa]	127	1.20	1.20	1.20
	128	2.25	2.25	2.25
	129	3.00	-	3.00
	130	1.00	1.00	1.00
	131	1.90	1.90	1.90
	132	3.00	-	3.00
	133	1.00	1.00	1.00
	134	1.10	1.00	1.10
	135	1.90	1.90	1.90

Tabla D-13. Resultados para set siete- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial=100 [MPa]	136	1.00	1.00	1.00
	137	1.70	1.80	1.70
	138	2.90	-	2.90
	139	1.00	1.00	1.00
	140	1.15	1.25	1.15
	141	1.90	-	1.90
	142	1.00	1.00	1.00
	143	1.00	-	1.00
	144	1.40	-	1.40

Tabla D-14. Resultados para set ocho- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =2 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	145	1.10	1.00	1.10
	146	1.75	1.75	1.75
	147	3.00	-	3.00
	148	1.00	1.00	1.00
	149	1.25	1.25	1.25
	150	2.40	-	2.40
	151	1.00	1.00	1.00
	152	1.00	1.00	1.00
	153	1.40	1.40	1.40

Tabla D-15. Resultados para set nueve- pernos de fricción

Parámetros	Caso	Factor de Seguridad		
		Pernos	Shotcrete	Global
<i>Constantes</i> Relación de esfuerzos =1 Resistencia a la compresión uniaxial= 150 [MPa]	154	1.10	1.05	1.10
	155	1.90	2.20	1.90
	156	3.00	-	3.00
	157	1.00	1.00	1.00
	158	1.40	1.30	1.30
	159	2.60	-	2.60
	160	1.00	1.00	1.00
	161	1.00	1.00	1.00
	162	1.60	1.50	1.50